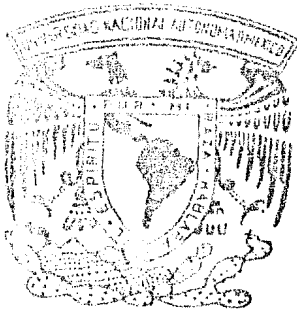


24

131



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

# **Diseño Hidráulico y Estructural del Sifón Bombaná II - Chicoasén**

**T E S I S**  
Que para obtener el título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
p r e s e n t a :  
**LUIS MEDINA ZARCO**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# INDICE

## DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL SIFON BOMBANA II - CHICOASEN.

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- GENERALIDADES DEL PROYECTO
  - 2.1 Características
  - 2.2 Situación geográfica y vías de comunicación
  - 2.3 Fisiografía
  - 2.4 Geología y topografía del sitio del sifón
- 3.- DISEÑO HIDRAULICO
  - 3.1 Estructuras más usuales para salvar obstáculos en una conducción
    - 3.1.1 Puente-canal
    - 3.1.2 Sifón invertido
  - 3.2 Determinación del gasto de diseño del sifón
    - 3.2.1 Revisión hidrológica
    - 3.2.2 Simulación del funcionamiento de vaso
    - 3.2.3 Conclusiones
  - 3.3 Elección del tipo de sección
    - 3.3.1 Sección circular
  - 3.4 Características de la Conducción
  - 3.5 Pérdidas en la conducción
  - 3.6 Análisis del funcionamiento hidráulico, Alternativa I
  - 3.7 Análisis del funcionamiento hidráulico, Alternativa II
- 4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA
  - 4.1 Características geométricas de la tubería.
  - 4.2 Análisis Numérico
  - 4.3 Diseño de la tubería
    - 4.3.1 Diseño por valores admisibles
      - 4.3.1.1 Flexión
      - 4.3.1.2 Fuerza cortante
      - 4.3.1.3 Esfuerzo de adherencia

4.4 Revisión de las secciones

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.- ANEXOS

7.- ANEXO DE PLANOS

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

# CAPITULO I

## INTRODUCCION

La generación de energía eléctrica en México ha contribuido de una manera definitiva a su desarrollo industrial, social y cultural teniendo las centrales hidroeléctricas una aportación importante de dicha energía. De las centrales hidroeléctricas de nuestro país destaca la Central Hidroeléctrica de Chicoasén y su proyecto secundario la línea de Conducción Bombaná II-Chicoasén. -- En este último se centrará, esta tesis, en el diseño del sifón - que forma parte de la conducción.

En México al final de la década de los sesenta, los precios reducidos de los combustibles y los costos relativamente bajos de construcción de las Plantas Termoeléctricas, hicieron atractiva - la construcción de dichas plantas como el recurso más adecuado para satisfacer las demandas de energía eléctrica del país. Sin embargo la crisis de energéticos y el creciente y desorbitado aumento en el costo de los combustibles, cambiaron radicalmente el panorama. Así pues, el desarrollo de los grandes proyectos hidroeléctricos renació hacia fines de 1973.

Una de las preocupaciones fundamentales en la generación de energía eléctrica, es el aprovechamiento óptimo de los recursos - energéticos naturales que nuestro país posee, tratando de diversificar las formas de generación disminuyendo en lo posible la dependencia que se tiene con los hidrocarburos.

Nuestro país en el Sureste, dispone de una importante reserva hidráulica, que es un recurso energético natural, el cual se - está aprovechando en la generación de energía eléctrica, que de - todas las formas de energía producidas por el hombre es la menos

contaminante. La comisión Federal de Electricidad instala y opera en esta zona sobre el Río Grijalva las plantas de la Angostura, -- Chicoasén, Maloaso, Peñitas y Bajo Grijalva. (ver fig. 1)

Por otra parte es importante mencionar que a la fecha sólo - se utiliza el 13% del potencial hidroeléctrico identificado en el territorio nacional y con el objeto de llevar a cabo la política - de diversificación de las fuentes energéticas, así como aprovechar el agua como recurso energético natural, se analiza en forma contí - nua y sistemática el potencial hidroeléctrico. Actualmente, se ge - neran 24 000 millones de KWH anuales con hidroeléctricas, lo que - corresponde al 34% de la generación total del país. Se puede ver de lo anterior que el proyecto Hidroeléctrico Chicoasén tiene una gran importancia ya que producirá el 10% del total de energía pro - ducida con hidroeléctricas.

Con el fin de hacer una evaluación correcta de la magnitud - de esta obra citaré datos históricos y estadísticas que nos plan - tean el panorama del desarrollo de la producción de energía eléc - trica en nuestro país desde su inicio.

Fué en la segunda mitad del siglo XIX, cuando las industrias y las minas empezaron a beneficiarse con energía eléctrica prove - nientes de pequeñas plantas generadoras instaladas por ellas mis - mas y ahí tuvo origen el hecho de que la energía en disponibilidad empezó a venderse a consumidores comerciales y particulares por lo que se estableció un servicio mixto.

Como ejemplo de esta situación puede citarse el caso de la - compañía Boleo, que proveía de energía eléctrica a Santa Rosalía, Baja California Sur: la Minning and Milling Co. que hacia 1903 ins - taló su planta hidráulica y suministró energía a Guanajuato, Gto., la compañía San Idelfonso que en 1895 suministraba energía a la -- Cd. de México, también la compañía Mexicana de Gas y Luz Eléctrica,

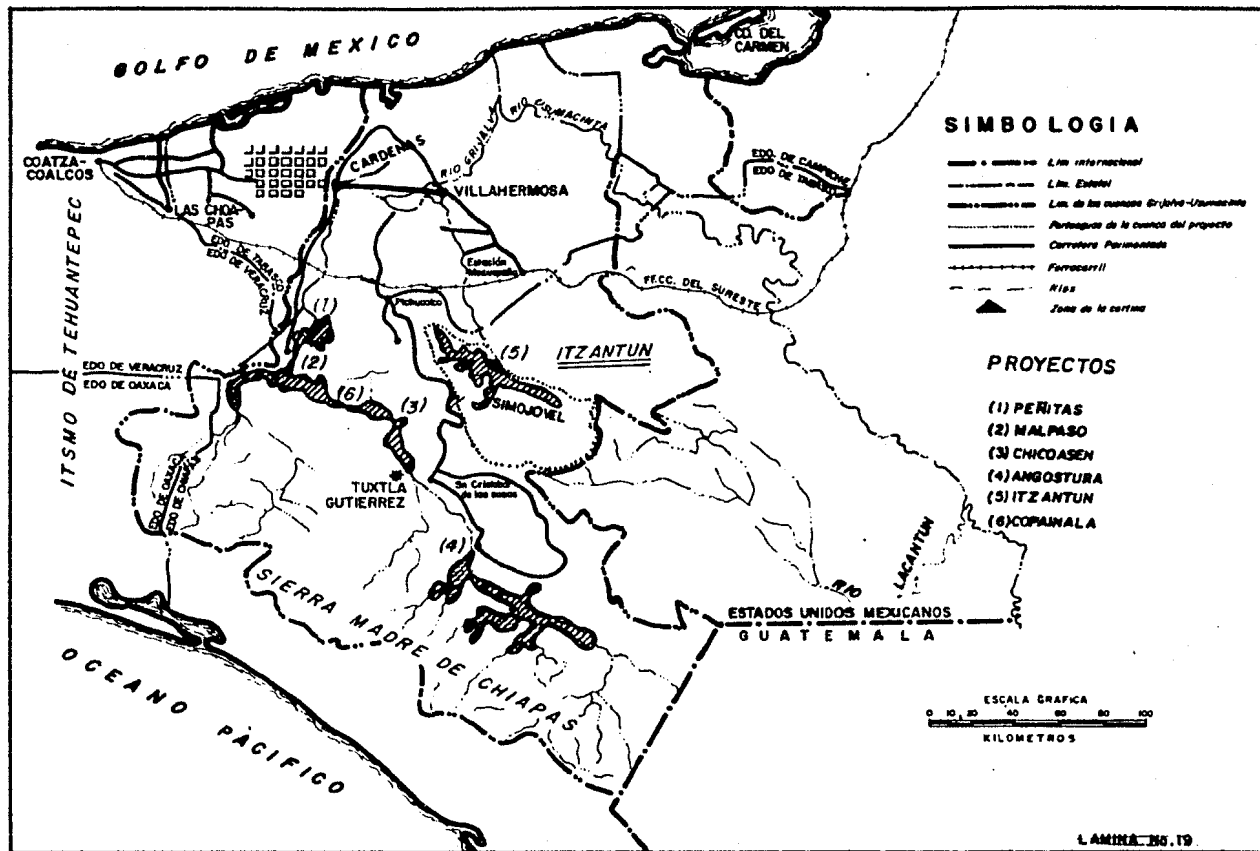


Figura 1

dotaban a la capital de energía para servicios públicos. En Monte rrey se puede citar a la Monterrey Eléctric Railway Company, en -- Queretaro a la Compañía Hidráulica Queretana, etc.

Muy pronto la naciente industria rebasó sus incipientes y es trechos límites, pues al iniciarse el siglo XX, se experimentó con rápida y creciente intensidad la imperiosa necesidad de contar con instalaciones generadoras cuya capacidad pudiera satisfacer la demanda del fluido eléctrico cada día más activa y exigente.

Para cubrir esos requerimientos se decidió aprovechar recursos hidráulicos más potentes.

En 1900 la Societé du Necaxa obtuvo la concesión de utilizar la fuerza hidráulica del Río Necaxa y fué The Mexican Light and -- Power Co. Ltd., en su calidad de concesionaria de la Societé du Ne caxa que el 24 de marzo de 1903 firmó con el gobierno mexicano el contrato de concesión para el aprovechamiento de las aguas de los - río Tenango, Necaxa y Catepuxtla, con el fin de generar energía mo triz que sería utilizada en la Cd. de México. En 1905 entró en -- servicios la primera unidad de 5 000 KW y en diciembre de ese mismo año la planta de Necaxa enviaba fluido eléctrico a la capital - a través de las líneas de transmisión con una tensión de 60 000 V y que se elevó a 85 000 V en 1910.

Entre las obras emprendidas a principios del presente siglo destaca la Presa La Boquilla, sobre el río Conchos en el estado de Chihuahua, terminaba en 1916.

A la Comisión Federal de Electricidad, formada en el año de 1937, por decreto presidencial se le encargó la función del estu-- dio y aprovechamiento de los recursos disponibles para la genera-- ción de energía eléctrica. Durante el período 1937-1944, año en - que fué puesta en servicio la primera unidad de Ixtapantongo con -



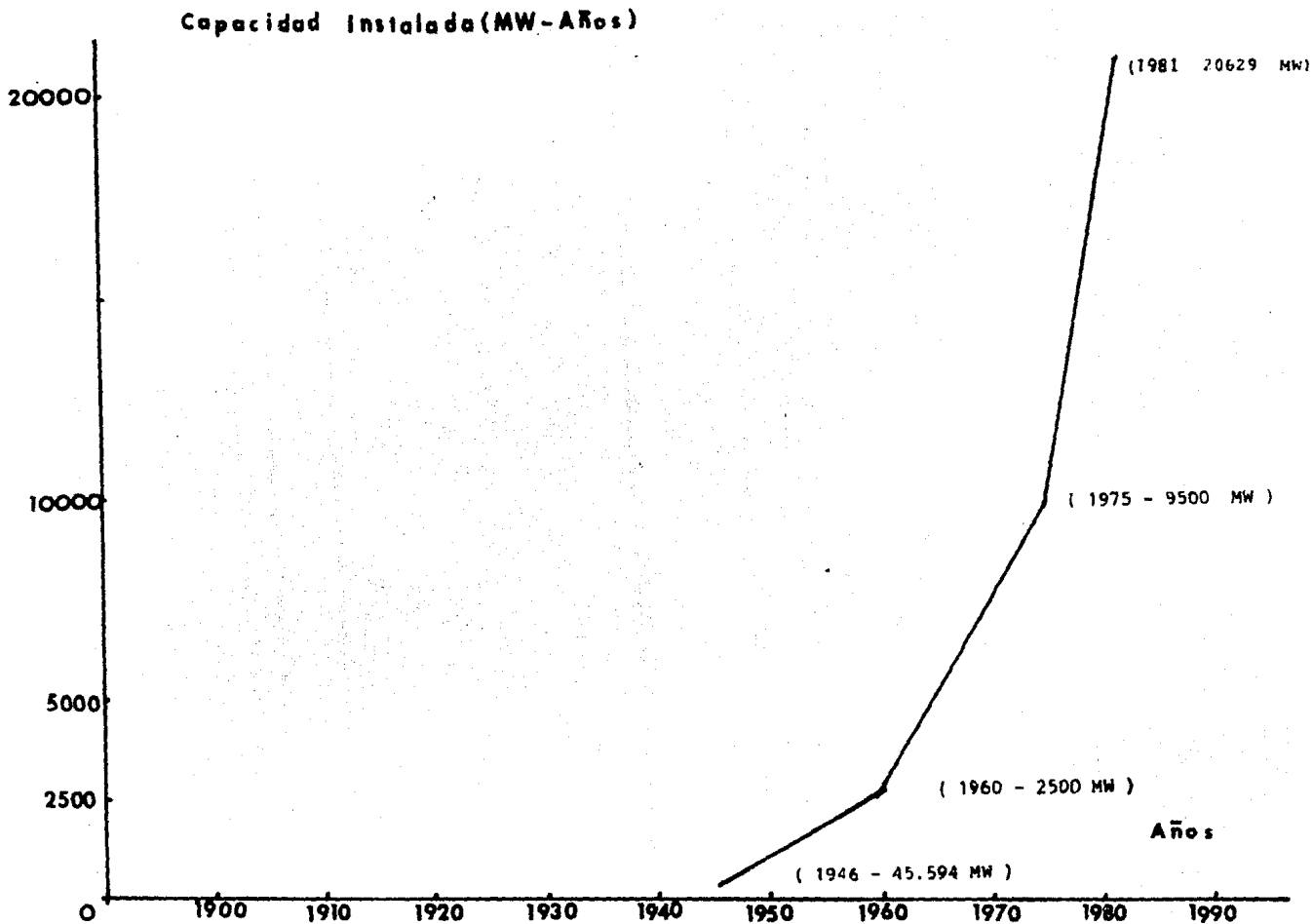
capacidad de 27.9 MW, esta institución había llevado a cabo instalaciones que en conjunto sólo alcanzaban la capacidad de 33.5 MW. (ver fig. 2)

Para el año de 1946 con una población de 19.7 millones de -- habitantes el país, la Comisión contaba con una capacidad instalada de 45.594 MW, la cual cubría el 5.11% del total de las demandas.

En 1964 el 61.5% de la potencia de energía instalada pertenecía a la Comisión y el Sector Privado había sido nacionalizado en 1960, año en que nuestro país tenía una capacidad total instalada de 2 500 MW con una generación de 10 741 millones de KWH. En tanto que al finalizar 1975 la capacidad total instalada en México ascendía a la cifra de 9 500 MW, con generación de 41 000 millones de - KWH anuales. Este sorprendente aumento es producido por las multi ples instalaciones hidráulicas y termoeléctricas entre las cuales sobresalen la del Valle de México, Monterrey, Tijuana y Tula; en - la actualidad están por terminarse las termoeléctricas de Tampico, Torreón y Campeche cuya capacidad en conjunto asciende a 2 600 MW. Se encuentran también en proceso de construcción, la Planta de Río Escondido de 1 200 MW que utilizará carbón como combustible y la - de Laguna Verde que utilizará energía nuclear de 1 308 MW.

La incorporación de las metas y objetivos que contempla el - Plan Global de Desarrollo hace que las estimaciones actuales de la demanda de energía eléctrica para el horizonte de los ochentas reflejen una tasa de crecimiento promedio anual de 12% para los primeros años hasta 1985 y de 11% anual en las proximidades de los no ventas.

La capacidad instalada en plantas generadoras a fines de - - 1981, es de 20.629 millones de KW (ver fig. 2) de los cuales el - 58.7% son de tipo termoeléctrico convencional, el 38.4% hidroeléctrico, el 1.8% carboeléctrico y el 1.1% geotermoeléctrico, sin embargo, actualmente el 61% de la población nacional que está concen



**Figura 2. Desarrollo de las capacidades instaladas en México para la producción de energía eléctrica (1946-1981)**

trada en grandes ciudades consume el 98% de la energía eléctrica - con destino doméstico, el 11% que está desconcentrada, demanda únicamente el 2%, y el 28% resta que se encuentra disperso, no consume energía en lo absoluto. (ver fig. 3)

Los estudios realizados en materia de energía eléctrica indican que se deberá enfrentar el resto de duplicar cada 7 años la capacidad de generación de energía con su correspondiente ampliación de las redes de transmisión y distribución. Además, se combinan - los objetivos de ofrecer seguridad en el suministro de energía y - el de diversificar las fuentes primarias.

La magnitud de la capacidad instalada y de la capacidad de generación disponible debe comprender márgenes de reserva suficientes para permitir a los sistemas eléctricos operar bajo condiciones críticas, tales como la falla de unidades generadoras, interrupciones en líneas, mantenimientos y regímenes hidrológicos escasos. Se utilizan modelos económicos para la planeación a largo plazo de las obras necesarias en el desarrollo de los sistemas eléctricos, considerando los costos de operación y mantenimiento y el costo de la energía no suministrada.

A pesar de los grandes esfuerzos que se han hecho para diversificar las fuentes de generación, las plantas termoeléctricas convencionales seguirán jugando un papel muy importante, ya que de acuerdo a los programas de inversiones en el período de 1983 a 1988 deberán entrar en servicio 13.8 millones de KW, con la que llegaremos en 1988 a una capacidad total de 32.8 millones de KW de los cuales el 58.4% será en plantas termoeléctricas convencionales, esto significa que en 6 años habrá que hacer un gran esfuerzo para casi duplicar la capacidad actual, al finalizar esta década. Se estima que para fines de 1990 debemos contar con una capacidad instalada de 41.2 millones de KW, de los cuales el 57.7% será con unidades a base de hidrocarburos.

# Consumo doméstico de electricidad, 1979

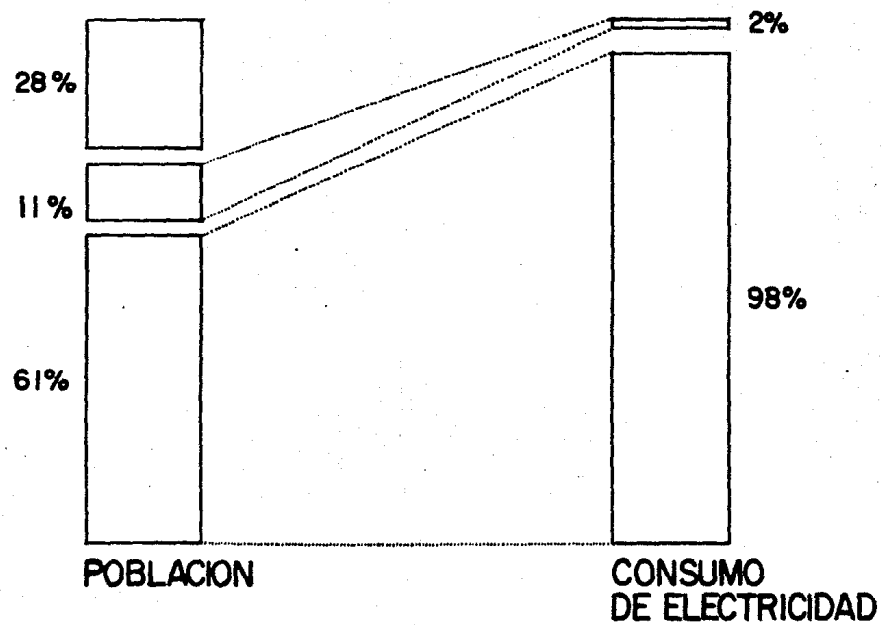


Figura 3

Continuando con los programas a largo plazo, observamos que para el año 2000 las plantas termoeléctricas convencionales, pese a la diversificación energética, seguirán teniendo un papel relevante, ya que se espera que para esas fechas todavía el 51% de toda la energía necesaria será procedente de los hidrocarburos. Esto representa que los programas de construcción para plantas de este tipo seguirá siendo prioritario. Por otra parte, de acuerdo con el más reciente estudio sobre el potencial hidroeléctrico de México, publicado por la Comisión Federal de Electricidad a fines del año de 1978, el desarrollo de todo el potencial identificado permitirá generar anualmente 171,866 GWH, o sea más de tres veces la generación total de energía eléctrica producida en 1978.

Se tiene al presente en operación, como lo había mencionado, sólo un 13% del potencial identificado, lo que indica la urgencia de desarrollar un programa de construcción de plantas hidroeléctricas que permitirá desarrollar de aquí a fin de siglo todo el potencial utilizable.

Entre las plantas hidroeléctricas más importantes destacan: El Infiernillo (1 008 MW) con su cortina de 148.5 mts. de altura y un volumen de 5.6 millones de m<sup>3</sup>., Malpaso (1 080 MW), La Villita (300 MW), El Novillo (135 MW), La Venta y Angostura (900 MW), Chicoasén (2 400 MW).

Actualmente se encuentran en construcción en el Sureste, las siguientes plantas hidroeléctricas; Peñitas (420 MW), Temascal (360 MW). Por otra parte Itzantun (540 MW) y Copainalá (300 MW) se están iniciando caminos de acceso, campamentos provisionales y estudios geológicos.

El Proyecto Bombaná II-Chicoasén en el Estado de Chiapas, sobre el Río Bombaná afluente del Río Grande o Grijalva, actualmente en construcción incrementará la generación de energía eléctrica de 5 580. a 5 598.6 797 millones de KWH anuales del C.H. -

Chicoasén y disminuirá grandemente la cantidad de azolves del -  
Proyecto Hidroeléctrico Copainalá.

## PROYECTO HIDROELECTRICO CHICOASEN

El 15 de diciembre de 1974 la C.F.E. inició los trabajos de la Presa Chicoasén con una capacidad de 1 500 MW que en una segunda etapa, podría elevarse a 2 400 MW.

Cuenca.- La cuenca del río Grijalva hasta Chicoasén comprende - un área de 26 039 Km<sup>2</sup> de los cuales 7 940 Km<sup>2</sup> corresponde a la - cuenca propia.

Hidrología.- El régimen pluviométrico establece 2 períodos bien definidos, uno de julio a noviembre con precipitaciones máximas y otro de diciembre a junio. La precipitación promedio anual es de 957 mm.

Geología.- El área estudiada cubrió una superficie aproximada - de 1 635 Km<sup>2</sup> ubicada al norte de la Cd. de Tuxtla Gutiérrez, - - Chiapas, que corresponde a la provincia fisiográfica denominada Altas mesetas o Altiplanos. Próximas a la obra se encuentran -- fallas regionales Chicoasén-Malpasó y Cañada Muñiz las cuales se comprobó que se encuentran actualmente inactivas. Por otra parte, el proyecto se localiza en una zona de mayor frecuencia sísmica en el mundo, pero de una serie de registros, información y mediciones directas se llegó a la conclusión de que el área del proyecto se encuentra en una zona tectónicamente estable.

Cortina.- La cortina es del tipo de materiales graduados (sec-- ción constituida por material de enrocamiento, con un núcleo cen-- tral flexible, impermeable, protegido con transiciones y respaldos amplios) cuya altura máxima de 262 m. a partir del punto más bajo de su cimentación, tiene aproximadamente 110 m. de ancho en la base y 15 m. en la corona, con un borde libre de 10m. Dentro

del cuerpo de la cortina quedarón integrados las ataguías. El volumen total de la cortina es de 15 millones de m<sup>3</sup>, la corona tiene una longitud de 584 m.

Obra de desvío.- El desvío del río se realizó en condiciones muy favorables ya que se aprovechó el cierre de la presa Angostura aguas arriba teniendo un caudal inferior a 20 m<sup>3</sup>/s. Se construyó un túnel auxiliar de 343.0 m. de longitud de sección portal.

Obra de Excedencial.- Consta de 3 túneles diseñados con un gasto de 17 400 m<sup>3</sup>/s que corresponde a la avenida máxima de diseño. El acceso del agua a los vertedores se efectúa a través de un canal excavado a cielo abierto. En cada uno de los vertedores se instalarón 3 compuertas radiales de 8.40 m. de claro por 19 m. de altura.

Obra de Toma.- Consiste en un canal de acceso y 8 tomas independientes. Hay 8 estructuras de toma, cinco para la primera etapa de la obra, y tres para una segunda, una para cada grupo generador, provistas de rejillas, de compuerta automática y compuerta de emergencia. Fuerón construidas para un gasto de 189 m<sup>3</sup>/s cada una.

Casa de Máquinas.- Tiene la clave de su bóveda a una profundidad de 181 m. bajo el terreno natural. La caverna tiene 199 m. de longitud, 20.5 m. de ancho y 43 m. de altura. La mayor parte de las obras civiles se construyeron en una sola etapa para alojar hasta ocho grupos turbina-generador. En la obra electromecánica se realizará en 2 etapas, en la primera se instalarán cinco grupos, formados por una turbina Francis de eje vertical 416 000 CV con 173 m. de carga. La turbina está acoplada a un generador de 345 000 KVA.

Galería de Transformadores.- La galería de sección portal tiene

202.0 m de longitud, 11.5 m de ancho y 13.9 m de altura. En esta galería se alojan cinco bancos de transformadores de 350 000 KVA cada uno.



## CAPITULO II

### GENERALIDADES DEL PROYECTO

#### 2.1 CARACTERISTICAS

Dentro del complejo integral Río Grijalva la C.H. Chicoasén es la mayor por su capacidad total instalada que supera a cualquier otra planta construida en nuestro país, sus 2 400 MW representan el 10 % del total instalado en México, y su generación de fluido eléctrico de 5 580 millones de KWH anuales se verá incrementado a 5 598.68 debido al Proyecto Línea de Conducción Bombaná II-Chicoasén.

El proyecto tiene como finalidad aprovechar el caudal del río Bombaná mediante la construcción de una cortina vertedora de concreto tipo gravedad, de 17 m de altura y 43 m de longitud, la que derivará las aguas de dicho río ( 5 m<sup>3</sup>/s), las cuales serán conducidas por gravedad y por un sistema de 4 túneles, canales y un sifón (que es el objeto de esta tesis) con una longitud aproximada total de 12 Km. hasta el embalse de la C.H. Chicoasén. Véase figura 2.1 y plano 1.

Otra finalidad del proyecto es disminuir la cantidad de azolves del P.H. Copainalá (en construcción) ubicado a 11 km. aguas abajo de la C.H. Chicoasén (ver figura 2.1), ya que originalmente las aguas del río Bombaná descargaban aguas abajo de la C.H. Chicoasén. Es importante mencionar que en un futuro no lejano se tiene planeado construir una cortina sobre río Chicoasén (ver figura 2.1) que junto con el proyecto Bombaná II-Chicoasén ayudarán a disminuir considerablemente la cantidad de azolves del P.H. Copainalá.

Para ubicar mejor al sifón dentro de la conducción menciona

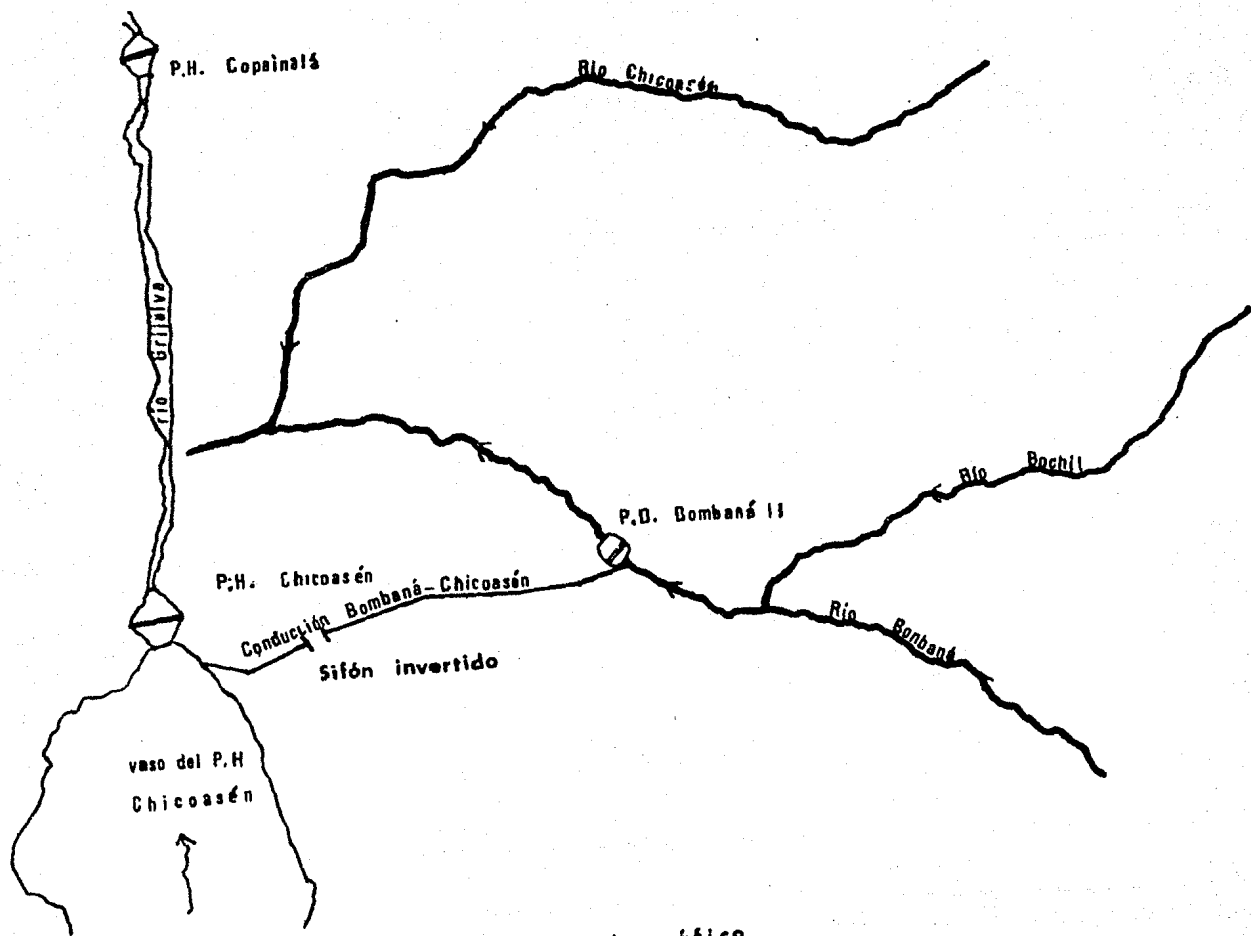


Figura 21 Croquis Hidrográfico

ré la distribución de túneles y canales a lo largo de esta.

Estación	a	Estación	
0+000.000		0+449.153	túnel 1
0+449.153		1+050.000	canal trapecial
1+050.000		1+520.273	túnel 2
1+520.273		3+510.000	canal trapecial
3+510.000		4+050.000	túnel 3
4+050.000		11+110.000	canal trapecial
8+060.000		8+311.000	sifón invertido
11+110.000		11+787.277	túnel 4 (descarga al vaso de Chicoasén)

La localización de sifón dentro del proyecto es entre las estaciones 8+060.000 y 8+311.000. Entre dichas estaciones se encuentra una barranca (frente al panteón del pueblo de Chicoasén) de una profundidad aproximada de 55 m. Se puede observar de la distribución de la conducción que a la entrada y a la salida del sifón tenemos únicamente canal trapecial (Véase plano 2).

En los siguientes capítulos se realiza un análisis para estimar la factibilidad técnica y económica de un puente-canal y sifón invertido como alternativas para salvar dicha barranca.

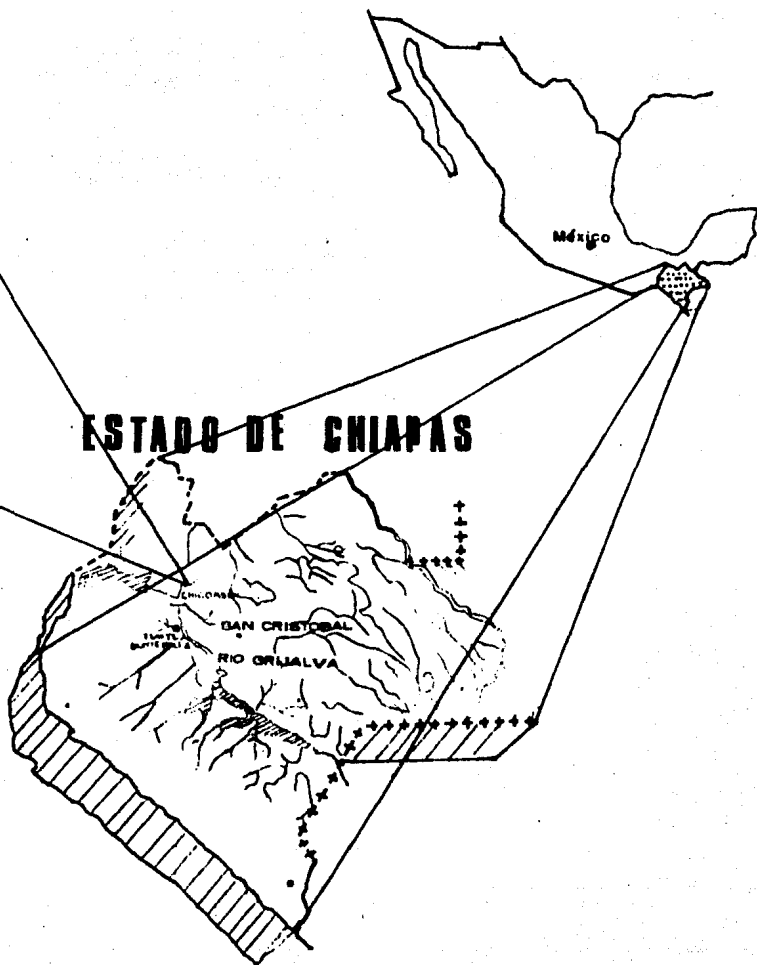
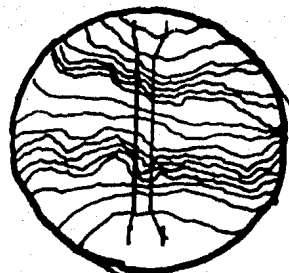
## 2.2 SITUACION GEOGRAFICA Y VIAS DE COMUNICACION

El sitio se localiza a 3.250 km. en línea recta al NE de la C.H. Chicoasén (fig. 2.2, plano 1).

Las coordenadas geográficas aproximadas son las siguientes:

Latitud Norte	16° 58' 31"
Longitud al Oeste del Meridiano de Greenwich	93° 02' 52"

**PROYECTO**



**Figura 2.2** Localización

Al proyecto se llega por un camino de terracería que parte al sitio de la C.H. Chicoasén, el cual se encuentra en buenas - condiciones (excepto en época de lluvias) teniendo un desarrollo de 15.5 km. aproximadamente, hasta el proyecto.

### 2.3 FISIOGRAFIA

El proyecto se encuentra comprendido dentro la provincia - fisiografía denominada Tierras Altas de Chiapas que se localiza en el sureste de México y se encuentra limitada al Norte por la planicie costera del Golfo; al sur por el Macizo de Chiapas; al oriente por el Altiplano de Guatemala y al Oeste, en una parte por el Istmo de Tehuantepec. Su superficie total es de 50,300 Km<sup>2</sup> aproximadamente. Su altitud puede considerarse del orden - de 1 700 m. A su vez se encuentra dentro de la subprovincia de nominada Mesetas Centrales de Chiapas (Erwin Raisz 1959, modifi- cado 1976) las cuales presentan una dirección Noreste (río Mez- calapa) a sureste (Guatemala), estas mesetas son muy elevadas - con una altura media de 2 000 m las cuales se levantan brusca- mente al norte de la Depresión Central (fig. 2.3).

Las Mesetas generalmente se encuentran constituidas por ro- cas sedimentarias calizas de edad Cretácico Medio y Superior -- pertenecientes a la formación Ocozocoautla, Angostura y Sierra Madre y por lutitas, areniscas y conglomerados de edad terciaria.

Estas formaciones se encuentran poco plegadas estando cor- tadas por grandes fallas con un rumbo general WNW-ESE, las cua- les se localizan al sur del sitio en estudio, siendo las más im- portantes la de Chicoasén-Malpasso, y la falla Muñoz. El drena- je del área es del tipo dendrítico en las partes cubiertas por sedimentos pelítricos y de tipo rectangular en las calizas, pre- sentando un estado juvenil dentro del ciclo geomorfológico, lo que da origen a una topografía abrupta. La principal corriente

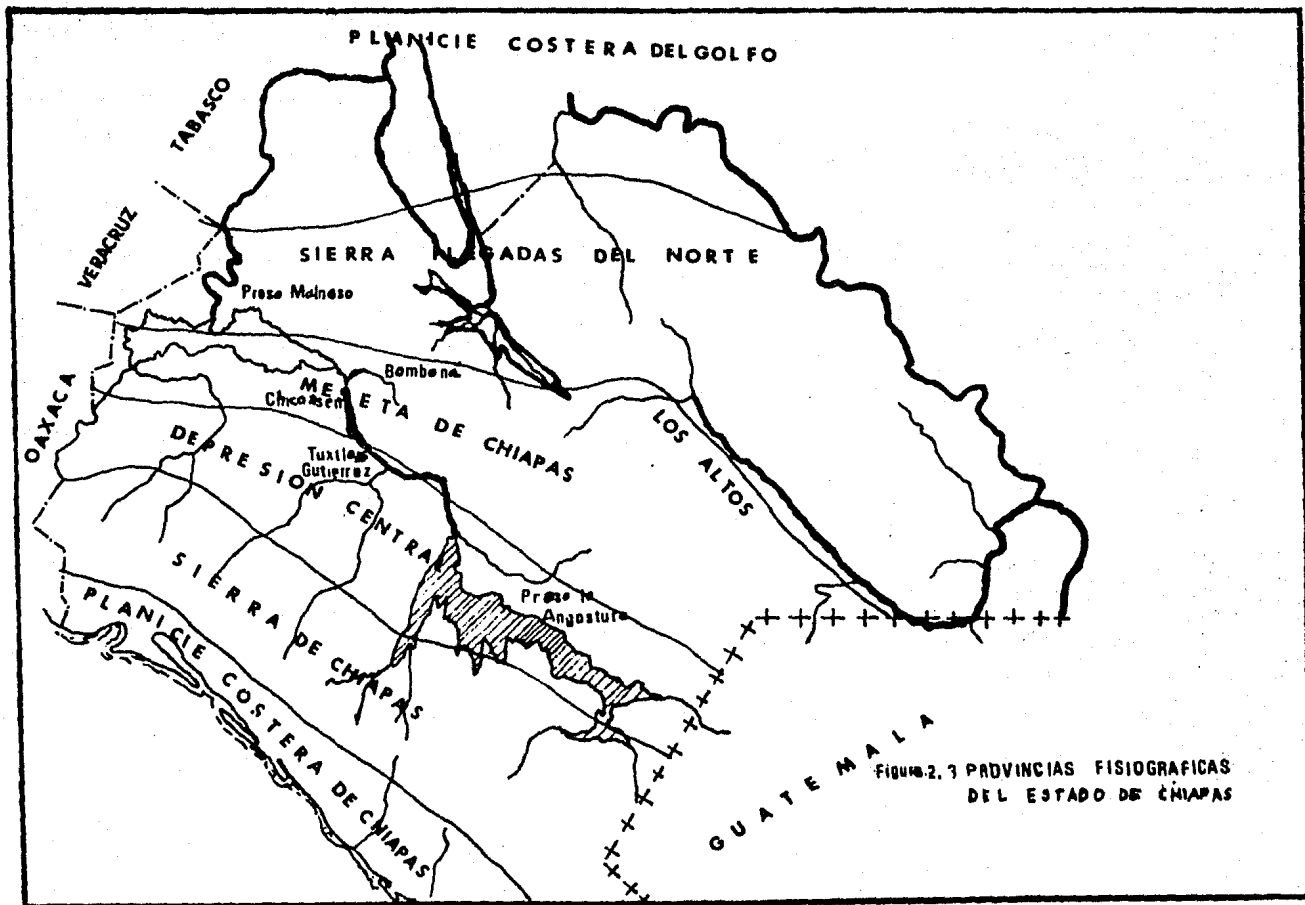


Figura 2. 3 PROVINCIAS FISIOGRAFICAS DEL ESTADO DE CHIAPAS

que existe en el área es el río Bombaná el cual tiene como afluentes principales a el río Bochil y al río Chicoasén teniendo además un gran aporte fluvial de los arroyos que en forma intermitente algunos y permanentes otros, descargan sus aguas a este río. El río Bombaná a su vez es afluente del río Grijalva.

#### 2.4 TOPOGRAFIA Y GEOLOGIA DEL SITO DEL SIFON

El sitio del sifón es una barranca que topográficamente es asimétrica, presentando taludes con pendientes variables, algo pronunciadas (1.2:1 a 1:1) siendo los menos pronunciados en el fondo de la barranca. La profundidad de dicha barranca es aproximadamente 55 m (ver plano 3).

Geológicamente la barranca esta constituida por calizas pertenecientes a la formación Angostura, la cual es de color gris claro que intemperiza a crema, presenta estratificación potente de 1.0 a 3.0 m de espesor. Además presenta un rumbo general - N 25 W con un echado promedio de 37° SW. En el sitio no se presentan sistemas de fallas o fracturas (ver plano 3).

## CAPITULO III

### DISEÑO HIDRÁULICO

#### 3.1 ESTRUCTURAS MAS USUALES PARA SALVAR OBSTACULOS EN UNA CONSTRUCCION

Un sistema de conducción de agua estará formado por un canal principal y por las estructuras que fueran necesarias para salvar obstáculos como depresiones, desniveles, cruzar cerros, desviar el agua a otros canales, cruzar otros canales, drenes, vías de ferrocarril, caminos, etc.

Para vencer los obstáculos mencionados hará falta construir las estructuras de cruce necesarios de acuerdo con el tipo de obstáculo a vencer y las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas que se presenten.

En algunos casos los problemas pueden resolverse en dos o más formas diferentes, por lo que hay necesidad de hacer variar alternativas estudiando el costo y ventajas de cada una de ellas, decidiéndose por la que sea más adecuada y que funcione mejor hidráulicamente.

Para cruzar algún río, una barranca, otro canal, un dren, etc., la estructura conveniente puede ser un sifón invertido o un puente-canal. El cruce de una carretera o una vía de ferrocarril, podrá hacerse por medio de un sifón o por medio de una alcantarilla si las condiciones topográficas son adecuadas y lo permiten, dejando un colchón suficiente en la parte superior de la altura marcada por las exigencias que hubiere.

Para decidir en definitiva cual deberá ser la estructura que se emplee en cada caso, deberá tomarse en cuenta el aspecto



económico haciendo y comparando anteproyectos de las diferentes alternativas de estructuras que se hayan elegido previamente para que se adapten a las condiciones topográficas del sitio y -- funcionen hidráulicamente bien. Se preferirá la más económica.

De la topografía del sitio del sifón sabemos que es una barranca, localizada entre las estaciones 8+060.000 teniendo una profundidad aproximada de 55 m.

En el presente capítulo se hace un análisis para estimar la factibilidad técnica y económica de un sifón invertido como alternativa para salvar dicha barranca. Por otra lado también se consideró como otra alternativa viable el trazo de un puente canal pero se descartó inmediatamente por no presentar el sitio condiciones topográficas e hidráulicas adecuadas para su buen funcionamiento.

### 3.1.1. PUENTE-CANAL

Un puente-canal es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal, es decir, a la presión atmosférica y por gravedad. En esta estructura el canal se apoya en un puente construido expreso, o se utiliza el conducto para soportarse a sí mismo, aun cuando hidráulicamente trabaje como canal. El puente canal es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca altura.

Esta estructura como todas las demás del tipo de cruce se construyen con un material al que se le puede dar mejor acabado, que a un canal, con el objeto de que se admitan velocidades mayores en el agua, por ser más resistentes a la erosión. Por lo tanto y como redundante en beneficio de la economía de la obra, al puente-canal se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

El funcionamiento correcto del puente-canal esta basado primordialmente en la posición relativa que deben guardar las elevaciones a la entrada y a la salida, que de acuerdo con la topografía del sitio (ver plano 2) era muy difícil obtenerlas y por lo tanto el funcionamiento hidráulico iba a ser deficiente.

Por otra lado, el costo de construcción de un puente-canal en dicha barranca resultaría excesivo ya que sería necesario construir pilas de gran altura para salvar la profundidad de la depresión. Es importante mencionar que, en este caso, tiene mayor relevancia el aspecto económico que el técnico y al ser tomados ambos en cuenta resulta que no es posible construir un puente-canal, en dicha barranca, por lo que se propone estudiar otras alternativas que ofrezcan mejores condiciones tanto como técnicas como económicas.

### 3.1.2 SIFON INVERTIDO

Los sifones invertidos son conductos cubiertos que se diseñan para que funcionen totalmente llenos y a presión, para transporta el agua de canales por gravedad, en los cruces de vías de ferrocarril, caminos, otros canales o de presiones del terreno. Se llama sifón invertido por su forma aunque desde el punto de vista hidráulico no es un sifón, ya que no esta sometido a presiones hidrostáticas negativas. En nuestro caso, se transportará el agua a través de la barranca mencionada apoyándose directamente sobre el terreno.

Pueden construirse de concreto, asbestos-cemento, lámina de acero o mixtos. Su sección será cuadrada, rectangular, circular, en herradura u ovoide. Las tuberías de asbestos-cemento,

generalmente se utilizan para gastos no muy grandes, porque se fabrican en diámetros chicos. Las tuberías de concreto y de lámina de fierro se fabrican en línea, también para diámetros chicos, pero pueden hacerse en grandes dimensiones, ordenándose a fabricas.

Las cargas que obran sobre las tuberías nos señalarán el tipo a usar, ya sea de concreto, asbesto-cemento o acero. Los sifones constan de las siguientes partes:

- 1.- Desarenador
- 2.- Limitador de gastos
- 3.- Compuerta de emergencia y rejilla de entrada
- 4.- Transición de entrada
- 5.- Tubo
- 6.- Registros para limpieza y válvula de purga
- 7.- Transición de salida

Las partes descritas anteriormente no siempre son necesarias, por lo que pueden suprimirse algunas de ellas, sin afectar al funcionamiento del sifón.

1.- Desarenador. Consiste en una o varias compuertas deslizantes colocadas en una de las paredes laterales, que descargan con pendiente superior a la del propio canal. Sirven a la vez para desalojar el agua del sifón cuando por reparaciones en éste sean cerradas las compuertas o agujas de emergencia y se recomienda hacerlos de las dimensiones convenientes para que pase el gasto por desalojar y unirlos al canal colector de la obra de excedencias.

2.- Limitador de gastos. Es una estructura que evita que el nivel del agua suba más de lo tolerable en el canal de llegada, tirando el gasto que no puede pasar por el sifón. Generalmente consiste en un vertedor lateral construido en una de las paredes del canal.

3.- Compuerta de emergencia y rejilla de entrada. Para facilidad de construcción se localiza a la entrada del conducto, o sea al finalizar la transición de entrada. La compuerta de emergencia consiste en una o varias compuertas deslizantes o agujas de madera que corren sobre ranuras hechas en las paredes laterales o en viquetas de fierro y que en un momento determinado pudieran cerrar la entrada al conducto para poder hacer limpieza o reparaciones al mismo. La rejilla de entrada tiene por objeto de impedir o disminuir la entrada al conducto de basuras y objetos extraños que impidan el funcionamiento correcto del conducto.

4.- Transiciones de entrada y salida. Como en la mayoría de los casos, la sección del canal es diferente a la adoptada en el conducto, es necesario construir una transición de entrada y otra de salida para pasar gradualmente de la primera a la segunda.

Para el cálculo de la longitud de las transiciones que son simétricas se seguirá el criterio de Julian Hinds, que consiste en considerar el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua con cualquiera de las paredes al principio y fin de la transición. Véase figura 3.1

$$L = \frac{T - t}{2} \cotagente \alpha \quad (1)$$

donde:

T - ancho de la superficie libre del agua (sección mayor)

t - ancho de la superficie libre del agua (sección menor)

L - longitud de transición

$\alpha$  - ángulo necesario (La Antigua Comisión Nacional de Irrigación recomienda  $\alpha = 22^\circ 30'$ )

5.- Tubo. Forma la parte más importante y necesaria de los sifones.

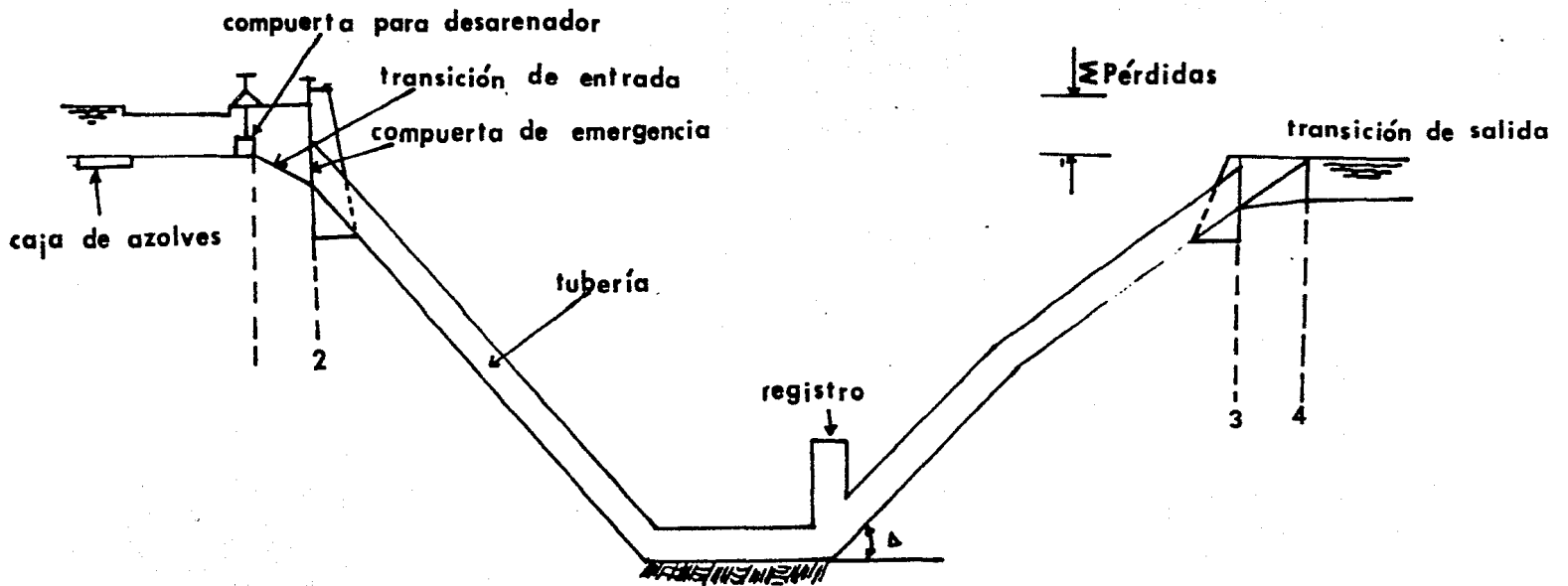


Figura 3.1 Perfil de un sifón invertido

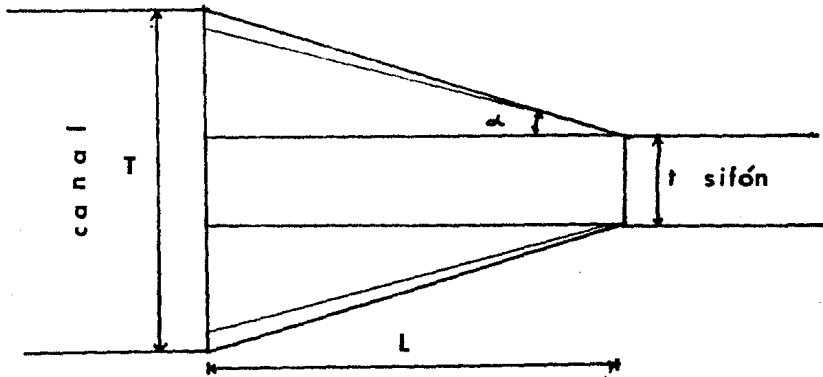


Fig. 3.2 Longitud de transición de canal a sifón

6.- Registro para limpieza y válvula de purga. Se coloca en la parte más baja de los conductos y su objeto será desalojar el agua que quede aprisionada dentro de ellos y que es necesario retirar, para su limpieza o reparación. Consiste en válvulas de compuerta deslizante con las dimensiones que se estimen conveniente de acuerdo con el gasto a desalojar. Se pueden usar para desalojar lodos.

En ocasiones estas válvulas no se pueden colocar en la parte más baja del sifón por tratarse del fondo del cauce del río por salvar, habiendo necesidad cuando se presenta el caso, de alguna bomba que succione el agua restante. Estas válvulas se protegen mediante un registro de tabique o concreto que llega hasta la parte superior del terreno.

La elección de un sifón invertido en nuestro proyecto es la estructura de cruce más recomendable, ya que, se puede ajustar mejor a las condiciones topográficas establecidas por el sitio de tal manera que se logre un funcionamiento hidráulico satisfactorio tanto con el gasto máximo de diseño como gastos inferiores a éste, que son las variaciones con que estará trabajando nuestro sifón en el proyecto.

Desde el punto de vista económico y comparando un puente-canal resulta más económico la construcción de un sifón dada las características de la barranca a salvar, aunado a que, se cuenta con equipo y herramienta adecuado que fue utilizado en la construcción del P.H. Chicoasén disminuyendo así de una manera muy importante el costo del sifón.

Es importante mencionar que se cuenta con dos alternativas posibles de elección las cuales se diferencian en el trazo, longitud de desarrollo y en las elevaciones a la entrada y a la salida del sifón (ver fig. 3.3) estudiándose su funcionamiento hidráulico así como la descripción de cada una de ellas en los siguientes incisos.

Antes de entrar al análisis mencionado se hará un breve resumen de la determinación del gasto de diseño del sifón.

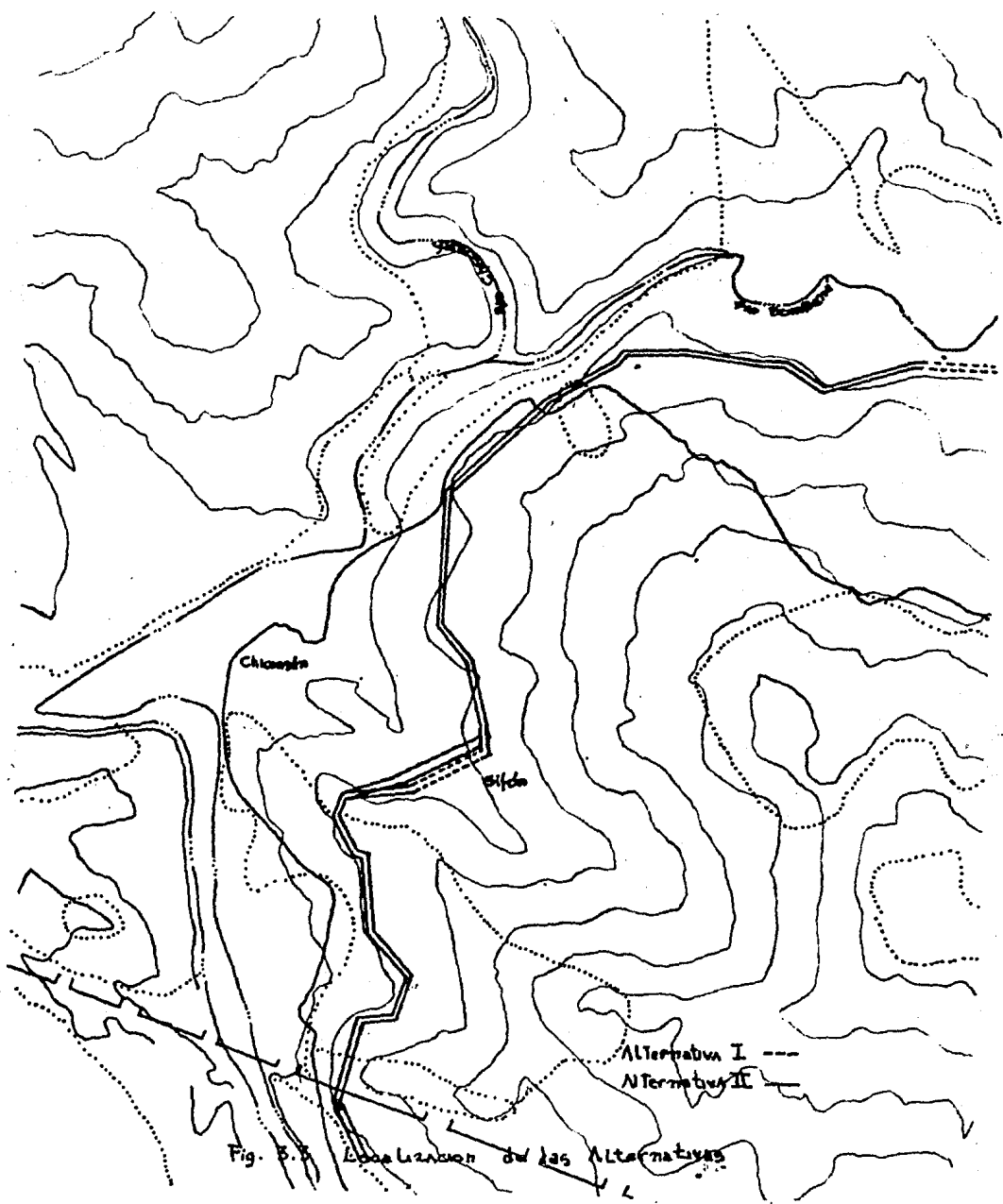
### 3.2 DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO DEL SIFON

Como se ha mencionado anteriormente, el proyecto de línea de Conducción Bombaná II-Chicoasén consta de canales, cuatro túneles y un sifón a través de los cuales circula agua de acuerdo a una ley determinada. Esta ley está dada por la política de operación, que a su vez en función del gasto que se pueda derivar así como las variaciones de éste.

A continuación se resumen la secuencia de cálculo del estudio hidrológico que sirvió para la obtención del gasto de diseño del proyecto (sifón), ya que el desarrollo completo de éste queda fuera del alcance de este trabajo, por lo que sólo nos concretaremos a mencionar los resultados obtenidos.

#### 3.2.1 REVISION HIDROLOGICA

El río Bombaná es afluente del río Grijalva e incorpora -





su caudal a éste último, un kilómetro aguas abajo de la planta hidroeléctrica de Chicoasén. Dada la importancia de este obra se realizó un estudio hidrológico con el objeto de estimar la aportación de la cuenca del Bombaná al vaso de Chicoasén.

La cuenca del Bombaná tiene una superficie aproximada de 1 280 km<sup>2</sup>. de los cuales 800 km<sup>2</sup>. corresponden a la de Chicoasén, 360 km<sup>2</sup>. a la de Bochil y 120 km<sup>2</sup>. a la de Bombaná.

Las estaciones hidrométricas (fig. 3.4) en esta zona son las siguientes:

Estación Grijalva.- Se encuentra localizada a un kilometro aguas abajo de la confluencia de los rios Grijalva y Bombaná, - fué instalada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Estación Chicoasén.- A dos kilometros aproximadamente aguas arriba de la confluencia con el río Bombaná, la instaló la Comisión Federal de Electricidad para conocer el régimen hidráulico de esta corriente y los registros sirvieron de base para el proyecto hidroeléctrico Chicoasén.

Estación Bombaná.- Se encuentra localizada sobre el río del mismo nombre, se instaló en 1946 y sirvió de base para los estudios de la planta hidroeléctrica Bombaná (en operación).

Estación Xochipac.- Fue instalada por la Comisión Federal de Electricidad en 1971 y aforó hasta diciembre de 1973, sobre el río Bombaná.

El gasto de diseño del sifón se podrá evaluar a partir -- del conocimiento de los valores de los gastos medios mensuales que pasan por la estación Xochipac, pero debido a que sólo dis-

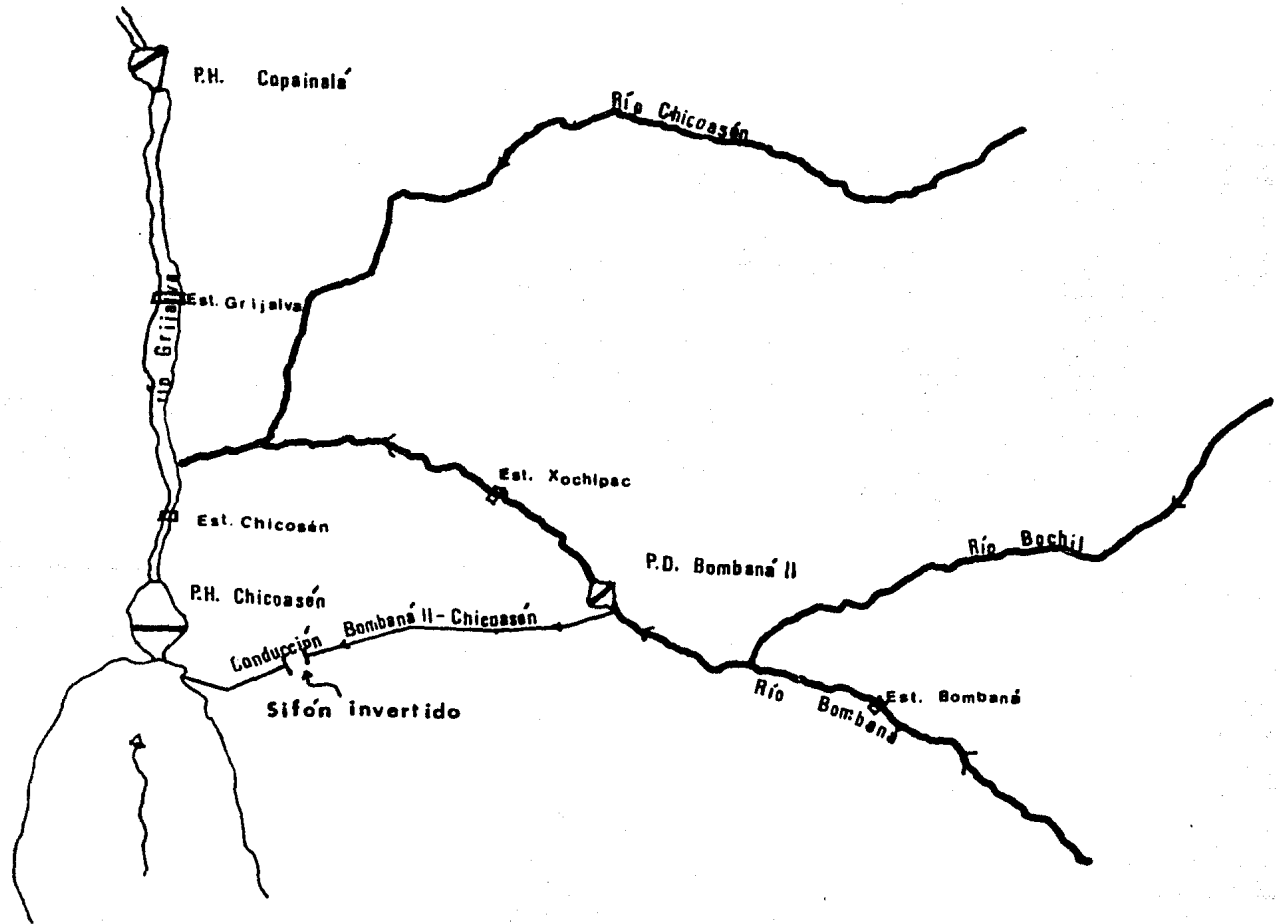


Figura 3.4 Localización de las estaciones hidrométricas

ponemos de información recopilada durante casi tres años es necesario realizar una correlación con el estación Bombaná para - obtener los datos faltantes.

Para los años en que se tienen registros en ambas estaciones se ajustaron a una curva  $y = x / 0.718352 - 0.0242152 x$  - (función hiperbólica; siendo "x" la estación Xochipac y "y" la estación Bombaná) por mínimos cuadrados que generará la información necesaria para poder evaluar el gasto de diseño del sifón.

### 3.2.2 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO DE LA P.D. BOMBANA II

Un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimiento sean escasos.

La simulación del funcionamiento de vaso tiene como objeto - contabilizar la evolución de los volúmenes almacenados en función de la hidrología de la cuenca del proyecto. Dicha evolución depende de la política de operación que se diseñe, la cual se expresa definiendo el régimen de aportaciones destinadas a su surtir - la demanda y debe estar sujeta a ciertas restricciones. Así, al simular el funcionamiento del vaso, se pueden representar períodos en que el almacenamiento sea insuficiente para cubrir la demanda. Por el contrario en ocasiones el volumen que ingresa en - el vaso rebasa la capacidad de regulación, siendo necesario desalojar el sobrante por la obra de excedencias hasta disponer de un volumen que permita controlar futuras avenidas.

Para la simulación del funcionamiento del vaso se debe resolver la ecuación de continuidad que para un intervalo de tiempo se expresa:

$$E - S = \Delta$$

donde:

E - volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo considerado.

S - volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo

$\Delta$  - variación del volumen almacenado

Al considerar todos los factores que intervienen en la simulación, la ecuación anterior se modifica a:

$$I_i = V_{i+1} - V_i + D_i + Q_i + \frac{A_i + A_{i+1}}{2} e_{ni}$$

donde:

$I_i$  - gasto en el intervalo  $i$

$V_{i+1}$  - volumen en el vaso al final del intervalo  $i$

$V_i$  - volumen en el vaso al inicio del intervalo  $i$

$D_i$  - gasto demandado en el intervalo  $i$

$A_{i+1}$  - área en el vaso al final del intervalo  $i$

$A_i$  - área en el vaso al inicio del intervalo  $i$

$e_{ni}$  - evaporación neta en el intervalo  $i$

En la simulación del funcionamiento de vaso se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

Gasto de entrada ( $I_i$ ).- Se obtendrá con la ecuación  $y = x / 0.718352 - 0.024215 x$  tomándose los gastos medios mensuales de la estación Bombará.

Gasto demandado (  $D_i$  ).- Se consideró un gasto variable, siempre menor al de entrada. El gasto demandado por la derivadora se tomará como el gasto medio anual (2) generado por la ecuación  $y = x / 0.718352 - 0.024215 x$  y que corresponde a un valor de 5.2 m<sup>3</sup>/s en la estación Xochipac.

Areas y Volúmenes.- Se determinó el ajuste de curvas potenciales en las curvas elevaciones-áreas y elevaciones-capacidades. Para volúmenes se ajustaron curvas tipo  $v = k h^n$  y  $A = p h^q$  - para áreas.

donde:

$h$  - distancia entre la curva  $i$  la  $i + 1$

$k, n, p$  y  $q$  - constantes

$V$  - volumen

$A$  - área

Evaporación neta.- Se tomó a partir de la ecuación:

$$e_n = 0.7 e_e - p$$

donde:

$e_n$ - evaporación neta

$e_e$ - lámina de evaporómetro

$p$  - lámina de lluvia

Los resultados de la simulación se encuentran en el Anexo III resumiéndose en la tabla 3.1

### 3.2.3 CONCLUSIONES

Según se deduce de los resultados obtenidos de la simulación de funcionamiento de vaso (Anexo III) y tomando en cuenta que se trata de una presa derivadora la política de operación a seguir durante la época de estiaje es que toda el agua que llegue será conducida, y en época de lluvias se derivará hasta un gasto

máximo de  $6.94 \text{ m}^3/\text{s}$  (gasto de diseño de la conducción y por lo tanto del sifón) mientras el vaso no este lleno, que una vez - estando a su máxima capacidad se derivarán sólomente  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

MES	$I_i(\text{m}^3/\text{s})$	$h_{i+1}(\text{m})$	$D_i(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_i(\text{m}^3/\text{s})$	$h_{i+1}(\text{m})$	$D_i(\text{m}^3/\text{s})$
E	3.375	15.885	3.257	0.118	16.885	3.257
F	2.961	15.815	2.935	0.026	16.815	2.935
M	2.395	15.653	2.224	0.171	16.653	2.347
A	2.287	15.506	2.274	0.013	16.506	2.302
M	2.440	15.456	2.340	0.100	16.456	2.340
J	5.850	15.718	4.760	1.090	16.718	5.150
J	7.586	15.895	5.215	2.371	16.895	5.623
A	7.108	15.995	4.636	2.471	16.994	4.944
S	10.888	16.000	4.890	5.998	17.000	5.030
O	10.305	16.000	4.880	5.417	17.000	4.888
N	6.245	15.985	4.564	1.681	16.985	4.603
D	4.777	15.938	4.308	0.467	16.938	4.308

Tabla 3.1 Simulación del funcionamiento del vaso tomando la media de los meses de todos los años.

donde:

$h_{i+1}$  - altura final en el intervalo  $i$

$Q_i$  - gasto derramado en el intervalo  $i$

Por otro lado se puede observar de la tabla 3.1 que el análisis de la simulación de funcionamiento de vaso se realizó para dos alturas diferentes ( $H = 16 \text{ m}$  y  $H = 17 \text{ m}$ ) para las cuales el comportamiento de la presa, durante 26 años de simulación, fue muy satisfactoria ya que para ningún mes del años medio se presentaron deficiencias (la cortina se construyó con una altura de  $17 \text{ m}$  por razones hidráulicas).

### 3.3 ELECCION DEL TIPO DE SECCION

Trazado el sifón y contando con la planta y perfil del terreno en el sitio de la obra (ver plano 1 y 2), se procederá a diseñar la forma y dimensiones de la sección de la tubería más económica y conveniente para lo cual habrá de hacerse varios tanteos tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse.

Muy importante será determinar las dimensiones de la sección de la tubería y estas dependen del gasto que deba pasar y de la velocidad que se pueda dar. Se considera una velocidad conveniente del agua en la tubería de 2.5 a 3.5 m/s [Ref.1] que nos evita al depósito de azolves en el fondo de la tubería y no es tan grande que pueda producir la erosión del material de la tubería.

La tubería de presión de concreto precolado y la tubería monolítica de concreto son los tipos más comunes de conductos circulares para sifones que usen cargas hasta de unos 40 m. - y 50 m. Para cargas mayores se usan tuberías de placa de acero, tubo de concreto monolítico con revestimiento interior de placa de acero, tubo de concreto precolado con cilindros de acero, tubo de concreto preesforzado y tubería de acero fundido.

La tubería a presión de concreto precolado, normalmente se usa para diámetros hasta de 2.5 m. y el tubo de concreto monolítico para diámetros mayores.

Las secciones rectangulares de una tuberías o de varias tuberías se usan con frecuencia para sifones de corta longitud y carga relativamente pequeña, en la parte superior del cajón, o sea del orden de los 9 m ó 10 m como máximo.

Con base en lo anterior y de las condiciones hidráulicas iniciales se desecha la utilización de una tubería de sección rectangular ya que para poder soportar la carga hidráulica a la que estará sometida se tendrá que diseñar con espesores muy grandes de concreto, que además de resultar muy pesada sería antieconómica.

Se propone utilizar una sección circular y analizarla con acero ó concreto armado que de acuerdo con las condiciones iniciales resultan ser las mas apropiadas.

### 3.3.1. SECCION CIRCULAR

Como el desnivel aproximado entre la elevación del agua a la entrada del sifón y el fondo de la barranca es de 55 m. , se calculará con acero ó concreto armado.

La tubería de acero se encuentra en el comercio con las siguientes medidas: 10", 12", 14", 16", 18", 20", 24", 30" y 36", - pero como se menciona antes se pueden construir de diámetros mucho mayores, pero son de fabricación especial y para nuestro caso sería necesario fabricarlos especialmente ya que el  $\phi = 36"$  no es suficiente. Esto aumentaría el costo, aunado a que se requiere equipo especial para el montaje y la adopción de precauciones especiales que garanticen la tubería.

Por otro lado, también se menciona antes que las tuberías mas adecuadas para la carga a soportar son las tuberías de concreto armado. Se requieren, yo creo, espesores de 25 a 30 cm. aproximadamente considerando los razonables en comparación a la de acero, resultando además más económico. Se recomienda utilizar tuberías de acero para cargas mayores de 50 m.



Como se mencionó anteriormente se cuenta con una mayor disponibilidad de equipo y herramienta para la construcción de una tubería de concreto, ya que se puede emplear la utilizada P.H. -- Chicoasén. Otra razón importante es que no se cuenta con una gran carga disponible (ver plano 2 ) ó sea el desnivel " $\Delta z$ " entre la entrada y salida del sifón es muy pequeño siendo necesario disminuir al máximo las pérdidas por fricción que en este tipo de estructuras son las más importantes.

Antes de entrar al análisis numérico se mencionarán las pérdidas de carga a que estará sometido el sifón.

### 3.4 PERDIDAS EN LA CONDUCCION

Una vez seleccionada la sección de la tubería sus características longitudinales y las características a la entrada y a la salida del sifón, se procede a evaluar las pérdidas de carga existentes en el sifón. Si al hacer el análisis de las pérdidas de carga, obtenemos que la suma de todas ellas son mayores que el nivel supuesto entre el principio y el final del sifón, se puede proceder con los lineamientos siguientes:

- a) Si la diferencia entre la suma de pérdidas y el desnivel existente no es muy grande, se puede dejar el trazo que se tenga del sifón, provocando un pequeño remanso aguas arriba del sifón.
- b) Modificar el trazo del sifón haciendo que la suma de pérdidas sea igual o menor que el desnivel existente entre el principio y el final del sifón.
- c) Aumentar el diámetro de la tubería con lo cual se nos disminuye las pérdidas por fricción, y así poder igualar las pérdidas de carga con el desnivel existente.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura sera igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Las principales pérdidas de carga que se presentan se deben a:

- 1.- Transición de entrada y salida
- 2.- Rejilla
- 3.- Entrada a la tubería
- 4.- Fricción en la tubería
- 5.- Codos o cambios de dirección
- 6.- Pérdidas por válvula
- 7.- Pérdidas por ampliación

De estas pérdidas la más importante es la producida por la fricción del agua contra las paredes del conducto, aunque, en ciertos casos algunas de las otras pérdidas pueden ser bastante considerables, y en otros casos pueden no existir. Nosotros para el análisis de pérdidas tomaremos todas las anteriores excepto las 6 y 7.

Pérdida de carga por transición de entrada y salida; las pérdidas de carga en las contracciones ó dilataciones en una tubería se pueden considerar en relación al aumento o disminución de la carga de velocidad, y variarán de acuerdo a la variación del área y la longitud de la transición. En las contracciones, la pérdida de carga  $h_t$ , será aproximadamente igual a :

$$h_t = k_t \left[ \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right]$$

donde:

$h_t$  = pérdida de carga por transición de entrada y salida [ Ref. 2 ]

$K_t$  = coeficiente de pérdida (  $k_t = 0.1$ ,  $k_t = 0.2$  )

$\frac{v^2}{2g}$  = carga de velocidad

Pérdida por carga de entrada a la tubería; a la entrada de la tubería se produce una pérdida por el efecto de contracción que sufre la vena líquida y la formación de zonas de separación. La pérdida de carga por entrada  $h_e$ , se calculará a partir de la siguiente ecuación :

$$h_e = k_e \frac{v^2}{2g}$$

donde:

$h_e$  - pérdida de carga por entrada [ Ref. 3 ]

$k_e$  - coeficiente que depende de la forma de entrada

$\frac{v^2}{2g}$  - carga de velocidad

Pérdida por fricción en la tubería; para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de carga piezométrica es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento, Darcy, Weisbach y otro dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en una tubería circular la pérdida por fricción:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

donde:

$h_f$  - pérdida por fricción [ Ref. 4 ]

$f$  - factor de fricción depende de la rugosidad del tubo y del número de Reynolds.

$L$  - longitud del tubo

$D$  - diámetro del tubo

$\frac{v^2}{2g}$  - carga de velocidad

Del libro " Hidráulica general " de Gilberto Sotelo Avila se tiene que para tubos de concreto con acabado liso le corresponde una rugosidad absoluta  $\epsilon = .25$  mm. Por otro lado, el número de Reynolds el cual permite diferenciar el comportamiento entre los flujos laminar y turbulento se tiene:

$$R = \frac{v D}{\nu}$$

donde;

$R$  - número de Reynolds

$v$  - velocidad media

$D$  - diámetro del tubo

$\nu$  - viscosidad cinemática del fluido (  $\nu = 1.6 \times 10^{-6}$  pa  
ra agua a 8° C )

Pérdida de carga por cambios de dirección o codos.- Si se visualiza el flujo en un cambio de dirección, se observa que los filetes tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón a su inercia. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación en el lado interior y aumento de presión en el lado exterior, con un movimiento espiral que persiste en una distancia de 50 veces el diámetro.

$$h_c = k_c \frac{v^2}{2g}$$

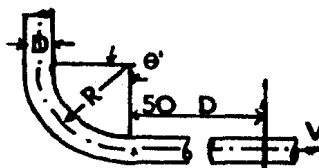
donde:

$h_c$  - pérdida de carga por cambios de dirección [ Ref. 5 ]

$$k_c = C_{c90^\circ}$$

$k_c$  - coeficiente de pérdida

$C_c$  - coeficiente que se obtiene a partir de la gráfica de Hoffman



### 3.5 CARACTERISTICAS DE LA CONDUCCION

La tubería se diseñará con las siguientes características a la entrada y salida del sifón que corresponden a un canal trapecial cuyos datos son los siguientes:

Entrada

$$Q = 6.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 0.00125$$

$$n = 0.015$$

$$b = 2.50 \text{ m}$$

Salida

$$Q = 6.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 0.00125$$

$$n = 0.015$$

$$b = 2.50 \text{ m}$$

iniciando el cálculo del tirante " y " en el canal, se tiene:

$$\text{de la ecuación de continuidad: } Q = vA \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3.1$$

$$\text{y de la fórmula de Chezy: } v = CR^{\frac{1}{2}}s^{\frac{1}{2}} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3.2$$

sustituyendo 3.2 en 3.1

$$Q = CR^{\frac{1}{2}}s^{\frac{1}{2}}A = ks^{\frac{1}{2}} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3.3$$

donde:

$$k = CAR^{\frac{1}{2}} \quad \text{factor de conducción}$$

usando la fórmula de Manning:  $C = R^{1/6}/n$

donde:

$$k = AR^{2/3}/n \quad \text{factor de conducción}$$

sustituyendo el factor de conducción de Manning en la ec. 3.3

$$Q = As^{\frac{1}{2}}R^{2/3}/n \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3.4$$

esta ecuación se puede expresar:

$$\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} = AR^{2/3}$$

como el canal es de sección transversal trapecial se tiene:

$$\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} = (2.5y + 1.5y^2) \left[ \frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 2y + 1 + k^2} \right]^{2/3} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3.5$$

sustituyendo en la ec. 3.5 los datos del canal, se tiene:

$$\frac{6.94 \times 0.015}{0.00125^{\frac{1}{2}}} = (2.5y + 1.5y^2) \left[ \frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 2y + 1 + 1.5^2} \right]^{2/3}$$

$$2.94 = (2.5y + 1.5y^2) \left[ \frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 3.606y} \right]^{2/3}$$

resolviendo por tanteos se cumple:

$$y_n = 0.98 \text{ m}$$

$$A = 3.93 \text{ m}^2$$

$$v_c = 1.77 \text{ m/s}$$

( velocidad en el canal )

De acuerdo con lo recomendado en cuanto a velocidades dentro del sifón se propone una  $v = 2.70 \text{ m/s}$ , para lo cual se obtiene un diámetro:

de la ecuación de continuidad ( ec. 3.1 ):

$$Q = vA$$

$$Q = v \left[ \frac{\pi D^2}{4} \right]$$

$$D = \left[ \frac{Q}{v \pi} \cdot 4 \right]^{\frac{1}{2}} = \left[ \frac{6.94}{2.70 \pi} \cdot 4 \right]^{\frac{1}{2}} = 1.809 \text{ m.}$$

se acepta un diámetro de:

$$D = 1.80 \text{ m.}$$

Para cambiar de sección trapezoidal del canal a circular en la tubería será necesaria una transición la cual calculamos con:

$$L = \frac{T - t}{2} \cot 12^\circ 30'$$

$$T = b + 2ky = 2.50 + 2 \times 1.5 \times 0.98 = 5.44 \text{ m.}$$

$$t = 1.80 \text{ m.}$$

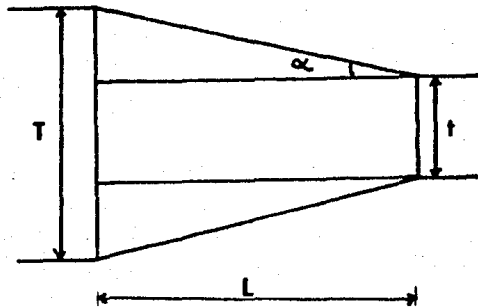
sustituyendo en la ecuación anterior:

$$L = \frac{5.44 - 1.80}{2} \cot 12^\circ 30'$$

$$L = 8.68 \text{ m.}$$

se adopta:

$$L = 9.00 \text{ m.}$$



Características Hidráulicas	
Del canal	Del sifón
Q= 6.94 m /s	Q= 6.94 m /s
A= 3.891 m	A= 2.545 m
v= 1.784 m/s	v= 2.70 m/s
y= 0.98 m	D= 1.80 m
R= 0.645	R= 0.45 m
n= 0.015	= 0.25 mm
k= 1.5: 1	

Tabla 3.2 Resumen de características hidráulicas del canal y sifón.

### 3.6 ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO, ALTERNATIVA I

En este inciso se realizará el análisis hidráulico de la alternativa I, en la cual se incluyen el análisis de pérdidas de carga, así como, la determinación del perfil de la transición de entrada y salida.

De acuerdo con la figura 3.5 se puede observar el trazo del sifón a través de la barranca. En esta alternativa se tiene una carga disponible de 0.90 m. (fig. 3.5 ) la cual se considera que limita a valores reducidos las pérdidas dentro del sifón, no teniendo otra alternativa posible que la de cambiar la localización de la entrada y salida. El valor de la carga disponible es esta dado por las elevaciones a la entrada y salida del sifón, como se puede ver en la localización de las alternativas en la figura 3.3. La longitud de desarrollo del sifón es de 259.825 m.

Iniciando el análisis del funcionamiento hidráulico se tienen las siguientes pérdidas de carga:



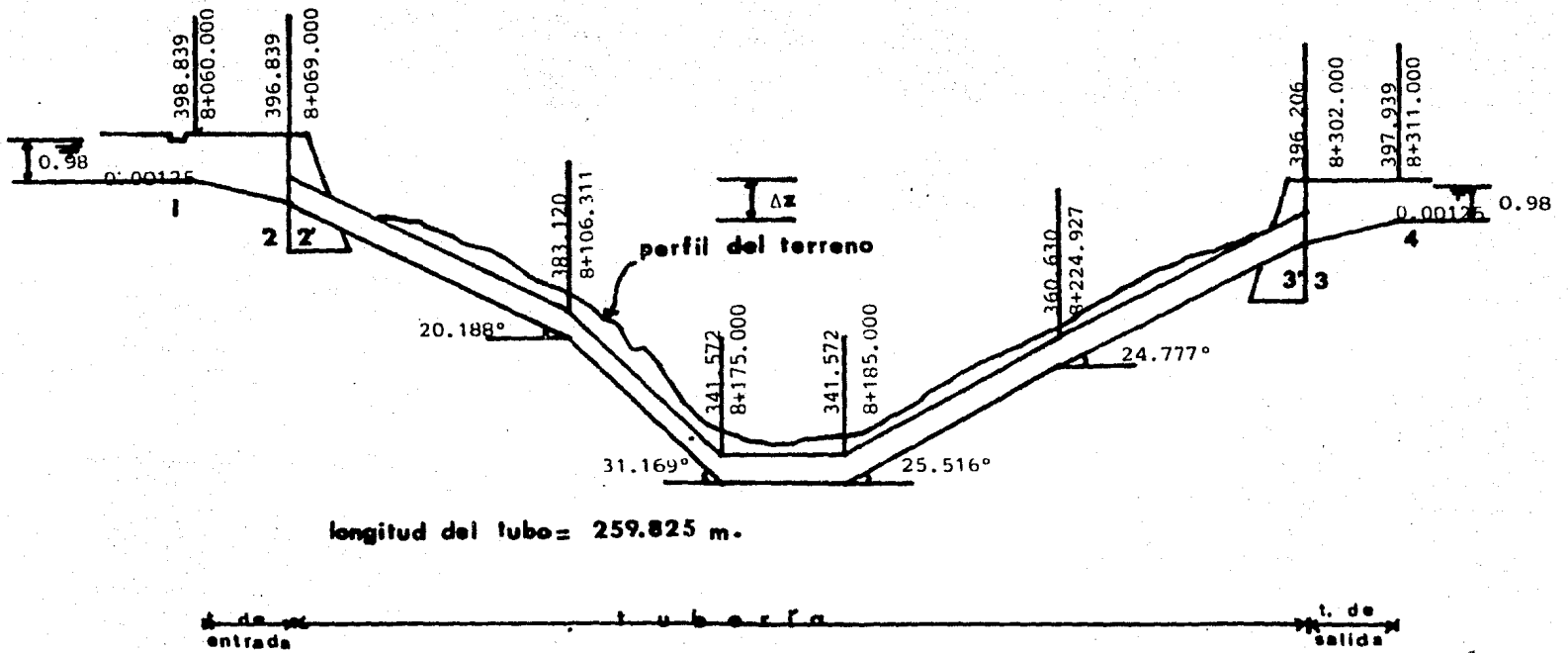


Figura .- 3.5 Condiciones Hidráulicas iniciales a la salida y entrada del sifón.

Pérdida de carga por transición a la entrada.- Planteando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 (fig. 3.6 ) se tiene:

$$Z_n + Y_n + \frac{v_n^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h$$

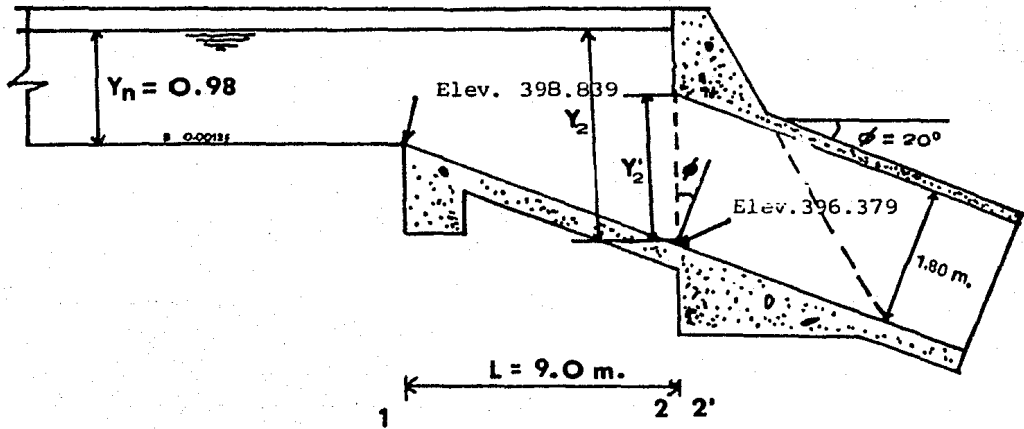


Figura 3.6 Secciones 1 y 2

Para conocer el valor del tirante " $Y_2$ " se seguirán las recomendaciones del "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" de Ven Te Chow ---- [ Ref. 6 ]

Determinación del perfil de la transición de entrada.- La pérdida de energía en una transición consiste en la pérdida de fricción -- y conversión. La primera se puede estimar con cualquier fórmula - de flujo uniforme por ejemplo, Manning. Esta pérdida tiene un efecto tan insignificante en el perfil de flujo de la transición, pudiéndose omitir.

La pérdida de conversión es generalmente expresada en términos del cambio de las cargas de velocidad entre las secciones de entrada y salida de la tubería.

Como las velocidades de entrada y salida son diferentes, se ocasiona un desnivel en la superficie libre del agua igual a ---  $1.1 \Delta h_v$ .

$$\Delta y' = 1.1 \Delta h_v$$

donde:

$\Delta h_v$  - diferencia de las cargas de velocidad a la entrada y salida de la transición.

De la tabla 3.2:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1.784^2}{2 \times 9.81} = 0.162 \text{ m/s} \quad \text{en el canal}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{2.700^2}{2 \times 9.81} = 0.372 \text{ m/s} \quad \text{en el sifón}$$

$$\Delta h_v = 0.372 - 0.162 = 0.210$$

Despreciando las pérdidas por fricción, el desnivel "  $y'$  " ocasionado por la transición.

$$\Delta y' = 1.1 \times 0.210 = 0.231$$

El ordenamiento de cálculo del perfil se muestra en la tabla 3.3. Se dividió la longitud total de la transición en 9 tramos de 1m. cada uno. Por otro lado, además de tomar en cuenta las características anteriores el U.S.B.R. [ Ref. 6 ] recomienda las siguientes consideraciones especiales en el diseño de las transiciones:

1.- En el diseño de la transición de entrada, generalmente es -- conveniente tener la parte superior del sifón un poco abajo de la superficie del agua, o sea se encuentre sumergida la entrada del tubo. Esto minimizará la posible reducción en la capacidad del sifón provocado por la introducción de aire en la tubería.

Los valores recomendados de la profundidad de sumergencia es tan entre  $1.1 \Delta h_v$  como mínimo y como máximo 18 pulg. ó  $1.5 \Delta h_v$ , -- el que sea mayor.  $\Delta h$  es la diferencia de carga de velocidad. Es -- importante hacer notar que si se utiliza el valor mínimo en una -- transición, bien diseñada, teóricamente sólo permitirá estar tocando la parte superior de la entrada del sifón; por otra parte si utilizamos valores arriba del máximo proporcionará una profundidad de sumergencia mayor. El valor adecuado de la profundidad -- de sumergencia depende del tamaño y pendiente del sifón. Generalmente para sifones de gran longitud y pendiente, se requiere valores grandes de profundidad de sumergencia.

Es importante hacer notar también, que si la profundidad de sumergencia es impráctica para construirse estrictamente de acuerdo con los cálculos realizados en la parte final de la transición pudiendose alterar arbitrariamente el cálculo de las elevaciones de la plantilla hasta lograr que la pendiente de la misma sea tan gente a la pendiente del tubo.

2.- Una vez que ha sido determinada la profundidad de sumergencia a la entrada se procede a calcular el desnivel total de la superficie del agua. Se toma un valor de  $1.1 \Delta h_v$  , despreciando las -- pérdidas por fricción. El perfil se supone tangente a la superfi-

cie del agua con el canal al principio de la transición. No hay - estudios que nos digan la forma exacta del perfil, pero en nuestro caso se supone una parábola simple.

3.- En el diseño de la transición de salida, teóricamente el aumento de la superficie del agua del principio al final de la transición, debe ser igual al cambio de velocidad  $\Delta h$ . El perfil del flujo se supone igualmente una parábola simple.

4.- A diferencia con la transición de entrada, en la transición de salida la pendiente de la plantilla no necesita ser tangente a la pendiente del tubo a menos que la velocidad del sifón sea más alta y la pendiente de la transición sea muy pronunciada.

#### Descripción de las tabla 3.3 y 3.4

Columna 1.- Distancias parciales en la transición.

Columna 2.- Desnivel de la superficie libre del agua  $\Delta y'$  ( Anexo-IV ).

Columna 3.- Diferencia de carga de velocidad  $\Delta h = \Delta y' / 1.1$

Columna 4.- Carga de velocidad  $h = h + \Delta h$

Columna 5.- Velocidad correspondiente a cada sección.

Columna 6.- Area  $A = Q/v$

Columna 7.- Ancho medio de la superficie libre del agua en la transición, que depende del tipo de alineamiento. La elección del ancho es a juicio de cada quien. Se ajustó el tirante " y " de tal manera que correspondiera al mismo tirante para el área de la columna 6, de igual manera se tomó la variación de "  $b_i$  " y "  $k_i$  " a lo largo de la transición, siendo sus decrementos  $\nabla = 0.078$  y  $\nabla = 0.167$  respectivamente en la correspondiente división; por ejemplo:  $b_i = 2.5 - 0.078 = 2.422$ ,  $b_{i+1} = 2.422 - 0.078 = 2.344$ , etc.

Columna 8.- Ancho medio de la plantilla en la transición. Se tomó un decremento de  $\nabla = 0.039$  Vgr.  $b_i/2 = 1.25 - 0.039 = 1.211$ , etc.

- Columna 9.- Tirante en la transición  $y = A / 0.5T + 0.5b$
- Columna 10.- Perímetro mojado  $P = b + 2y \sqrt{1 + k^2}$ .
- Columna 11.- Radio Hidráulico  $R = A / P$
- Columna 12.-  $s_{f_i} = (vn)^2 / R^{4/3}$ ;  $v$  de la columna 5,  $n = 0.015$  y  $R$  de la columna 11.
- Columna 13.-  $\Delta h_f = (s_{f_i} + s_{f_{i+1}} / 2) d$ ;  $d$  = distancia parcial = 1 m.
- Columna 14.- Sumatoria de  $\Delta h_f$ .
- Columna 15.- Elevación de la superficie libre del agua;  $Z_i$  = elevación de la plantilla + tirante,  $Z_i = 398.839 + 0.98 = 399.819$ ;  $Z_{i+1} = 399.819 - \Delta y' - \Sigma \Delta h_f$ .
- Columna 16.- Elevación de la plantilla para cada distancia  $Z_o = Z_i - y$ .
- Columna 17.- Pendiente de los taludes  $z = (0.5T - 0.5b) / y$ .
- Columna 18.- Elevación del bordo de la transición considerando -- un bordo libre aproximado de 30 cms.

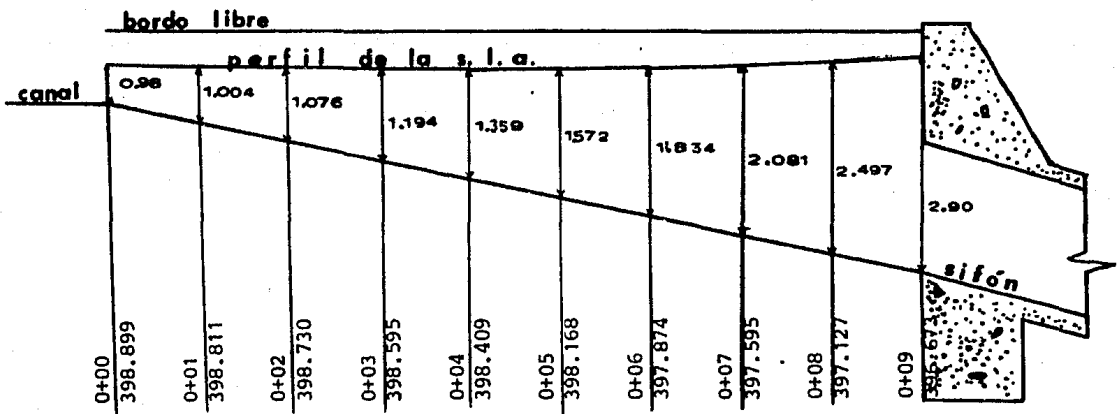


Figura 3.7 Corte longitudinal por el centro de línea de la transición de entrada, mostrando el perfil.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15	16	17	18
$E.\Delta$	$y'$	$\Delta h_v$	$h_{v_i}$	$v$	$A$	$0.5T$	$0.5b$	$y$	$R$	$s_f$	$\Delta h_f$	$\Sigma\Delta h_f$	$Z_i$	$Z_o$	$z$	
0	0.000	0.000	0.162	1.783	3.891	2.720	1.250	0.98	0.645	0.0013			399.82	398.84	1.50	400.20
1	0.003	0.003	0.165	1.799	3.744	2.518	1.211	1.00	0.649	0.0013	0.0013	0.0013	399.82	398.81	1.30	400.20
2	0.011	0.010	0.173	1.842	3.750	2.316	1.172	1.08	0.664	0.0013	0.0013	0.0026	399.81	398.73	1.06	400.15
3	0.026	0.023	0.186	1.910	3.876	2.113	1.133	1.19	0.671	0.0014	0.0014	0.0040	399.79	398.56	0.82	400.10
4	0.046	0.042	0.204	2.001	4.084	1.911	1.094	1.36	0.713	0.0014	0.0014	0.0054	399.77	398.41	0.60	400.10
5	0.071	0.065	0.227	2.110	4.349	1.709	1.056	1.57	0.738	0.0015	0.0015	0.0069	399.74	398.17	0.42	400.05
6	0.103	0.093	0.256	2.241	4.629	1.507	1.017	1.83	0.755	0.0016	0.0016	0.0085	399.71	397.87	0.27	400.00
7	0.133	0.121	0.283	2.356	4.749	1.304	0.978	2.08	0.749	0.0018	0.0017	0.0102	399.68	397.60	0.16	400.00
8	0.183	0.166	0.328	2.537	5.096	1.102	0.939	2.50	0.734	0.0022	0.0020	0.0122	399.62	397.13	0.07	399.95
9	0.231	0.210	0.372	2.702	5.220	0.900	0.900	2.90	0.687	0.0027	0.0025	0.0147	399.57	396.67	0.00	399.90

Tabla 3.3 Ordenamiento de cálculo de la transición de entrada ( canal a sifón ).

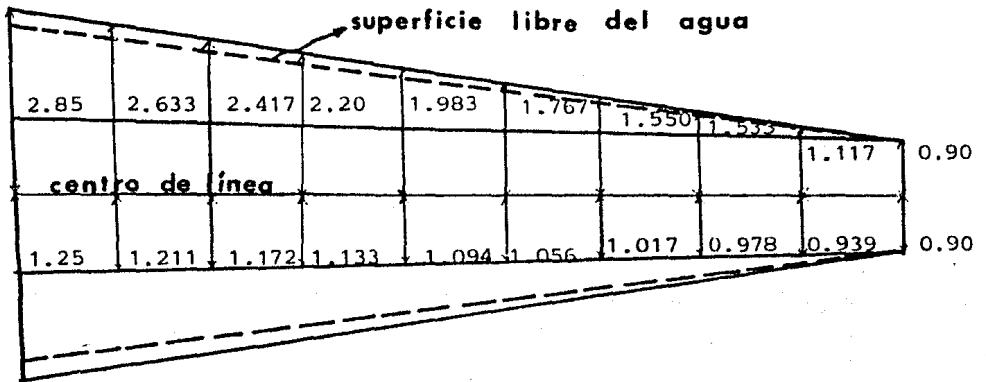


Figura 3.8 Planta de la transición de entrada mostrando el derrame de los taludes.

Pérdida de carga por entrada.- Planteando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 2 y 2' (fig. 3.9 ).

$$Z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = Z_2' + \frac{p_2'}{\gamma} + \frac{v_2'^2}{2g} + \Delta h$$

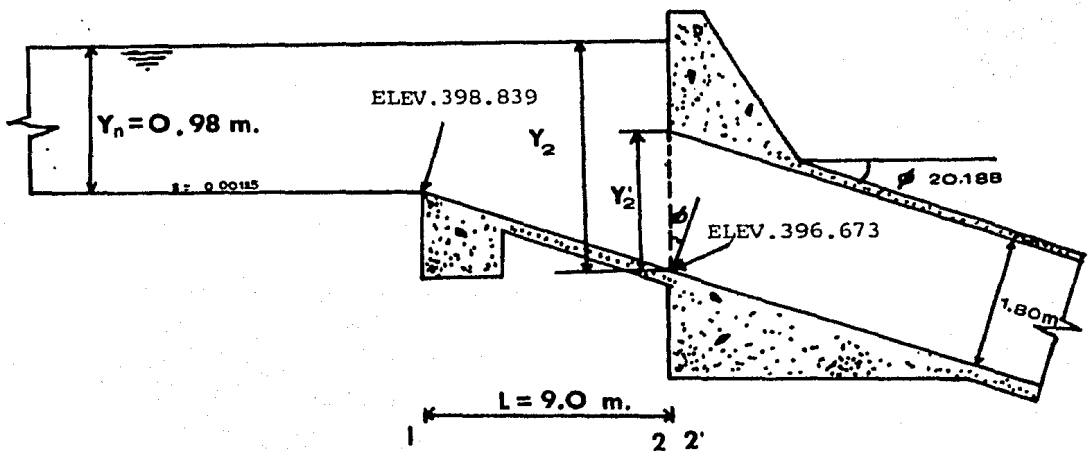


Figura 3.9 Secciones 2 y 2'.



Las condiciones de análisis son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 Z_2 &= 396.673 \text{ msnm} & Z'_2 &= 396.673 + \frac{1.918}{2} = 397.632 \text{ msnm} \\
 v_2 &= 1.33 \text{ m/s} & v'_2 &= 2.70 \text{ m/s} \\
 Y_2 &= 2.90 \text{ m} & h_e &= 0.1 \left[ \frac{v_2'^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right]
 \end{aligned}$$

sustituyendo en la ecuación de Bernoulli:

$$396.673 + 2.90 + \frac{1.33^2}{2g} = 397.632 + \frac{P'_2}{\gamma} + \frac{2.70^2}{2g} + 0.1 \left[ \frac{2.70^2}{2g} - \frac{1.33^2}{2g} \right]$$

resolviendo la ecuación:

$$\frac{P'_2}{\gamma} = 1.631 \text{ m.}$$

siendo la pérdida por entrada:

$$h_e = 0.028 \text{ m.}$$

$$\% \text{ ahogamiento} = \frac{2.90 - 1.918}{1.918} = 0.512, \quad 10\% < 51.2\%$$

se considera bueno el resultado del ahogamiento obtenido, de acuerdo con las recomendaciones del inciso 3.6 utilizadas por el U.S.B.R.

Al plantear el Teorema de Bernoulli entre las secciones 2' y 3' se tendrán pérdidas de carga por:

Fricción

Cambios de dirección o codos

$$Z'_2 + \frac{P'_2}{\gamma} + \frac{v_2'^2}{2g} = Z'_3 + \frac{P'_3}{\gamma} + \frac{v_3'^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de cálculo serán:

$$\begin{aligned}
 Z_2' &= 397.632 \text{ msnm} & Z_3' &= 396.206 + \frac{1.982}{2} = 397.197 \text{ msnm} \\
 v_2' &= 2.70 \text{ m/s} & v_3' &= 2.70 \text{ m/s} \\
 P_2'/\gamma &= 1.631 \text{ m.} & P_3'/\gamma &=
 \end{aligned}$$

$\Delta h$  = pérdidas por fricción y codos

Pérdida de carga por fricción .- Se tomó como rugosidad absoluta-  
 $\epsilon = 0.25 \text{ mm}$ . para tubos de concreto con acabado liso; el número -  
de Reynolds que obtenemos es:

$$R_e = \frac{vD}{\nu} = \frac{2.70 \times 1.80}{1 \times 10^{-6}} = 4.9 \times 10^6 \quad (\text{régimen turbulento})$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.0025}{1.80} = 0.0014$$

Entrando al diagrama Universal de Moody [ Ref. 4 ] se obtie  
ne:  $f = 0.013$ . Por otra parte, al aplicar la fórmula de Darcy-  
Weisbach, se tiene:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = 0.013 \frac{259.825^*}{1.80} \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} = 0.697 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por cambios de dirección.- Existen 4 curvas con  
las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 \Delta_1 &= 37.178^\circ \\
 R_1 &= 31.37 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_2 &= 57.503^\circ \\
 R_2 &= 4.158 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_3 &= 26.935^\circ \\
 R_3 &= 8.572 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_4 &= 2.281^\circ \\
 R_4 &= 125.623 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\frac{R_1}{D} = \frac{37.178^\circ}{1.80} = 17.428$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.0025}{1.80} = 0.0014$$

$$\frac{R_2}{D} = \frac{4.158^\circ}{1.80} = 2.310$$

$$\frac{R_3}{D} = \frac{8.572^\circ}{1.80} = 4.762$$

$$\frac{R_4}{D} = \frac{125.623^\circ}{1.80} = 69.791$$

Entrando a la gráfica de Hoffman [ Ref. 5, pag. 304 ] se tiene:

$$C_{c_1} = 0.09; \quad C_{c_2} = 0.22; \quad C_{c_3} = 0.16; \quad C_{c_4} = 0.09$$

$$k_1 = C_{c_1} \frac{37.178^\circ}{90} = 0.09 \frac{37.178^\circ}{90} = 0.037$$

$$k_2 = C_{c_2} \frac{57.503^\circ}{90} = 0.22 \frac{57.503^\circ}{90} = 0.141$$

$$k_3 = C_{c_3} \frac{26.935^\circ}{90} = 0.16 \frac{26.935^\circ}{90} = 0.048$$

$$k_4 = C_{c_4} \frac{2.281^\circ}{90} = 0.09 \frac{2.281^\circ}{90} = 0.002$$

$$h_c = ( 0.037 + 0.141 + 0.048 + 0.002 ) \frac{v^2}{2g} = 0.228 \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} = 0.085$$

sustituyendo en la ecuación de Bernoulli:

$$397.632 + 1.631 + \frac{2.70^2}{2g} = 397.197 + \frac{P'_3}{\gamma} + \frac{2.70^2}{2g} + 0.697 + 0.085$$

resolviendo, se tiene:

$$\frac{P'_3}{\gamma} = 1.284 \text{ m.}$$

Pérdida a la salida.- Planteando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 3' ( fig. 3.10 ).

$$Z'_3 + \frac{P'_3}{\gamma} + \frac{v_3'^2}{2g} = Z_3 + \gamma_3 + \frac{v_3^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de análisis son las siguientes:

$$Z'_3 = 396.206 + \frac{1.982}{2} = 397.197 \text{ msnm} \quad Z_3 = 396.206 \text{ msnm}$$

$$v'_3 = 2.70 \text{ m/s} \quad v_3 =$$

$$\frac{p'_3}{\gamma} = 1.284 \text{ m.} \quad Y_3 =$$

$\gamma$

$$\Delta h = 0.2 \left[ \frac{v_3^2}{2g} - \frac{v'_3{}^2}{2g} \right]$$

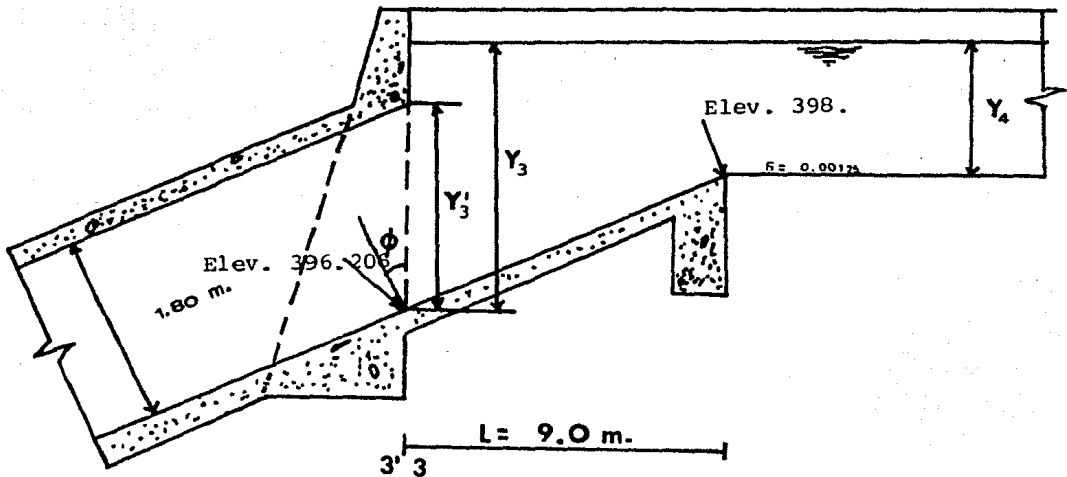


Figura.- 3.10 Secciones 3' y 3.

sustituyendo en la ecuación de Bernoulli:

$$397.197 + 1.284 + \frac{2.70^2}{2g} = 396.206 + Y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + 0.2 \left[ \frac{v_3^2}{2g} - \frac{v'_3{}^2}{2g} \right]$$

resolviendo la ecuación se tiene:

$$2.721 = Y_3 + \frac{1.2 v_3^2}{2g}$$

\_\_\_\_\_ a.

de la ecuación de continuidad:  $Q = vA$

$$6.94 = v_3 ( Y_3 \times 1.80 ) ; \quad \frac{3.856}{Y_3} = v_3$$

sustituyendo en la ecuación ( a ) la  $v_3$

$$2.721 = Y_3 + \frac{1.2 \sqrt{\frac{3.856}{Y_3}}}{2g}$$

$$2.721 = Y_3 + \frac{0.909}{Y_3}$$

$$Y_3^3 - 2.721 Y_3^2 + 0.909 = 0$$

resolviendo el polinomio, se tiene:

$$Y_3 = 2.587 \text{ m.}$$

$$v_3 = \frac{3.856}{2.585} = 1.452 \text{ m/s}$$

Finalmente la pérdida de carga por salida, será:

$$h_s = 0.2 \left[ \frac{2.70}{2g} - \frac{1.492}{2g} \right] = 0.050 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por transición a la salida.- Al igual que en la transición de entrada, la transición de salida se calculará de acuerdo con las recomendaciones del "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" de Ven Te Chow [Ref. 6]

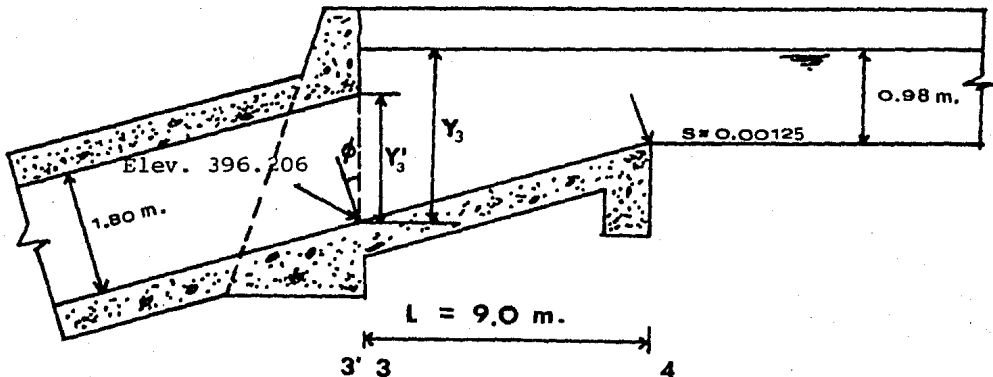


Fig. 3.11 Secciones 3 y 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15	16	17	18
E.	$\Delta y'$	$\Delta h_v$	$h_{v_i}$	v	A	0.5T	0.5b	y	r	$s_f$	$\Delta h_f$	$\Sigma \Delta h_f$	$Z_i$	$Z_o$	z	
0	0.000	0.000	0.372	2.70	4.653	0.900	0.900	2.59	0.668	0.003			398.79	396.20	0.70	399.09
1	0.003	0.003	0.369	2.69	5.235	1.102	0.939	2.57	0.740	0.002	0.0026	0.0026	398.80	396.23	0.80	399.10
2	0.010	0.010	0.361	2.66	5.719	1.304	0.978	2.51	0.790	0.002	0.0023	0.0049	398.81	396.30	0.91	399.15
3	0.023	0.023	0.348	2.61	6.073	1.507	1.017	2.41	0.819	0.002	0.0021	0.0070	398.82	396.42	1.05	399.15
4	0.041	0.041	0.330	2.55	6.268	1.709	1.056	2.26	0.829	0.002	0.0020	0.0090	398.84	396.57	1.22	399.15
5	0.065	0.065	0.307	2.45	6.277	1.911	1.094	2.09	0.823	0.002	0.0019	0.0109	398.87	396.78	1.44	399.20
6	0.093	0.093	0.279	2.34	6.073	2.113	1.133	1.87	0.803	0.002	0.0018	0.0127	398.90	397.03	1.73	399.20
7	0.127	0.127	0.245	2.19	5.626	2.316	1.172	1.61	0.771	0.002	0.0016	0.0143	398.93	397.32	2.16	399.25
8	0.165	0.165	0.206	2.01	4.904	2.518	1.211	1.32	0.721	0.001	0.0015	0.0158	398.99	397.67	2.84	399.30
9	0.209	0.209	0.162	1.78	4.367	2.720	1.250	1.10	0.645	0.001	0.0014	0.0172	399.05	397.95	3.61	399.35

Tabla 3.4 Ordenamiento de cálculo de la transición de salida (sifón a canal)

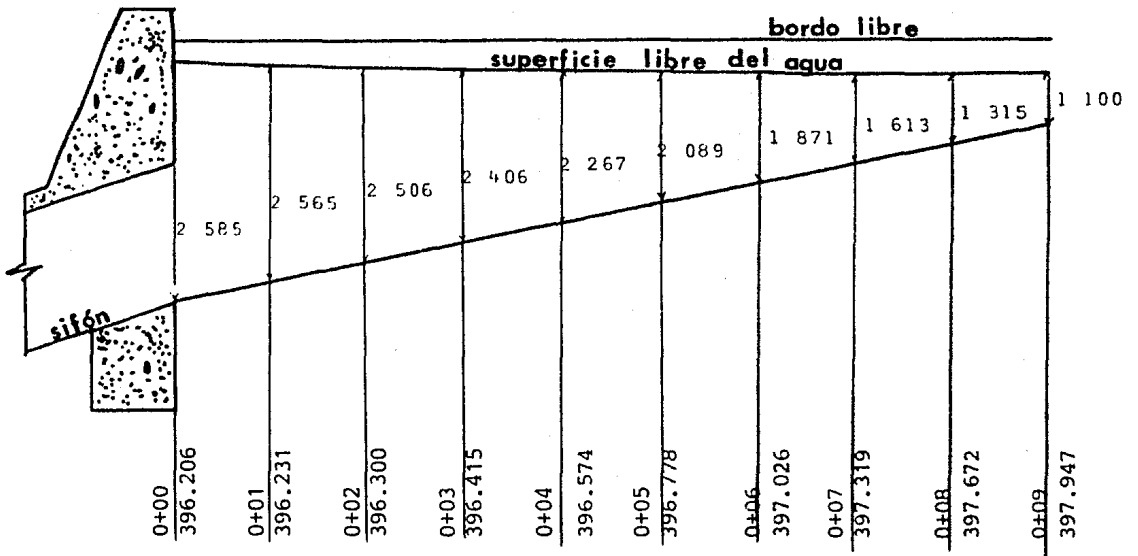


Fig. 3.12 Corte longitudinal por el centro de línea de la transición de salida mostrando el perfil.

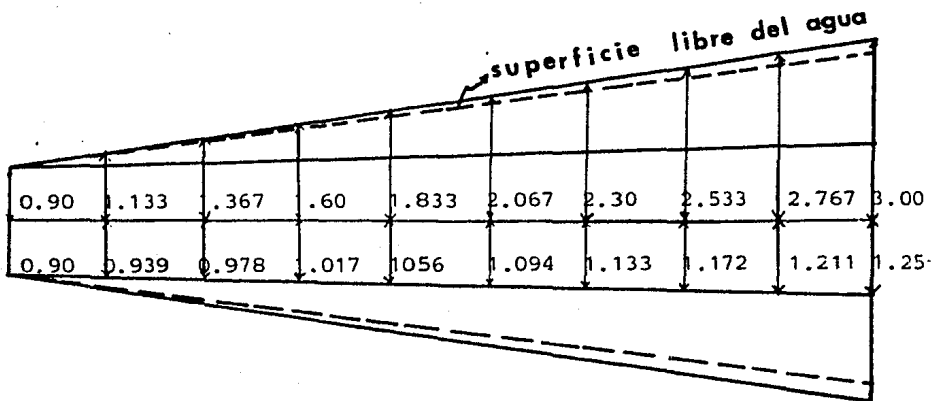


Fig. 3.13 Planta de la transición de salida mostrando el derrame de taludes.

Transición de entrada	0.0147 m.
Entrada	0.028 m.
Fricción	0.697 m.
Codos	0.085 m.
Salida	0.050 m.
Transición salida	0.0172 m.
	Σ 0.892 m.

Tabla 3.5 Resumen de Pérdidas

Planteando la ecuación de Bernoulli entre la entrada y salida del sifón:

$$Z_e + Y_e + \frac{v_e^2}{2g} = Z_s + Y_s + \frac{v_s^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de análisis son:

$$Z_e = 398.829 \text{ msnm}$$

$$v_e = 1.784 \text{ m/s}$$

$$Y_e = 0.98 \text{ m.}$$

$$Z_s = 397.947 \text{ msnm}$$

$$v_s = 1.589 \text{ m/s}$$

$$Y_s = 1.1 \text{ m.}$$

$$\Sigma \Delta = 0.892 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ecuación de Bernoulli :

$$398.839 + 0.98 + \frac{1.784^2}{2g} = 397.947 + 1.1 + \frac{1.589^2}{2g} + 0.892$$

$$399.989 = 400.068$$

Se puede observar que la energía a la salida es ligeramente mayor que la de entrada por lo se seguirá con los lineamientos - del inciso 3.4 a o sea dejar el trazo del sifón tal como esta, - provocando así, un pequeño remanso aguas arriba.



En general el resultado obtenido se considera bueno ya que la diferencia de carga es muy pequeña ( 0.070 m.), la cual no provocara problemas graves en el funcionamiento hidráulico, aparte del ya mencionado remanso que tendrá un efecto mínimo dentro de la conducción. Sin embargo, se tiene otra alternativa, posible de elección, la cual se estudiará antes de dar por satisfactoria esta alternativa inicial.

### 3.7 ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO, ALTERNATIVA II

Esta segunda alternativa presenta una mayor carga disponible " $\Delta z$ " (0.95 m.) con la que se tiene la idea de mejorar el funcionamiento hidráulico trabajando con el gasto máximo (6.94 m<sup>3</sup>/s) y gastos menores.

A diferencia de la alternativa I esta nueva alternativa tiene una mayor longitud de desarrollo, aproximadamente m. más (fig. 3.14), la cual se piensa no influirá demasiado dentro del funcionamiento hidráulico del sifón a reserva de ver los resultados obtenidos después del análisis.

Se puede ver del trazado del sifón (fig. 3.14) es muy similar a la alternativa I cambiando unicamente, debido a la topografía del sitio, las elevaciones en la zona de transición de entrada y de salida siendo aquí donde se obtiene la carga disponible de 0.95 m.

El análisis se realizará con las mismas características del canal y sifón señaladas en el inciso 3.5, además con las elevaciones mostradas en la fig. 3.14.

$$Q = 6.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gasto máximo de diseño

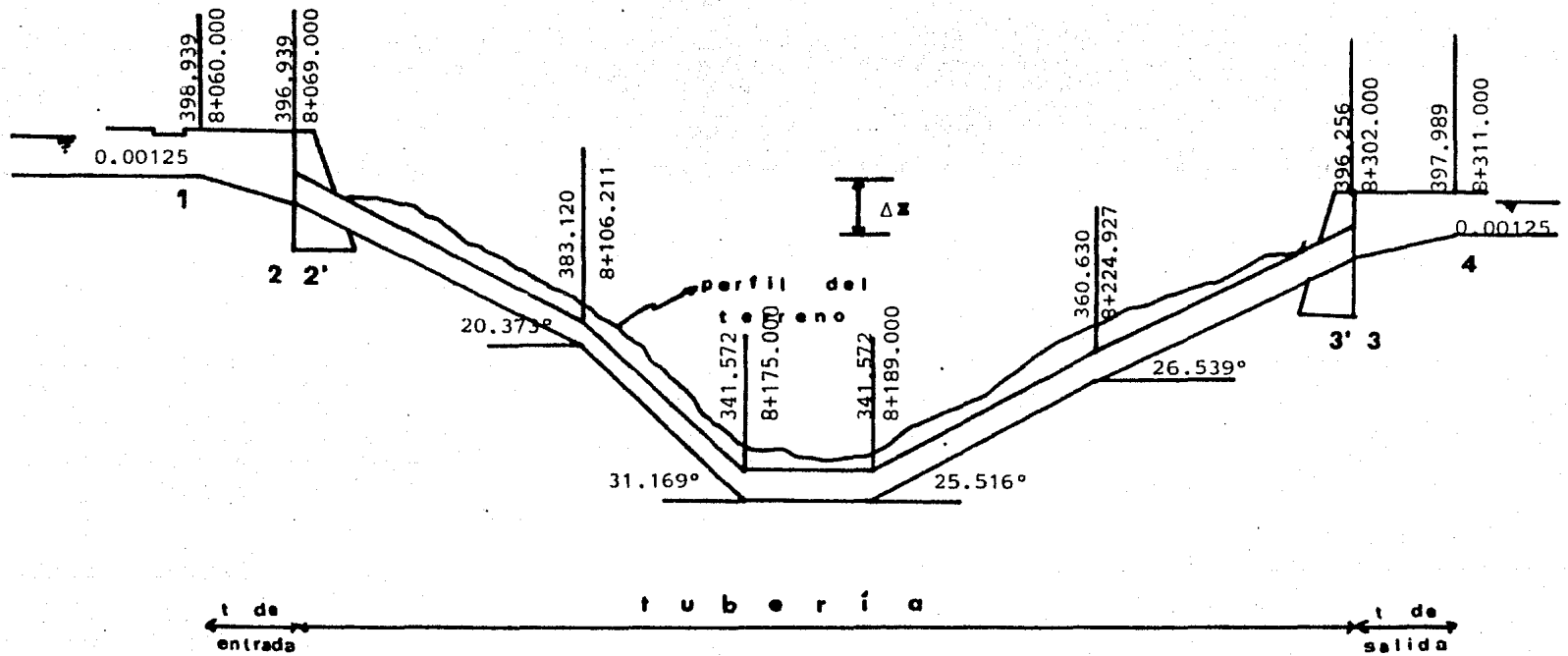


Figura .- 3.14 Condiciones hidráulicas iniciales a la salida y entrada del sifón.

Características del canal

$$Y_n = 0.98 \text{ m.}$$

$$A_n = 3.891 \text{ m}^2$$

$$v = 1.784 \text{ m/s}$$

Características de la tubería

$$D = 1.80 \text{ m.}$$

$$A = 2.54 \text{ m}^2$$

$$v = 2.70 \text{ m/s}$$

Las pérdidas de carga son debidas a:

Transición de salida.- Planteando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4 .

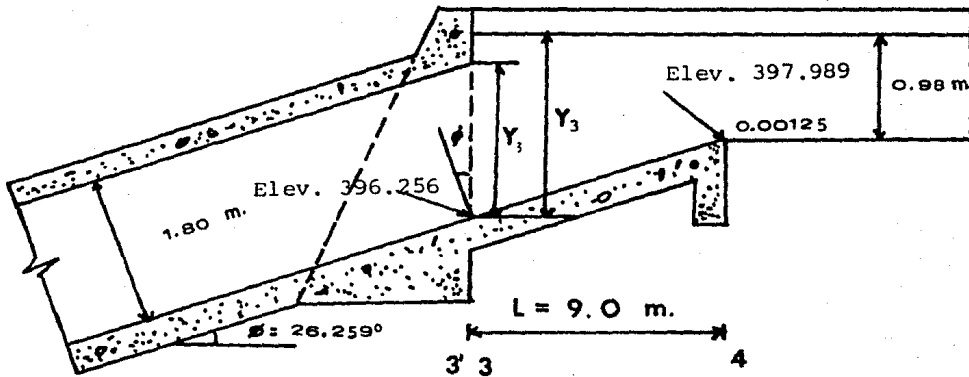


Fig. 3.15 Secciones 3 y 4

$$Z_3 + Y_3 + \frac{v_3^2}{2g} = Z_4 + Y_4 + \frac{v_4^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de análisis son:

$$Z_3 = 396.256 \text{ msnm}$$

$$v_3 =$$

$$Y_3 =$$

$$Z_4 = 397.989 \text{ msnm}$$

$$v_4 = 1.77 \text{ m/s}$$

$$Y_4 = 0.98 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0.2 \left[ \frac{v_4^2}{2g} - \frac{v_3^2}{2g} \right]$$

Sustituyendo en la ecuación de Bernoulli, se tiene:

$$396.256 + Y_3 = \frac{v_3^2}{2g} = 397.989 + 0.98 + \frac{1.77^2}{2 \times 9.81} + 0.2 \left[ \frac{1.77^2}{2 \times 9.81} - \frac{v_3^2}{2g} \right]$$

resolviendo, la ecuación

$$1.2 \frac{v_3^2}{2g} + Y_3 = 2.905 \quad \text{a'}$$

por la ecuación de continuidad :  $Q = vA$

$$6.94 = v_3 (Y_3 \times 1.80) ; \quad v_3 = \frac{3.856}{Y_3}$$

Sustituyendo en la ecuación a' la  $v_3$

$$1.2 \frac{\left[ \frac{3.856}{Y_3} \right]^2}{2g} + Y_3 = 2.905$$

$$\frac{0.909}{Y_3} + Y_3 = 2.905$$

$$Y_3^3 - 2.905 Y_3^2 + 0.909 = 0$$

resolviendo el polinomio, se tiene :

$$Y_3 = 2.788 \text{ m.}$$

$$v_3 = \frac{3.856}{Y_3} = \frac{3.856}{2.788} = 1.383 \text{ m/s}$$

Finalmente la pérdida de carga por transición será:

$$h_{t_s} = 0.2 \left[ \frac{1.77^2}{2 \times 9.81} - \frac{1.383^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.015 \text{ m.}$$

El ahogamiento, se tiene de la fig. 3.15 :

$$\alpha = 24.839^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.895$$

de la misma fig. 3.15

$$\cos \alpha = \frac{1.80}{\gamma'}$$

$$\gamma' = \frac{1.80}{0.895} = 2.012 \text{ m.}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{2.788 - 2.012}{2.012} = 0.386$$

10 % < 38.6 % < 50 % se considera bueno

Pérdida a la salida.- Planteando el problema de Bernoulli entre las secciones 3 y 3'. Véase la fig. 3.16

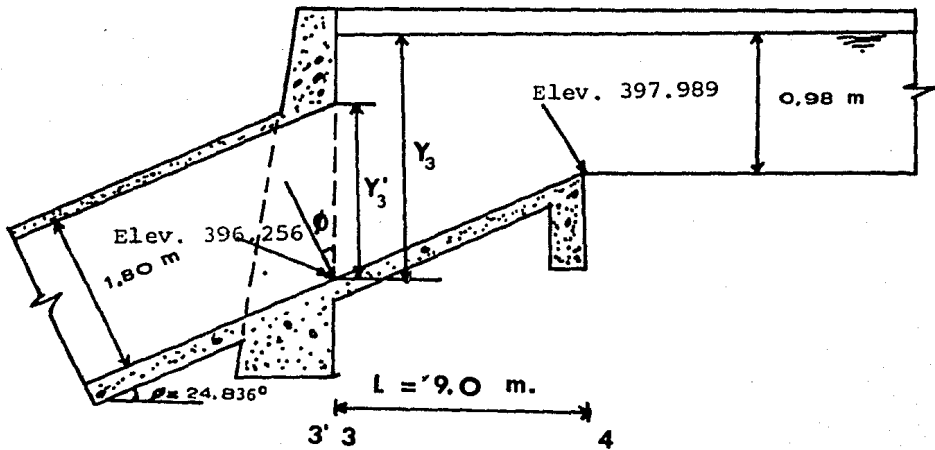


Fig. 3.16 Secciones 3 y 3'

$$Z_3' + \frac{p_3'}{\gamma} + \frac{v_3'^2}{2g} = Z_3 + Y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de análisis son las siguientes:

$$Z'_3 = 396.256 + \frac{2.012}{2} = 397.312 \text{ msnm} \quad Z_3 = 396.256$$

$$v'_3 = 2.70 \text{ m/s} \quad v_3 = 1.383 \text{ m/s}$$

$$\frac{P'_3}{\gamma} =$$

$$Y_3 = 2.788 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0.2 \left[ \frac{v'^2_3}{2g} - \frac{v^2_3}{2g} \right]$$

sustituyendo los valores en la ecuación de Bernoulli:

$$397.312 + \frac{P'_3}{\gamma} + \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} = 396.256 + 2.888 + \frac{1.383^2}{2 \times 9.81} + 0.2 \left[ \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} - \frac{1.383^2}{2 \times 9.81} \right]$$

resolviendo la ecuación, se tiene:

$$\frac{P'_3}{\gamma} = 1.462 \text{ m.}$$

$\gamma$

por lo tanto, la pérdida de carga a la salida:

$$h_s = 0.055 \text{ m.}$$

Al plantear el Teorema de Bernoulli entre las secciones 2' y 3' se tendrán pérdidas de carga por :

Fricción

Cambios de dirección o codos:

de la figura 3.17 se tiene:

$$\alpha = 20.373 \quad \cos \alpha = 0.937$$

De la misma fig. 3.17

$$\cos \alpha = \frac{1.80}{Y'_2} \quad Y'_2 = \frac{1.80}{0.937} = 1.921 \text{ m.}$$

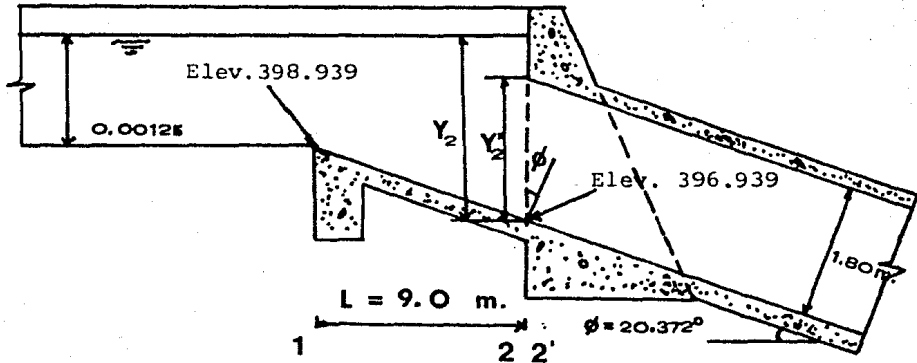


Fig. 3.17 Secciones 2 y 2'

Pérdida de carga por fricción.- Se tomó como rugosidad absoluta -  $\epsilon = 0.25$  mm. para tubo de concreto con acabado liso; se obtiene un número de Reynolds igual a:

$$R = \frac{vD}{\nu} = \frac{2.70 \times 1.80}{1 \times 10^{-6}} = 4.9 \times 10^6 \quad \text{régimen turbulento}$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.0025}{1.80} = 0.0014$$

Entrando al diagrama Universal de Moody [Ref. 4] se obtiene:  $f = 0.013$ ; Aplicando la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = 0.013 \frac{277.722^*}{1.80} \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} = 0.745 \text{ m.}$$

\* Véase fig. 3.14

Pérdida de carga por cambios de dirección o codos.- Existen 4 - curvas con las siguientes características:

$$\Delta_1 = 39.741^\circ$$

$$R_1 = 30.79 \text{ m.}$$

$$\Delta_3 = 25.597^\circ$$

$$R_3 = 8.294 \text{ m.}$$

$$\Delta_2 = 56.713^\circ$$

$$R_2 = 4.316 \text{ m.}$$

$$\Delta_4 = 2.678^\circ$$

$$R_4 = 129.319 \text{ m.}$$

$$\frac{R_1}{D} = \frac{30.79}{1.80} = 17.106$$

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.0025}{1.80} = 0.0014$$

$$\frac{R_2}{D} = \frac{4.316}{1.80} = 2.398$$

$$\frac{R_3}{D} = \frac{8.294}{1.80} = 4.608$$

$$\frac{R_4}{D} = \frac{129.319}{1.80} = 71.874$$

Entrando a la gráfica de Hoffman [Ref. 5, pág. 304] se tiene:

$$C_{c_1} = 0.09; C_{c_2} = 0.22; C_{c_3} = 0.18; C_{c_4} = 0.09$$

$$k_1 = C_{c_1} \frac{39.741}{90} = 0.09 \frac{39.741}{90} = 0.040$$

$$k_2 = C_{c_2} \frac{56.713}{90} = 0.22 \frac{56.713}{90} = 0.139$$

$$k_3 = C_{c_3} \frac{25.597}{90} = 0.18 \frac{25.597}{90} = 0.051$$

$$k_4 = C_{c_4} \frac{2.678}{90} = 0.09 \frac{2.678}{90} = 0.003$$



$$h_c = (0.040 + 0.139 + 0.051 + 0.003) \frac{v^2}{2g} = 0.233 \frac{2.70^2}{2 \times 9.81} = 0.088 \text{ m.}$$

Planteando el Teorema de Bernoulli, se tiene:

$$Z'_2 + \frac{p'_2}{\gamma} + \frac{v_2'^2}{2g} = Z'_3 + \frac{p'_3}{\gamma} + \frac{v_3'^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de cálculo serán:

$$Z'_2 = 396.939 + \frac{1.921}{2} = 397.899 \text{ msnm} \quad Z'_3 = 397.312 \text{ msnm}$$

$$v_2' = 2.70 \text{ m/s}$$

$$v_3' = 2.70 \text{ m/s}$$

$$\frac{p'_2}{\gamma} =$$

$$\frac{p'_3}{\gamma} = 1.462 \text{ m.}$$

$$\Sigma \Delta h = 0.745 + 0.088 = 0.833$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de Bernoulli:

$$397.899 + \frac{p'_2}{\gamma} + 0.372 = 397.312 + 1.462 + 0.372 + 0.833$$

resolviendo la ecuación:

$$\frac{p'_2}{\gamma} = 1.708 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por entrada.- Planteando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 2' y 2. Véase fig. 3.18

$$Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} = Z'_2 + \frac{p'_2}{\gamma} + \frac{v_2'^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de cálculo serán:

$$Z'_2 = 396.939 + \frac{1.921}{2} = 397.899 \text{ msnm}$$

$$Z'_3 = 397.312 \text{ msnm}$$

$$v'_2 = 2.70 \text{ m/s}$$

$$v'_3 = 2.70 \text{ m/s}$$

$$\frac{P'_2}{\gamma} =$$

$$\frac{P'_3}{\gamma} = 1.462 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0.745 + 0.088 = 0.833$$

Sustituyendo valores en la ecuación de Bernoulli:

$$397.899 + \frac{P'_2}{\gamma} + 0.372 = 397.312 + 1.462 + 0.372 + 0.833$$

resolviendo la ecuación:

$$\frac{P'_2}{\gamma} = 1.708 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por entrada.- Planteando el Teorema Bernoulli entre las secciones 2' y 2. Véase fig. 3.18

$$Z_2 + \gamma_2 + \frac{v_2^2}{2g} = Z'_2 + \frac{P'_2}{\gamma} + \frac{v'^2_2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de cálculo serán:

$$Z_2 = 396.939 \text{ msnm}$$

$$Z'_2 = 397.899 \text{ msnm}$$

$$\gamma_2 =$$

$$v'_2 = 2.70 \text{ m/s}$$

$$v_2 =$$

$$\frac{P'_2}{\gamma} = 1.708 \text{ m.}$$

$\gamma$

$$\Delta h = 0.1 \left[ \frac{v'^2_2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right]$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$396.939 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 397.899 + 1.708 + 0.372 + 0.1 \left[ 0.372 - \frac{v_2^2}{2g} \right]$$

resolviendo la ecuación:

$$1.1 \frac{v_2^2}{2g} + Y_2 = 3.077 \quad \text{----- a"}$$

de la ecuación de continuidad:  $Q = v A$

$$6.94 = v_2 ( 1.80 \times Y_2 ) ; \quad v_2 = \frac{3.856}{Y_2}$$

sustituyendo en la ecuación a" la  $v_2$

$$1.1 \frac{\left[ \frac{3.856}{Y_2} \right]^2}{2g} + Y_2 = 3.077$$

$$Y_2^3 - 3.077 Y_2^2 + 0.834 = 0$$

resolviendo el polinomio, se tiene:

$$Y_2 = 2.983 \text{ m.}$$

$$v_2 = \frac{3.856}{2.983} = 1.293 \text{ m/s}$$

por lo que las pérdidas serán:

$$h_e = 0.1 \left[ \frac{2.70^2}{2g} - \frac{1.293^2}{2g} \right] = 0.030 \text{ m.}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{2.983 - 1.921}{1.921} = 0.553$$

se excede un poco de lo recomendado

$$10\% < 51.3\% > 50.0\%$$

Pérdida de carga por transición a la entrada.- Planteando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

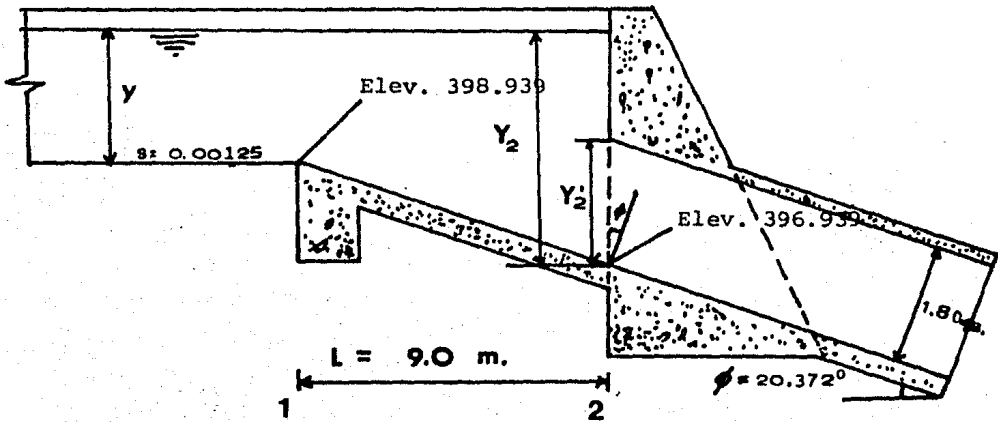


Fig. 3.18 Secciones 1 y 2

$$Z_1 + Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de cálculo serán:

$$Z_1 = 398.939 \text{ msnm} \quad Z_2 = 396.939 \text{ msnm}$$

$$Y_1 = \quad Y_2 = 2.983 \text{ m.}$$

$$v_1 = \quad v_2 = 1.293 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = 0.1 \left[ \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right]$$

Sustituyendo valores en la ecuación de Bernoulli

$$398.939 + Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 398.939 + 2.983 + \frac{1.293^2}{2 \times 9.81} + 0.1 \frac{v_1^2}{2g} - \frac{1.293^2}{2 \times 9.81}$$

$$Y_1 + 0.9 \frac{v_1^2}{2g} = 1.060 \quad \text{b}$$

de la ecuación de continuidad  $Q = vA$

$$6.94 = v_1 (2.5 Y_1 + 1.5 Y_1^2)$$

$$v_1 = \frac{6.94}{2.5 Y_1 + 1.5 Y_1^2}$$

sustituyendo en la ecuación b la v

$$\frac{0.9 \frac{6.94^2}{(2.5 Y_1 + 1.5 Y_1^2)^2}}{2g} + Y_1 = 1.060$$

$$Y_1 (2.5 Y_1 + 1.5 Y_1^2)^2 - 1.060 (2.5 Y_1 + 1.5 Y_1^2)^2 + 2.209 = 0$$

$$2.25 Y_1^5 + 5.115 Y_1^4 - 1.70 Y_1^3 - 6.625 Y_1^2 + 2.209 = 0$$

resolviendo el polinomio

$$Y_1 = 0.840 \text{ m.}$$

$$v_1 = \frac{6.94}{2.5 \times 0.84 + 1.5 \times 0.84^2} = 2.197 \text{ m/s}$$

Por lo que las pérdidas serán :

$$h_{t_e} = 0.1 (0.246 - 0.085) = 0.026$$

$$h_{t_e} = 0.026 \text{ m.}$$

Transición de salida	0.015 m.
Transición de entrada	0.030 m.
Fricción	0.745 m.
Codos	0.088 m.
Entrada	0.026 m.
A la salida	0.055 m.
<b>h TOTAL</b>	<b>= 0.959 m.</b>

Tabla 3.6 Resumen de pérdidas en el sifón, Alternativa II

Planteando la ecuación de Bernoulli entre la entrada y salida del sifón.

$$Z_e + Y_e + \frac{v_e^2}{2g} = Z_s + Y_s + \frac{v_s^2}{2g} + \Delta h$$

Las condiciones de análisis son:

$$Z_e = 398.939 \text{ msnm.}$$

$$Z_s = 397.989 \text{ msnm.}$$

$$Y_e = 0.840 \text{ m.}$$

$$Y_s = 0.980$$

$$v_e = 2.197 \text{ m/s}$$

$$v_s = 1.77 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = 0.959 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores

$$398.939 + 0.840 + \frac{2.197^2}{2 \times 9.81} = 397.989 + 0.98 + \frac{1.77^2}{2 \times 9.81} = 0.959$$

$$400.025 \neq 400.088$$

El resultado obtenido es, se puede decir, idéntico al obtenido para la alternativa I, aún siendo las pérdidas en el sifón ma-

yores que dicha alternativa. No se obtiene ningún beneficio en el funcionamiento hidráulico ya que ambas alternativas la energía son muy parecidas a la entrada y a la salida.

Se puede proceder de acuerdo a los lineamientos marcados en el inciso 3.4, tomando en cuenta que la suma de pérdidas de carga son ligeramente mayores que el nivel supuesto a la entrada y salida del sifón, para mejorar el funcionamiento hidráulico o dejar que se presente un remanso aguas arriba del sifón como en la alternativa I.

Ya que ambas alternativas tienen un funcionamiento hidráulico similar y la única desventaja de la alternativa II es su mayor longitud de desarrollo con respecto a la alternativa I, se propone a esta última como la más adecuada para nuestro proyecto. En la tabla 3.7 se resumen las características más importantes de las alternativas analizadas.

ALT.	SECC.	ELEVACION (msnm)	TIPO DE PERDIDA	VEL. (m/s)	TIRANTE (m)	% DE AHOG.	h (m)
I	4	397.947	Trans. salida	1.59	1.10		0.0172
	3	396.206	De salida	1.49	2.585	30.0	0.050
	3'	397.197	Fricción	2.70	1.982		0.697
	2'	397.632	Codos Por entrada	2.70	1.918	50.0	0.085 0.028
	2	396.673	Trans. entrada	1.33	2.90		0.0147
	1	398.839		1.78	0.98		
							<hr/> 0.892
II	4	398.039	Trans. salida	1.77	0.98	38.6	0.015
	3	396.039	De salida	1.38	2.788		0.055
	3'	397.312	Fricción	2.70	2.012		0.745
	2'	397.899	Codos Por entrada	2.70	1.921	55.3	0.088 0.30
	2	396.939	Trans. entrada	1.29	2.983		0.026
	1	398.939		2.20	0.84		
							<hr/> 0.959

Tabla 3.7 Resumen de pérdidas, alternativas I y II

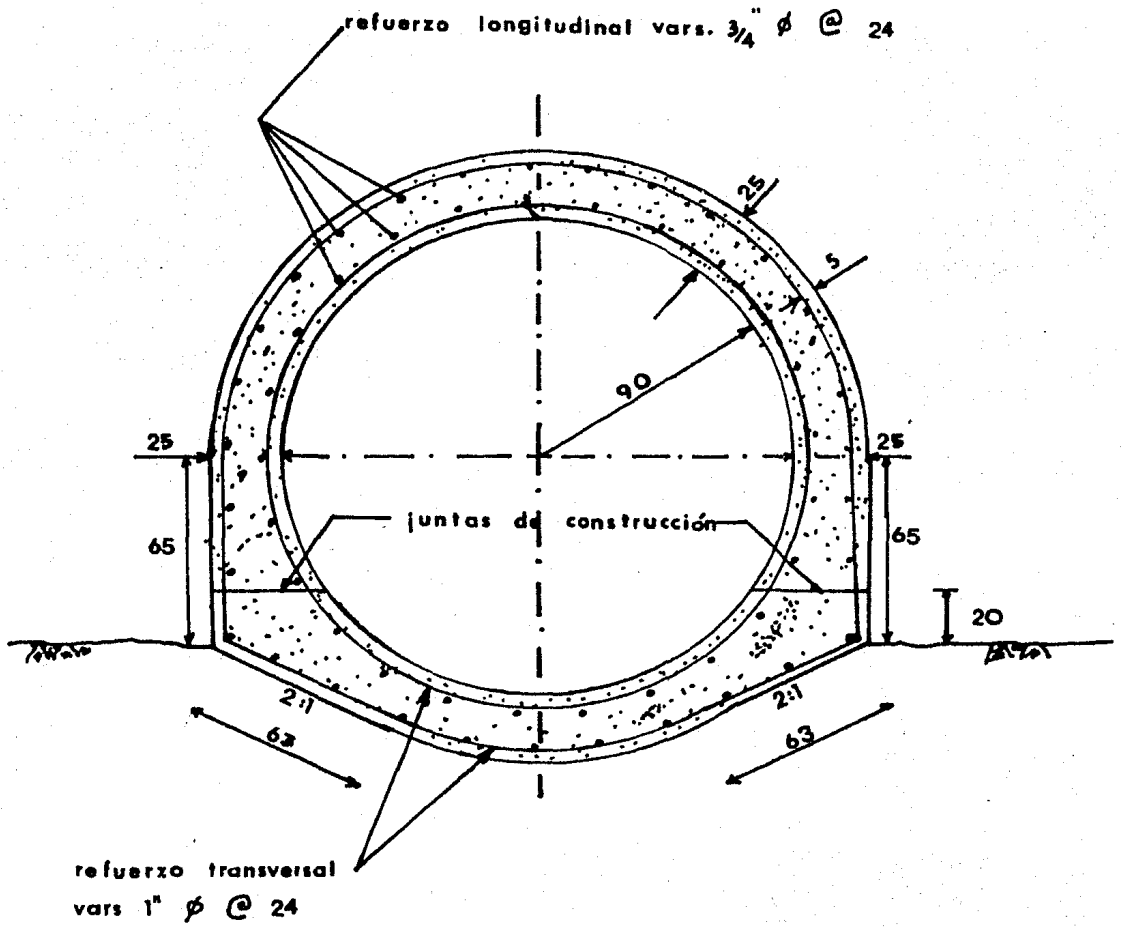


Figura 4.12 Refuerzo de la tuberfa.



## CAPITULO IV

### 4 CALCULO ESTRUCTURAL

#### 4.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TUBERIA

En el capítulo anterior se ha analizado el funcionamiento -- hidráulico del sifón de tal manera que se ha podido conocer las - características hidráulicas del mismo, tales como: la carga hidráu- lica a la que estará sometido, y las características geométricas, indispensables, para realizar el cálculo estructural.

En el cálculo estructural de los elementos mecánicos del si fón se pueden seguir dos procedimientos:

- 1.- Método Práctico en el que se aprovecha un estudio hecho con el Deformómetro de Beggs y publicado por el U.S.B.R. [ Ref. 7 ]
- 2.- Método Teórico aplicando la ecuación de barra por in- crementos finitos.

El método a seguir será el práctico, es decir, el Método del deformómetro de Beggs, el cual está explicado, más adelante, de una manera muy general ya que la realización de un análisis de - mayor profundidad queda fuera del alcance de este trabajo.

De acuerdo con el método, la tubería se divide en un número- determinado de dovelas a cierto ángulo. El número de dovelas es 24 y el ángulo de separación entre ellas se puede observar en la figura 4.1, variando desde  $13^{\circ} 17'$  hasta  $31^{\circ} 43'$ . Este método se -- presenta en forma de coeficientes [ Ref. 8 ] que se aplican a ca da una de las dovelas en que se divide la sección transversal de la tubería. La aplicación de los coeficientes será explicado con un poco más de detalle adelante.

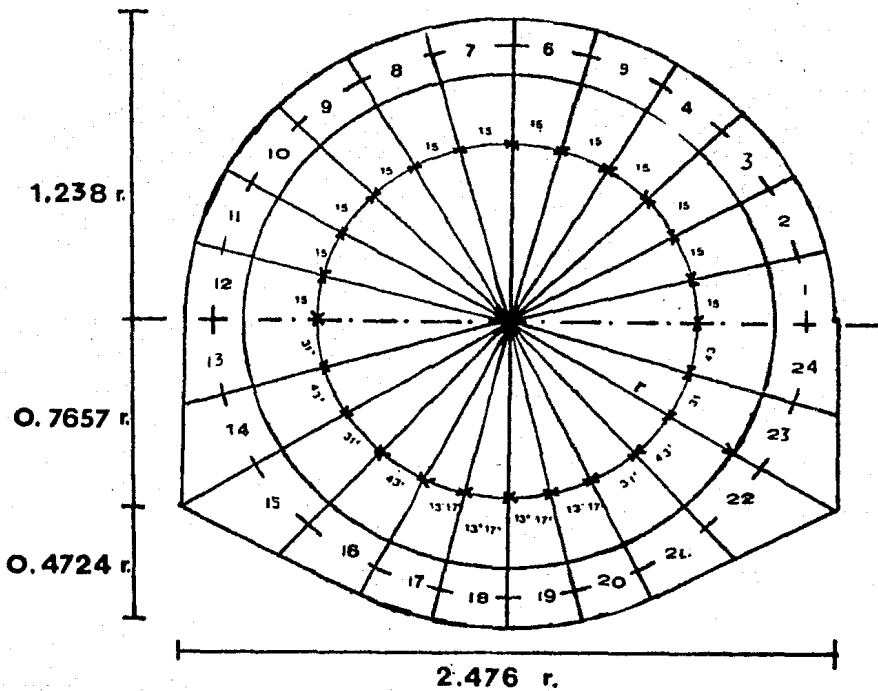


Figura 4.1 Características geométricas de la tubería

Continuando con la descripción del método, los espesores se calcularán con los lineamientos siguientes:

Secciones de la 1 a la 12 y de la 16 a la 21	0.278r
Secciones 13, 15, 22 y 24	0.362r
Secciones 14 y 23	0.3636r

Planteadas las características geométricas de la sección de la tubería se procede al análisis de cargas. En este análisis se consideran dos condiciones de carga:

- a) Tubería Llena
- b) Tubería Vacía

Para la primera condición deberá calcularse la tubería con un gasto normal sin considerar cargas exteriores como el caso más desfavorable, ya que para poder observar el funcionamiento de la estructura cuando se efectúe la prueba del sifón con presión de agua, no se permite que se cubra el conducto hasta tener la seguridad de que la estructura y su impermeabilidad son aceptables. Las cargas a considerar son: presión interior en la tubería, peso propio y reacción del terreno.

En la segunda condición se considera la tubería vacía y sujeta a cargas máximas exteriores analizándose tantos casos como sean necesarios para satisfacer las necesidades que se presenten. Las cargas a considerar en este caso son: colchón de tierra, reacción del terreno y peso propio.

Para los sifones con cargas hidrostáticas grandes generalmente el caso más desfavorable y que gobernará el cálculo de éste, será la tubería llena y el espesor quedará regido por la fuerza cortante máxima.

Cargas consideradas.- Condición 1. Análisis a tubería llena.

- a) presión uniforme interior (fig. 4.2)
- b) reacción del terreno al peso del agua (fig. 4.3)
- c) reacción del terreno uniforme por peso propio (fig. 4.4)

Cargas consideradas.- Condición 2. Análisis a tubería vacía.

- a) carga vertical uniformemente repartida (fig. 4.5)
- b) carga vertical de arco (fig. 4.6)
- c) carga lateral uniforme (fig. 4.7)
- d) carga lateral triangular (fig. 4.8)
- e) reacción del terreno uniforme por peso propio (fig. 4.4)

La descripción de cada una de las cargas consideradas en am bas condiciones propuestas se detallarán más adelante.

La notación a seguir es la siguientes:

- r - radio interior del conducto
- $r_i$  - radio al eje neutro considerado
- V - carga vertical uniforme
- H - carga lateral uniforme
- g - peso específico del terreno
- c - peso específico del concreto
- p - presión hidrostática interior
- w - reacción del terreno por presión interior

Como se había mencionado anteriormente, el método consiste en la aplicación de unos coeficientes con los que se calcularán los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales por medio de unas igualdades que dependen de las cargas a que está la tubería. Los coeficientes se aplican en cada dovela en que se ha dividido la sección transversal de la tubería. Enton ces conocidas las cargas a las que esta sometida la tubería se pueden conocer las acciones internas que actúan en la estructu ra. En las siguientes figuras se muestran las condiciones de carga con que se analizará la tubería.

Es condición fundamental de toda tubería su impermeabili- dad, que en las de concreto puede fallar por la porosidad pro- pia del concreto, o por el agrietamiento debido al alargamiento del fierro de refuerzo que produce a su vez esfuerzos no admisibles de tensión en el concreto. La porosidad se puede evitar en gran parte con una buena dosificación de agregados, una baja re lación agua-cemento, uso de aditivos y un colado y vibrado cuida do.

En las tuberías que trabajan con una presión considerable - el problema del agrietamiento se acentúa y trae como consecuen- cia infiltraciones que con el tiempo oxidan y reducen el área--

de refuerzo.

El agrietamiento se reducirá mucho si para el diseño se considera, como varios autores lo recomiendan, usar en el armado, es fuerzos de tensión inferiores a los usuales permisibles [Ref. 9].

Condición I. Análisis a tubería llena.

a).- Carga interior uniforme.

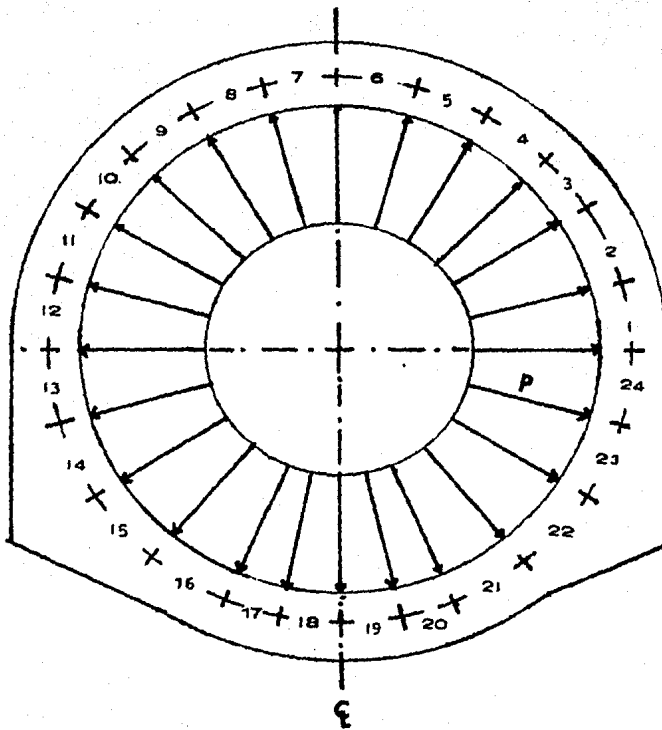


Figura.- 4.2 Presión interior uniforme en la tubería.

b).- Reacción del terreno al peso del agua.

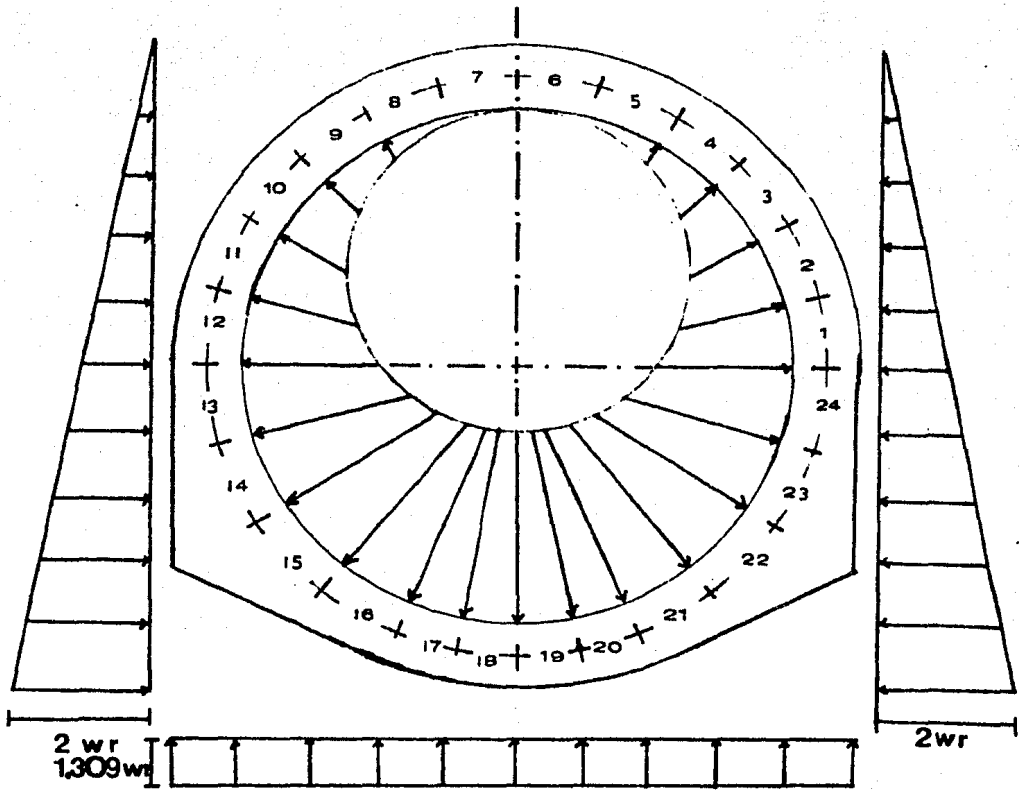


Figura.- 4.3 Presión interior triangular - reacción del terreno uniforme.

c).- Reacción del terreno uniforme por peso propio.

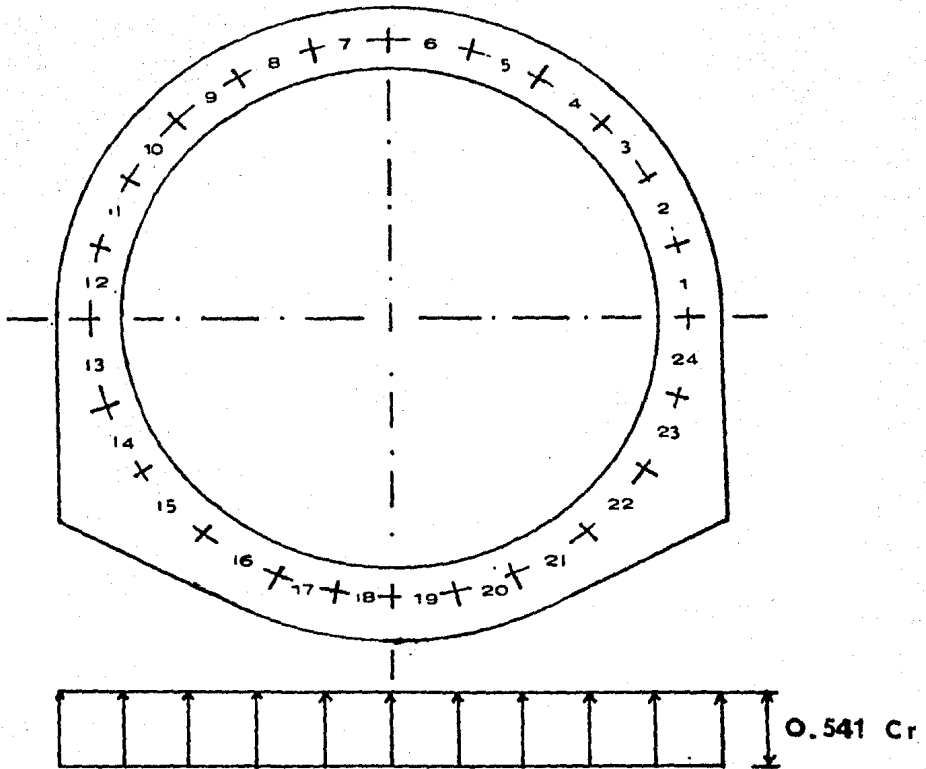


Figura.- 4.4 Peso propio de la tuberfa - reacción del terreno uniforme en todo lo ancho de la tuberfa.

Condición II. Análisis a tubería vacía.

a).- Carga vertical uniformemente repartida.

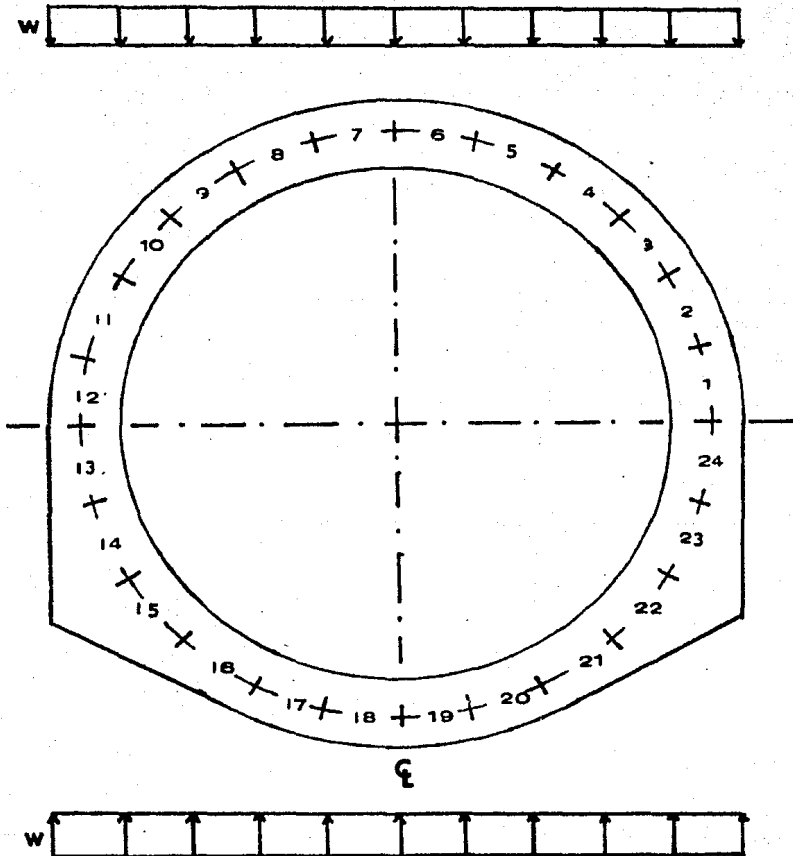


Figura.- 4.5 Carga vertical uniformemente repartida - reacción uniforme del terreno en todo lo ancho de la tubería.



b).- Carga vertical de arco

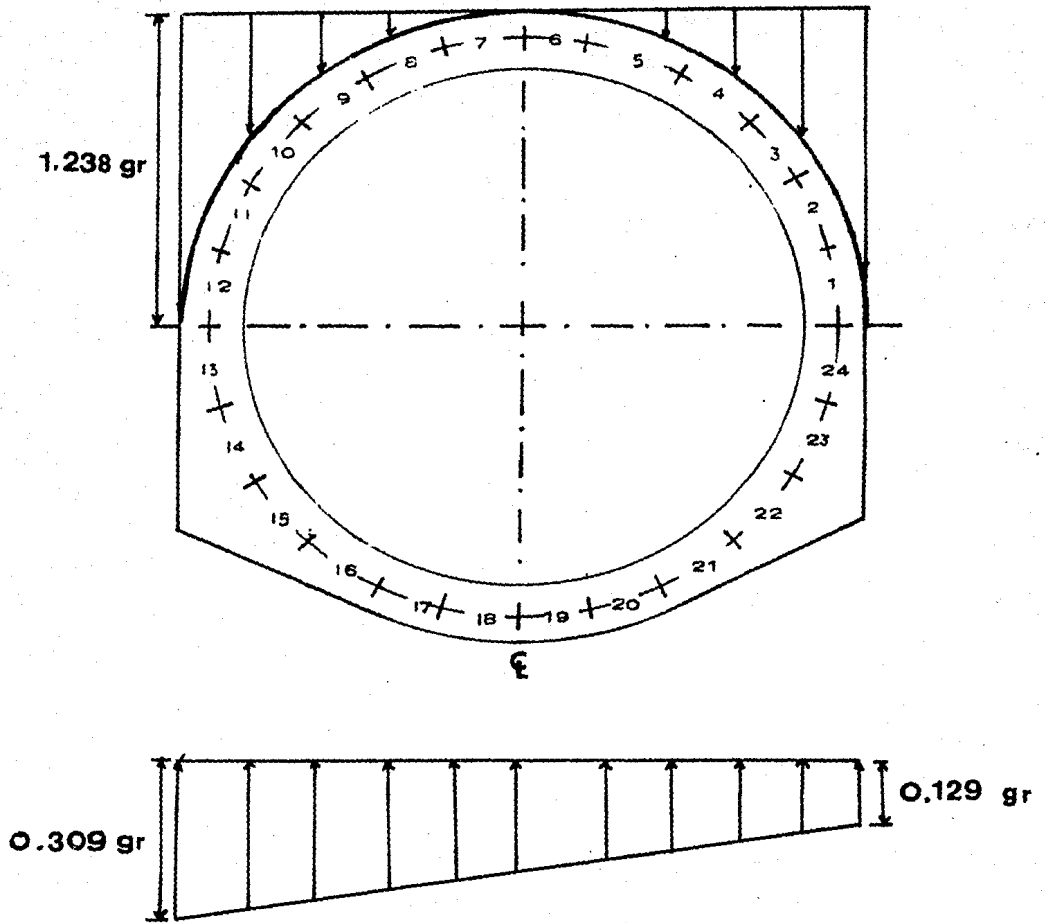


Figura.- 4.6 Carga vertical de arco - reacción trapezoidal del terreno a todo lo ancho de la tubería.

c).- Carga lateral uniforme.

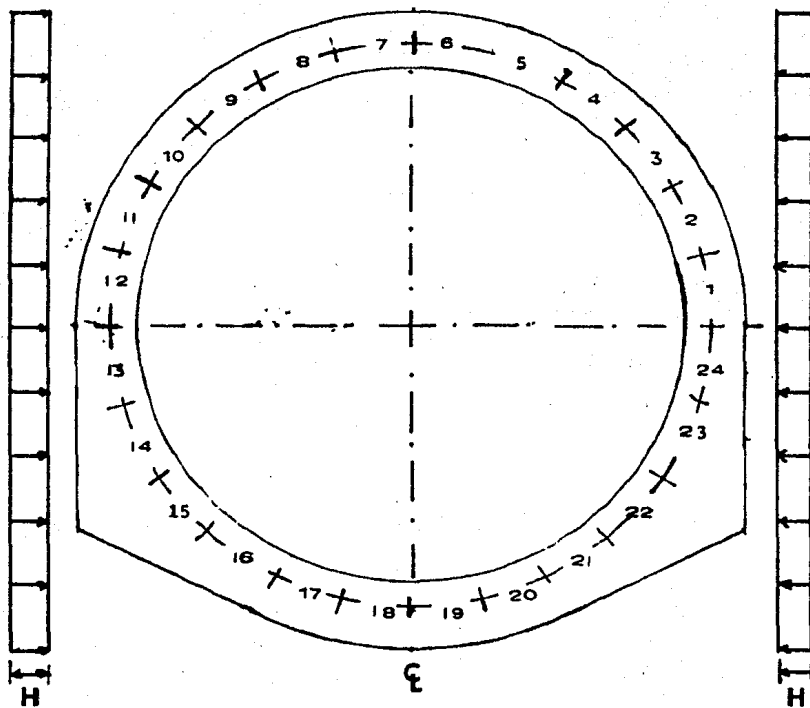


Figura.- 4.7 Carga lateral en ambos lados.

d).- Carga lateral triangular.

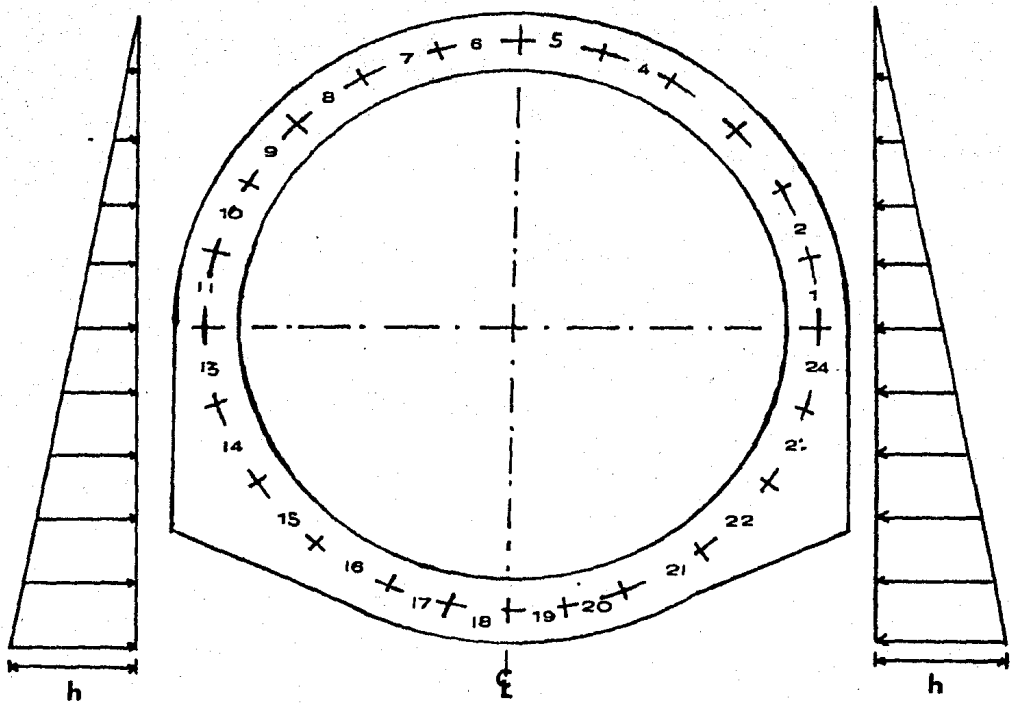


Figura.- 4.8 Carga lateral triángular en ambos lados.

## 4.2 ANALISIS NUMERICO

Se iniciará con el cálculo de las características geométricas de la tubería. Por otro lado, es importante mencionar que sólo se presentarán los resultados, ya que, como se menciona antes no se hará un análisis a profundidad de este capítulo.

### 4.2.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TUBERIA

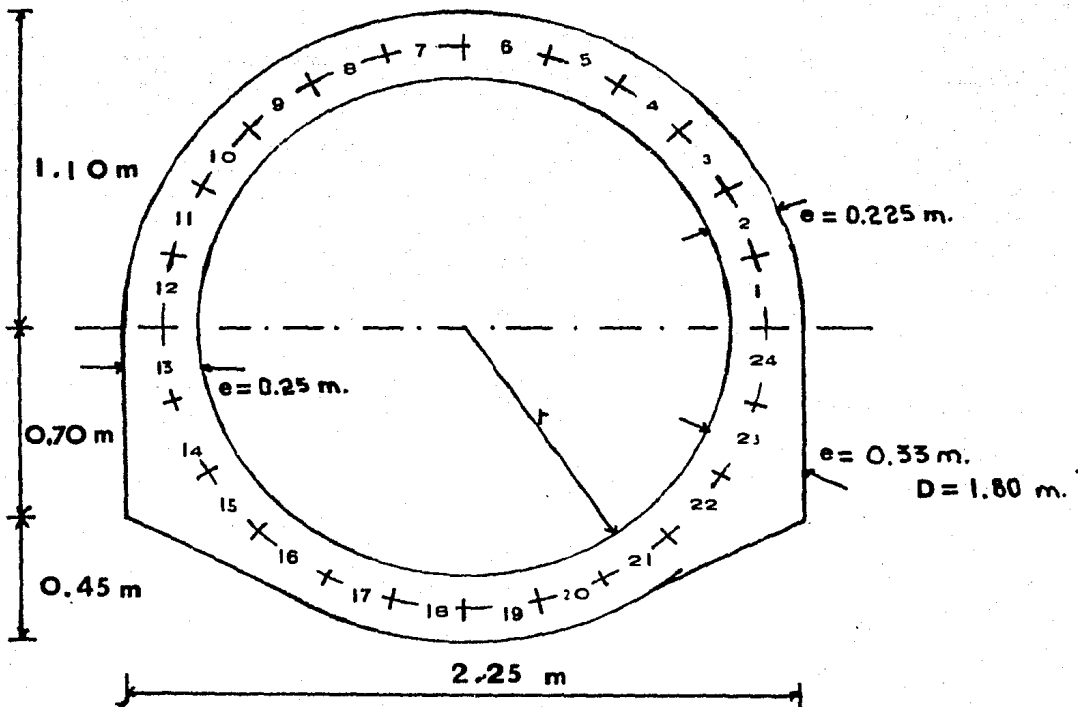


Figura.- 4.9 Características geométricas de la tubería.

- Espesores

Secciones de la 1 a la 12 y de la 16 a la 21	e = 0.25 cm.
Secciones 13, 15, 22 y 24	e = 0.33 cm.
Secciones 14 y 23	e = 0.34 cm.

- Datos para el cálculo de cargas

Tramo central (figura 4.10)

Elevación de la plantilla de la tubería	341.472 msnm
Elevación de la clave de la tubería	343.272 msnm
Elevación del lomo de la tubería	343.497 msnm
Elevación máxima del terreno natural (proteccion)	345.037 msnm
Elevación máxima del agua en el arroyo	346.037 msnm
Elevación máxima a la entrada del sifón	400.039 msnm

#### 4.2.2 CARGAS

Carga uniforme vertical unitaria debido al peso de la tierra	$W_1 = 3403.0 \text{ kg/m}^2$
Carga uniforme vertical unitaria debido al peso del agua	$W_2 = 1000.0 \text{ kg/m}^2$
Carga uniforme vertical unitaria total	$W_T = 4403.0 \text{ kg/m}^2$
Carga uniforme lateral unitaria	$H = 3544.0 \text{ kg/m}^2$
Carga máxima lateral unitaria de carga triangular	$h = 1467.0 \text{ kg/m}^2$
Presión uniforme interior	$P = 58567.0 \text{ kg/m}^2$

#### 4.3 DISEÑO DE LA TUBERIA

En este inciso se presentan disposiciones para diseñar la tubería. Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos por el método del deformómetro de Beggs.

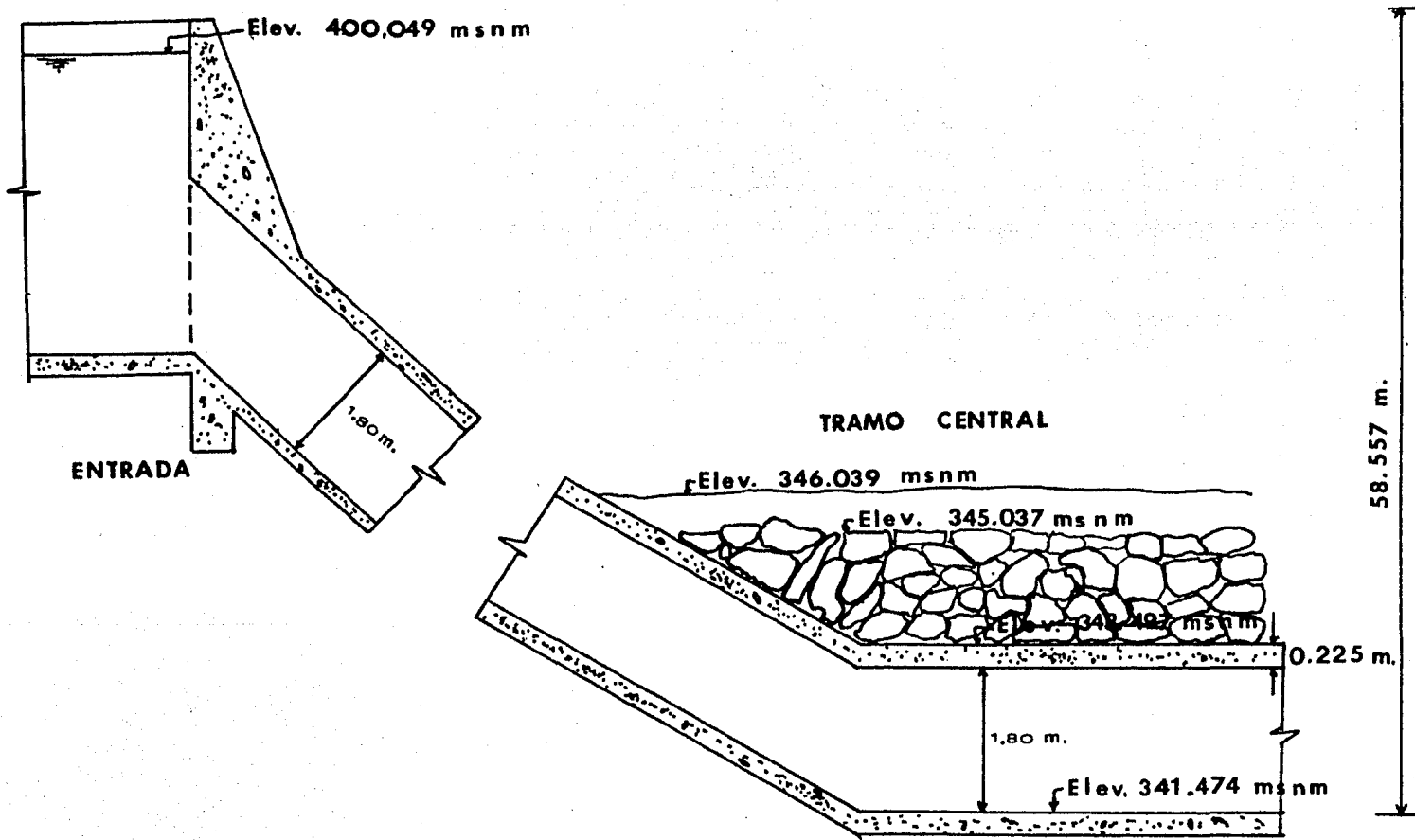


Figura.- 4.10 Cortes a la entrada y en el tramo central del sifón.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que está sujeta la estructura se pueden determinar con los criterios de los estados límite de falla y estado límite de servicio o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos de dicho método. En el inciso 4.1 de este capítulo se presenta el procedimiento del método que esta basado en valores admisibles en condiciones de servicio (bajo acciones nominales).

Es importante mencionar que sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o el método del deformómetro de Beggs deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitados a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

#### 4.3.1 DISEÑO POR VALORES ADMISIBLES

En este inciso se incluye un procedimiento alternativo de diseño, según el cual la estructura de concreto reforzado debe diñarse de manera que las acciones internas, o los esfuerzos, en condiciones de servicio no excedan de ciertos valores admisibles. Las acciones internas o los esfuerzos en condiciones de servicio son aquellos que resultan del análisis de la estructura bajo acciones nominales (que no se ha multiplicado por factores de carga).

Los esfuerzos y las capacidades admisibles que aquí se especifican corresponden a la combinación de acciones permanentes y cargas vivas usuales.

##### 4.3.1.1 Flexión

Por flexión, los elementos se dimensionarán de modo que, en condiciones de servicio, los esfuerzos no excedan de los sí-

güentes valores:

Compresión en el concreto	$0.45 f'_c$
Tensión o compresión en el acero	$0.50 f_y$

Los esfuerzos se calcularán con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis que siguen:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias.

La relación modular,  $n = E_s / E_c$ , se puede redondear al número entero más próximo y no se tomará menor que 6.

#### 4.3.1.2 Fuerza Cortante.

Fuerza cortante que toma el concreto.

Las expresiones de  $V_c$  que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal,  $h$ , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que un metro y, además la relación  $h/b$  no excede de 6.

En miembros a flexocompresión la fuerza cortante que toma el concreto se obtendrá multiplicando:

$$V_c = 0.292 f'_c b d$$

donde:



$V_c$  - resistencia permisible a fuerza cortante del concreto.

$f'_c$  - esfuerzo del concreto

$b$  - ancho

$d$  - peralte efectivo

#### 4.3.1.3 Esfuerzo de Adherencia.

Esfuerzo de Adherencia es el nombre que se le asigna al esfuerzo cortante en la entrecara de la varilla y el concreto que, al transferir la carga entre la varilla y el concreto que la rodea modifica los esfuerzos del acero. Cuando se desarrolla de manera eficaz esta adherencia, permiten que los materiales formen una estructura compuesta. El logro de una buena adherencia es el objetivo más importante del detallado del refuerzo en las componentes estructurales.

El esfuerzo de adherencia "  $u$  ", que se acostumbra definir como una fuerza cortante por área unitaria de superficie de varilla, esta dado por:

$$u_p = \frac{2.3 f'_c}{D} \quad 25 \text{ kg/cm}$$

donde:

$u_p$  - esfuerzo de adherencia permisible

$f'_c$  - esfuerzo del concreto

$D$  - diámetro de la varilla

Como sabemos, para diseñar la tubería se deberá contar con todos los datos referente al aspecto hidráulico, como son: las fuerzas producidas por el líquido en movimiento, las pérdidas de carga, diámetro económico y espesor mínimo, presiones negativas máximas, etc.

En general, el método del deformómetro de Beggs esta basado en el comportamiento de los materiales es del tipo elástico lineal o sea que al someter la estructura a una carga determinada, esta

se deformará y en el instante de quitar dicha carga regresa a su estado original sin ninguna deformación.

Ahora, por otra parte, cada dovela está sometida a la acción combinada de carga axial y del momento flexionante, pudiendose --- considerar como una " viga " de longitud corta en relación con su altura, por lo que resulta relativamente rígida a la flexión. En este caso las deformaciones por flexión serán pequeñas y sólo producirán un cambio insignificante en la línea de acción de la fuerza axial ( ver fig. 4.11)

Los efectos resultante en una sección recta de la viga de la figura 4.11-b a una distancia " x " del extremo, se obtiene superponiendo los esfuerzos debido a carga axial y a los debidos a flexión.

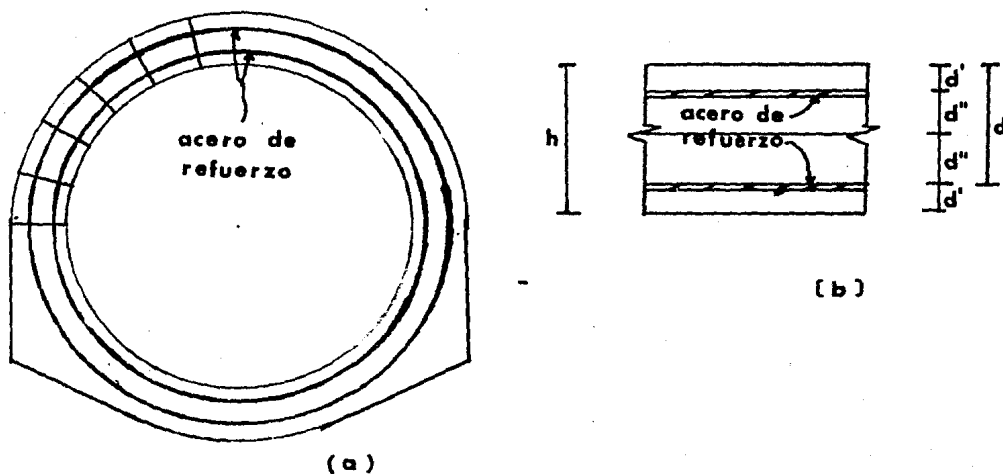


Figura 4.11 Sección transversal de la tubería. a) mostrando las dovelas b) considerando la dovela como viga.

#### 4.4 REVISION DE LAS SECCIONES

Ya establecidas las normas que rigen el diseño estructural de la sección transversal de la tubería se procede a la revisión de las dovelas o secciones, revisándose para momento flexionante máximo, fuerza cortante máxima y fuerza normal máxima, analizándose para las 2 condiciones de carga preestablecidas ( Tubería llena y tubería vacía ).

Con el proposito de evitar confusiones en la interpretación de los resultados que a continuación se presentan, es necesario-- hacer hincapié en que se siguió la metodología del Deformómetro de Beggs, razón por la cual no se presentan en este trabajo la -- secuencia de cálculo, mencionándose únicamente los datos con que se realizaron los cálculos. A continuación se enlistan las constantes de cálculo:

$$\begin{aligned} f' &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_c &= 0.45 f' = 90 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= 1000 \text{ kg/cm}^2 \text{ [ Ref. 9 ]}. \end{aligned}$$

Se realizó el análisis para las dos condiciones de carga, pero, teniendo mayor importancia la primera condición, ya que ésta la condición más desfavorable para el cálculo estructural -- por los 58 m. de carga hidrostática con las que estará funcionando la tubería en condiciones normales.

## ANEXO I

Contracciones en un flujo supercrítico.- Cuando un flujo supercrítico circula en una contracción con paredes simétricas y convergentes se producira las llamadas ondas de cruce. Estas ondas siguen un patrón determinado que persiste en una distancia considerable aguas abajo, siendo producto del efecto de contracción de las paredes del canal. Estas ondas de cruce -- son dimétricas con respecto a la línea central del canal.

De las investigaciones experimentales y analíticas realizadas por Ippen y Dawson han encontrado que tienen un mejor comportamiento las contracciones rectas que las contracciones curvas siendo de igual longitud estas y además tomando un punto de referencia de máxima altura. De acuerdo con los investigadores han propuesto un procedimiento de diseño para contracciones rectas que se describen abajo.

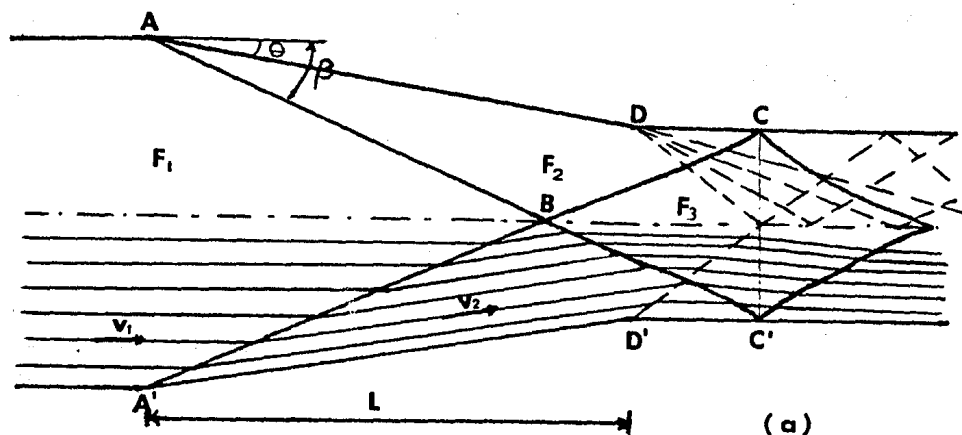


Fig. III Diseño de las paredes de la contracción a)  
Patrón general de perturbación.

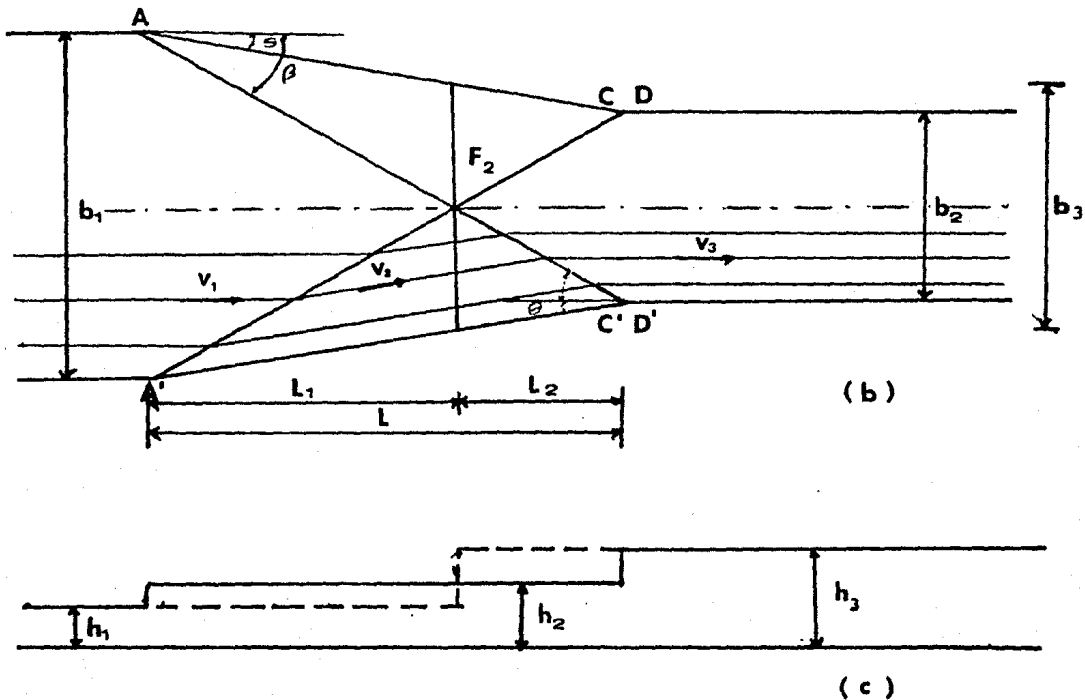


Fig. III Diseño de las paredes de la contracción b)  
 Perturbación mínima aguas abajo c) Perfil esquemático

Al pasar un flujo supercrítico por una contracción, se originan ondas de choque en los puntos A y A' (fig. III.a) o sea en la entrada. Estas ondas se prolongan a través del canal con un ángulo  $\beta$ , intersertándose en B, sobre la línea central del canal y después de alguna modificación llega a la pared opuesta en C y C' respectivamente. Nótese que al final de la contracción, las alteraciones negativas se originan en los puntos D y D'. -- Estas alteraciones resultarán con más complicaciones aguas abajo.

Ahora por otra parte, es posible diseñar una contracción minimizando las alteraciones aguas abajo.

Esto se puede lograr si se dirige las ondas de choque a las paredes opuestas en D y D' anulando teóricamente las alteraciones negativas. Esta situación se muestra en la fig. III b. De la geometría de la fig. mencionada se puede obtener la longitud de contracción:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \alpha}$$

ANEXO II.- GASTO DEMANDADO DE  $D_i$  EN LA ESTACIÓN ZOCHIPAC

AÑO	BOMBANA (m <sup>3</sup> /s)	ZOCHIPAC (m <sup>3</sup> /s)
1946	2.39	3.619
1947	3.11	4.839
1948	3.90	6.2508
1949	5.49	9.378
1952	3.98	6.399
1953	2.63	4.017
1954	3.49	5.506
1955	4.15	6.717
1956	3.47	5.470
1957	2.36	3.569
1958	3.27	5.116
1961	2.91	4.492
1962	2.98	4.612
1963	3.05	4.732
1964	3.62	5.740
1965	3.26	5.980
1966	3.63	5.578
1963	2.87	4.483
1968	2.50	3.800
1969	3.44	5.4170
1970	3.40	5.346
1972	2.19	3.292
1973	3.92	6.288
	X = 3.30	Y = 5.200

ANEXO III.- SIMULACIÓN DE FUNCIONAMIENTO DE VASO

AÑO	MES	ENTRADA	DEMANDAS	N.DEL EMBALSE	G. DERRAMADO	N. DEL EMBALSE	DEMANDAS
1946	E	4.36	4.56	15.54	0	16.94	4.5
	F	3.77	3.77	15.10	0	16.86	3.5
	M	2.75	2.745	15.18	0	16.68	3.3
	A	1.95	1.96	15.55	0	16.54	1.8
	M	1.91	1.905	15.12	0	16.49	1.9
	J	2.86	2.86	15.33	0	16.70	2.5
	J'	3.19	3.19	15.63	0	16.86	3.1
	A'	3.70	3.70	16.00	0	17.00	3.7
	S	7.31	5.00	16.00	2.31	17.00	5.0
	O	5.01	5.00	16.00	0.01	17.00	5.1
	N	2.51	2.51	15.04	0	16.096	5.5
	D	4.39	4.39	15.73	0	16.800	4.3
1947	E	1.88	1.88	15.67	0	16.82	1.5
	F	2.32	2.23	15.31	0	16.74	2.3
	M	1.58	1.88	15.30	0	16.55	2.2
	A	2.17	2.165	15.96	0	16.41	2.5
	M'	3.60	3.60	15.37	0	16.36	3.8
	J	5.17	5.00	16.00	0.17	16.57	5.5
	J'	6,16	5.00	16.00	1.16	16.64	6.2
	A'	10,80	5.00	16.00	5.80	17.00	5.2
	S	7.75	5.00	16.00	2.75	17.00	5.1
	O	7.06	5.00	16.00	2.06	17.00	5.0
	N	4.96	4.96	15.60	0	16.96	4.9
	D	6.09	5.00	16.00	1.09	17.00	5.0
1948	E	6.98	5.00	16.00	1.98	17.00	5.0
	F	5.53	5.00	16.00	0.58	17.00	5.0
	M	2.64	2.64	15.84	0	16.79	2.5
	A	1.94	1.94	15.69	0	15.94	2.8



	M'	2.06	2.06	15.64	0	16.55	2.3
	J	6.60	5	16	1.6	16.50	6.1
	J'	10.49	5	16	5.49	17	5
	A'	6.81	5	16	4.81	17	5
	S	9.48	5	16	4.48	17	5
	O	8.92	5	16	3.92	17	5
	N	8.43	5	16	3.43	17	5
	D	6.94	5	16	1.94	17	5
1949	E	5.92	5	16	0.92	17	5
	F	5.40	5	16	0.40	17	5
	M	6.25	5	16	1.25	17	5
	A	7.21	5	16	2.21	17	5
	M'	7.60	5	16	2.60	17	5
	J	9.42	5	16	4.42	17	5
	J'	11.96	5	16	5.96	17	5
	A'	12.45	5	16	7.45	17	5
	S	15.64	5	16	10.64	17	5
	O	12.92	5	16	7.92	17	5
	N	11.97	5	16	6.27	17	5
	D	8.25	5	16	3.25	17	5
1951	E	3.1	3.1	15.94	0	16.94	3.1
	F	4.39	4.39	15.87	0	16.86	4.39
	M	3.59	3.59	15.71	0	16.70	3.59
	A	3.60	3.60	15.55	0	16.59	3.60
	M'	4.07	4.07	15.50	0	16.64	4.07
	J	8.05	5	16	3.05	17	7
	J'	10.01	5	16	5.01	17	5
	A'	8.70	5	16	3.70	17	5
	S	14.05	5	16	9.05	17	5
	O	12.49	5	16	7.49	17	5
	N	14.89	5	16	9.89	17	5
	D	7.23	5	16	2.23	17	5

1952	E	5.17	5.0	16	0.17	17	5
	F	4.51	4.61	15.52	0	16.92	4.51
	M	1.67	1.67	15.76	0	16.75	1.67
	A	2.28	2.28	15.61	0	16.60	2.28
	M'	3.70	3.70	15.56	0	16.54	3.70
	J	11.75	16.	16	6.75	17	7.
	J'	7.77	5	16	2.77	17	5
	A'	6.97	5	16	1.96	17	5
	S	12.99	5	16	7.99	17	5
	O	16.15	5	16	11.17	17	5.
	N	3.80	3.80	15.96	0	16.96	3.80
	D	4.42	4.42	15.89	0	16.85	4.42
1953	E	2.49	2.49	15.83	0	16.85	2.29
	F	2.08	2.08	15.75	0	16.75	2.08
	M	1.89	1.89	15.59	0	16.58	1.89
	A	1.96	1.96	15.44	0	16.42	1.95
	M	1.89	1.89	15.39	0	16.37	1.89
	J	3.54	3.54	15.59	0	16.58	3.54
	J'	6.45	5	16	1.45	16.75	6.4
	A'	3.37	3.37	16	0.19	16.92	6.37
	S	6.66	5	16	1.66	17	6.60
	O	9.50	5	16	4.50	17	5
	N	5.58	5	16	0.78	17	4.0
	D	4.0	4.0	15.92	0	16.92	4.0
1954	E	2.49	2.49	15.87	0	16.86	2.49
	F	2.08	2.08	15.79	0	16.79	2.08
	M	2.06	2.06	15.63	0	16.62	2.06
	A	2.26	2.26	15.47	0	16.46	2.26
	M'	2.18	2.18	15.42	0	16.41	2.18
	J	9.72	5	16	4.72	17	7
	J'	9.36	5	16	4.36	17	5
	A'	6.01	5	16	1.01	17	5

	S	12.78	5	16	7.77	16	5
	O	12.52	5	16	7.52	17	5
	N	4.85	4.85	15.96	0	16.96	4.85
	D	4.07	4.07	15.89	0	16.85	4.07
1955	E	3.03	3.03	15.83	0	16.83	3.03
	F	3.36	3.36	15.75	0	16.75	3.36
	M	2.64	2.64	15.59	0	16.58	3.64
	A	2.48	2.48	15.44	0	16.42	2.48
	M'	2.43	2.43	25.39	0	16.36	2.43
	J	3.64	3.64	15.60	0	15.58	3.64
	J'	11.69	5	16	6.79	16	7
	A'	9.74	5	16	4.74	17	5
	S	13.78	5	16	8.68	17	5
	O	17.30	5	16	12.30	17	5
	N	11.07	5	16	6.07	17	5
	D	5.19	5	16	0.19	17	5
1956	E	4.07	4.07	15.94	0	16.94	4.07
	F	3.16	3.16	15.87	0	16.86	3.16
	M	3.19	3.19	15.71	0	16.70	3.19
	A	2.48	2.48	15.55	0	16.54	2.58
	M'	2.94	2.94	15.50	0	16.49	2.94
	J	11.34	5	16	6.34	17	7
	J'	5.94	5	16	0.94	17	5
	A'	4.34	4.34	16	0.19	17	4.34
	S	11.31	5	16	6.31	17	5
	O	9.86	5	16	4.86	17	5
	N	5.33	5	16	0.33	17	5
	D	3.97	3.97	15.92	0	6.92	3.77
1957	E	3.29	3.29	15.87	0	16.86	3.29
	F	2.40	2.40	15.79	0	16.79	2.40
	M	1.89	1.89	15.83	0	16.62	1.89

	A	1.79	1.79	15.48	0	16.46	1.49
	M'	1.76	1.76	15.43	0	16.41	1.76
	J	4.53	4.53	15.64	0	16.62	4.53
	J'	4.29	4.29	15.80	0	16.79	4.29
	A'	2.89	2.89	15.99	0	17	2.89
	S	8.29	5	16	3.29	17	5
	O	5.74	5	16	0.74	17	5
	N	2.70	2.70	15.96	0	16.95	2.70
	D	4.20	4.20	15.89	0	16.87	4.20
1958	E	2.15	2.15	15.83	0	16.81	2.15
	F	1.87	1.87	15.75	0	16.74	1.97
	N	1.91	1.91	15.59	0	16.57	1.91
	A	1.88	1.88	15.44	0	16.41	1.88
	M'	1.38	1.38	15.39	0	16.36	1.38
	J	5.12	5.12	15.60	0	16.57	5.12
	J'	10.93	6	16	4.93	16.74	6
	A'	7.15	5	16	2.15	16.94	7
	S	13.04	5	16	8.04	17	5
	O	10.06	5	16	5.06	17	5
	N	4.02	4.02	15.96	0	16.96	4.03
	D	5.43	5	16	0.43	17	5
1959	E	3.93	3.93	15.94	0	16.90	3.93
	F	2.20	2.20	15.87	0	16.82	2.20
	M	2.15	2.15	15.71	0	16.66	2.15
	A	1.59	1.59	15.55	0	16.50	4.57
	J						
	J'	9.97	5	16	4.97	17	7
	A'	14.25	5	16	9.25	17	5
	S	12.02	5	16	7.02	17	5
	O	9.09	5	16	4.09	17	5
	N	6.05	5	16	1.05	17	5
	D	4.98	4.98	15.92	0	16.95	4.98

1961	E	3.80	3.80	15.87	0	16.80	3.80
	F	3.52	3.52	15.79	0	16.79	3.52
	M	2.59	2.59	15.63	0	16.62	2.59
	A	2.00	2.00	15.48	0	16.96	2.00
	M'	1.85	1.85	15.43	0	16.41	1.88
	J	6.36	6.36	15.64	0	16.62	6.36
	J'	6.10	6.10	15.80	0	16.79	6.10
	A'	6.09	6.09	15.99	0	17	6.09
	S	6.01	6.01	16	0	17	6.01
	O	6.87	5	16	1.87	17	5
	N	6.94	5	16	1.94	17	5
	D	2.76	2.76	15.02	0	16.02	2.96
1962	E	3.16	3.16	15.87	0	16.86	3.16
	F	2.31	2.31	15.79	0	16.79	3.31
	M	1.94	1.94	15.63	0	16.62	1.94
	A	2.65	2.65	15.48	0	16.46	2.65
	M'	2.31	2.31	15.43	0	16.41	2.31
	J	4.63	4.63	15.64	0	16.62	4.63
	J'	4.85	4.85	15.80	0	16.79	4.85
	A	3.90	3.90	15.99	0	17	3.90
	S	11.98	5	16	6.98	17	5
	O	11.90	5	16	6.93	17	5
	N	5.42	5	16	0.12	17	5
	D	3.00	3.00	15.92	0	16.91	3.
1963	E	2.21	2.21	15.87	0	16.85	2.21
	F	2.31	2.31	15.79	0	16.77	2.31
	M	2.05	2.05	15.63	0	16.61	2.05
	A	1.68	1.68	15.48	0	16.45	1.68
	M'	1.62	1.62	15.43	0	16.40	1.62
	J	2.35	2.35	15.64	0	16.61	2.35
	J'	8.92	5	16	3.92	17	7
	A'	6.42	5	16	1.42	17	5
	S	11.50	6	16	6.50	16.	5

	O	11.29	5	16	6.29	17	5
	N	5.52	5	16	1.52	17	5
	D	4.12	4.12	15.92	0	16.92	4.12
1964	E	3.26	3.26	15.86	0	16.86	3.26
	F	2.35	2.35	15.79	0	16.79	2.35
	M	2.11	2.11	15.63	0	16.62	2.11
	A	2	2	15.48	0	16.46	2
	M'	1.92	1.92	15.43	0	16.41	1.92
	J	6.62	6.62	16	7.02	16.62	6.62
	J'	14.02	7	16	7.02	16.79	7
	A'	7.58	5	16	2.58	17	7
	S	10.89	5	16	5.89	17	5
	O	11.89	5	16	6.79	17	5
	N	4.84	4.84	15.96	0	16.95	4.84
	D	5.43	5.43	15.89	0	16.87	5.43
1965	E	3.45	3.45	15.83	0	16.81	3.45
	F	2.60	2.60	15.71	0	16.74	2.60
	M	2.26	2.26	15.59	0	16.57	2.26
	A	2.03	2.03	15.44	0	16.41	2.03
	M'	2.09	2.09	15.39	0	16.36	2.09
	J	5.12	5.12	15.60	0	16.57	5.12
	J'	4.84	4.84	15.76	0	16.71	4.84
	A'	8.63	5	16	5.63	17	7
	S	8.19	5	16	3.19	17	5
	O	12.64	5	16	7.64	17	5
	N	6.95	5	16	1.96	17	5
	D	4.80	4.80	15.92	0	16.92	4.80
1966	E	3.97	3.97	15.87	0	16.86	3.97
	F	3.37	3.37	15.79	0	16.79	3.37
	M	2.71	2.71	15.63	0	16.62	2.71
	A	2.49	2.49	15.43	0	16.46	2.49
	M'	2.23	2.23	15.43	0	16.41	2.23

	J	5.38	5.38	15.64	0	16.62	5.38
	J'	9.87	7	16	2.89	17	7
	A	6.23	5	16	1.23	17	5
	S	10.93	5	16	5.93	17	5
	O	12.14	5	16	7.14	17	5
	N	7.04	5	16	2.09	17	5
	D	5.24	5	16	0.24	17	5
1967	E	4.27	4.27	15.94	0	16.94	4.27
	F	2.97	2.97	15.78	0	16.86	2.97
	M	2.31	2.31	15.62	0	16.70	2.35
	A	2.03	2.03	15.47	0	16.54	2.03
	M'	1.98	1.98	15.43	0	16.49	1.98
	J	6.25	6.25	15.63	0	16.70	6.25
	J'	2.54	2.54	15.79	0	16.87	2.54
	A'	3.95	3.95	15.98	0	17.80	3.95
	S	3.52	3.52	16.22	0.2	17	3.52
	O	13.75	5	16	0.75	17	5
	N	6.10	5	16	1.1	17	5
	D	3.87	3.87	15.42	0	17	3.87
1968	E	5.41	5.41	15.87	0	16.94	3.41
	F	2.70	2.70	15.79	0	16.86	2.76
	M	2.32	2.32	15.63	0	16.70	2.32
	A	1.95	1.95	15.48	0	16.54	1.95
	M'	2.03	2.03	15.43	0	16.49	2.03
	J	3.57	3.57	15.64	0	16.70	3.57
	J'	5.42	5.42	15.80	0	16.87	5.42
	A'	2.54	2.54	16.00	0	17.	2.54
	S	0.27	5	16	3.57	17	7
	O	7.40	5	16	2.40	17	5
	N	3.44	3.44	15.96	0	16.96	3.44
	D	2.65	2.65	15.89	0	16.88	2.65
1969	E	2.31	2.31	15.83	0	16.83	2.31

	F	1.83	1.83	15.75	0	16.75	1.83
	M	1.64	1.64	15.59	0	16.58	1.64
	A	1.64	1.64	15.85	0	16.42	1.64
	M'	2.18	2.18	15.80	0	16.36	2.15
	J	2.71	2.71	16	0	16.58	2.71
	J'	7.37	5	16	2.37	17	7
	A	8.96	5	16	3.96	17	5
	S	16.26	5	16	11.26	17	5
	O	10.69	5	16	5.69	17	5
	N	8.17	5	16	3.17	17	5
	D	5	5	16	0.90	17	5
1970	E	3.03	3.03	15.94	0	16.94	3.03
	F	3.41	3.41	15.87	0	16.86	3.41
	M	2.12	2.12	15.71	0	16.70	2.12
	A	1.97	1.97	15.55	0	16.54	1.97
	M'	2.68	2.68	15.50	0	16.49	2.68
	J	4.20	4.20	15.71	0	16.70	4.20
	J'	4.64	7	16	0.64	17	7
	A'	8.15	5	16	3.15	17	5
	S	14.76	5	16	9.76	17	5
	O	9.02	5	16	4.02	17	5
	N	6.74	5	16	1.74	17	5
	D	3.52	3.52	15.92	0	16.92	3.52
1971	E	2.29	2.29	15.87	0	16.80	2.29
	F	1.97	1.97	15.79	0	16.79	1.97
	M	2.08	2.08	15.63	0	16.62	2.08
	A	2.09	2.09	15.48	0	16.46	2.09
	M'	1.91	1.91	15.43	0	16.41	1.91
	J	3.85	3.85	15.61	0	16.62	3.35
	J'	5.60	5.60	15.80	0	16.79	5.60
	A'	8.39	7	16	1.39	17	7
	S	15.41	5	16	10.41	17	5



	O	7.93	5.	16	2.93	17	5
	N	5.36	5	16	0.36	17	5
	D	3.31	3.41	15.93	0	16.92	3.41
1972	E	2.59	2.59	15.87	0	16.86	2.59
	F	2.42	2.42	15.79	0	16.79	2.42
	M	1.97	1.97	15.63	0	16.62	1.97
	A	1.83	1.83	15.48	0	16.46	1.83
	M	1.80	1.80	15.43	0	16.41	1.80
	J	7.21	7.00	16.	0.21	17.	7
	J'	4.85	4.85	16.	0.16	17	4.85
	A'	2.77	2.77	16.	0.10	17	2.77
	S	2.61	2.61	16	0	17	2.61
	O	2.09	2.09	16	0	17	2.09
	N	2.56	2.56	15.96	0	16.96	3.56
	D	3.44	3.44	15.89	0	16.83	3.44
1973	E	1.97	1.97	15.83	0	16.83	1.97
	F	2.01	2.01	15.75	0	16.75	2.01
	M	1.64	1.64	15.59	0	16.58	1.64
	A	1.53	1.53	15.43	0	16.42	1.53
	M'	1.71	1.72	15.28	0	16.37	1.71
	J	6.27	6.27	15.49	0	16.58	6.27
	J'	6.01	6.91	15.65	0	16.75	6.91
	A'	14.05	5	16	9.05	17	7
	S	17.78	5	16	12.78	17	5
	O	13.77	5	16	8.77	17	5
	N	7.62	5	16	2.62	17	5
	D	6.92	5	16	1.92	17	5

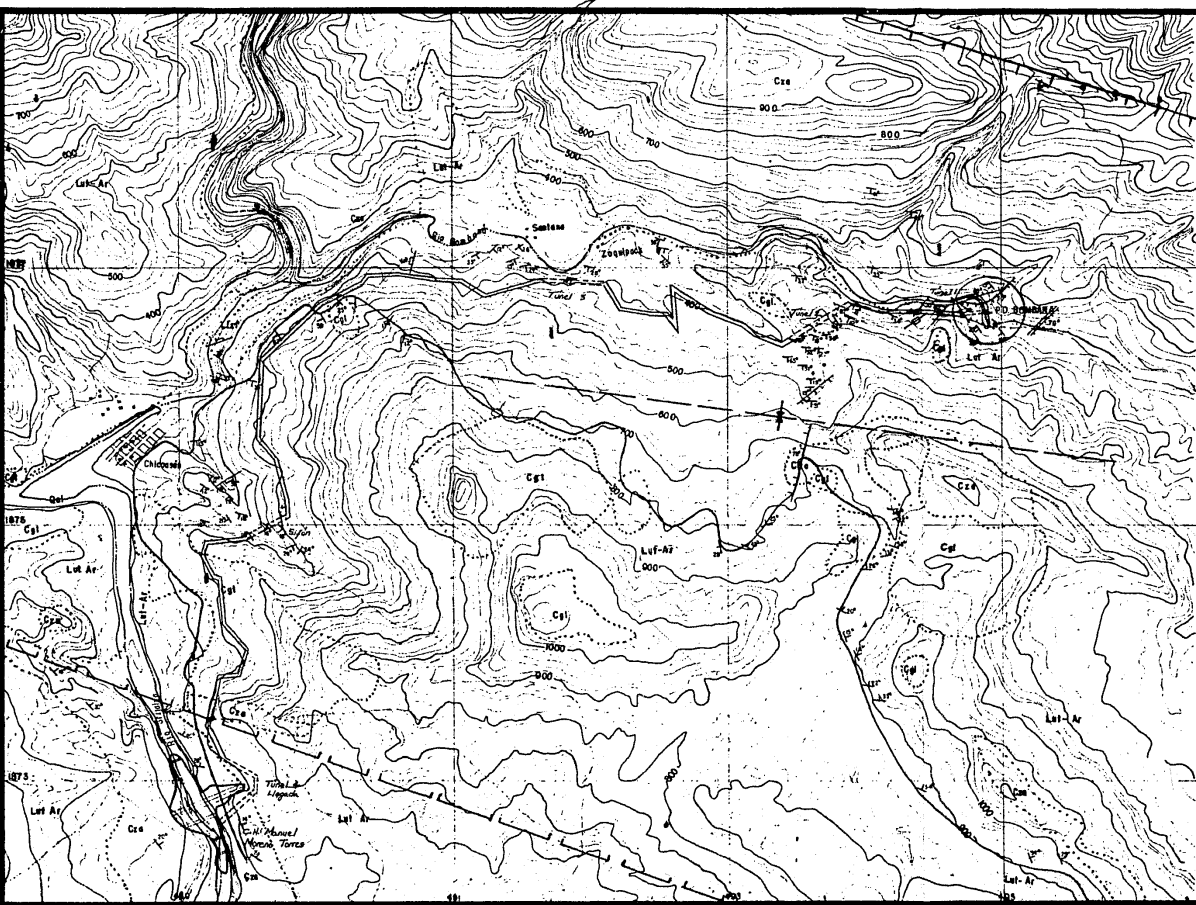
## CONCLUSIONES

Durante la realización de proyecto de línea de conducción Bombaná II-Chicoasén cuya finalidad es incrementar la producción de energía eléctrica de la C. H. Manuel Moreno Torres en Chicoasén y disminuir la cantidad de azolves del P.H. Copainalá y siendo el objeto de esta tesis el diseño del sifón que se encuentra localizado entre las estaciones 8+069 y 8+311, se --llegaron a las siguientes conclusiones:

Una vez realizado el análisis de las alternativas viables para salvar la barranca localizada en las estaciones 8+069 y - 8+311 se obtuvo por construir un sifón invertido que desde el - punto de vista económico es el más adecuado, aunque presenta - pequeños problemas desde el punto de vista hidráulico pero sin afectar de manera importante la línea de conducción.

En un principio se había tomado en cuenta como alternativas posibles a un puente - canal y seguir la topografía de la zona - por medio de un canal que requeriría una longitud de desarrollo de aproximadamente un kilómetro en comparación a la del sifón de apenas 260 m.

Después de realizar el análisis hidráulico se pudo observar que una pequeña diferencia del valor de la pérdida de carga podría afectar considerablemente el funcionamiento de la conducción - sin tener otra solución más que sujetarse a la carga disponible que fue limitada por la línea de conducción.



**LITOLOGIA**

- CUATERNARIO**  
 ARENAS, GRAVAS  
**TERCIARIO INDEFERENCIADO**
- Cgt** ..... CONGLOMERADOS
- Lut-Ar** ..... LUTITAS CON INTERCALACIONES DE ARENISCAS  
 CRETACICO SUPERIOR
- Cqs** ..... CALIZA DE ESTRATIFICACION POTENTE Y DELGADA

**SIMBOLOGIA**

- FALLA CHICOSÉN MALPASO
- FALLA NORMAL
- FALLA VERTICAL
- FRACTURA IMPORTANTE
- FRACTURA DE REGULAR IMPORTANCIA
- FRACTURA VERTICAL
- RUMBO Y ECHADO
- CONTACTO GEOLOGICO
- RIO PERMANENTE
- ARROYO
- CAMINO DE TERRACERIA

--- SINCLINAL

--- MANANTIAL

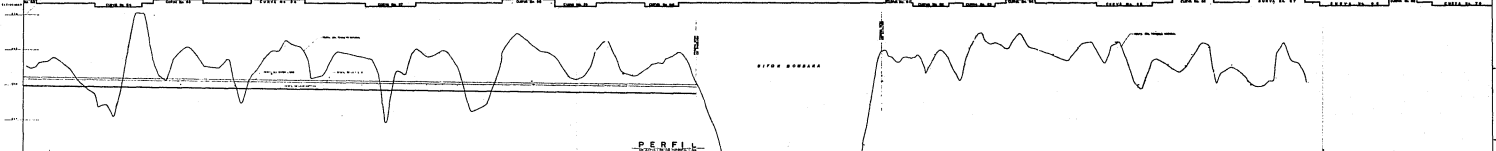
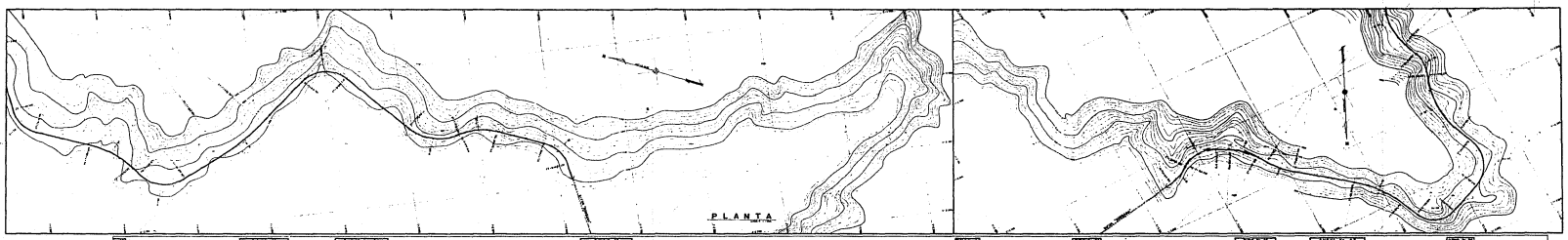
ESCALA GRAFICA 1:20 000  
 50 100 200m

Plano 1

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
 GERENCIA DE PLANEACION Y PROGRAMA

Sistema Hidroeléctrico del Río Bombana Estado de Chiapas  
 Proyecto Hidroeléctrico en su Unidad  
**GEOLOGIA REGIONAL DEL AREA PRESA  
 DERRADORA, TUNELES Y CANALES BOMBANA**

Fecha: sep. 1958	
Folio: 8 de 10	
Dib. por: A. S. ...	
Revisado: ...	
ENCUENEN GRABADO EN EL ...	



ESTACION	ABSCISA	ALTIMETRIA	REMARKS
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	...	...	...



SECCION DEL NIVEL

ESTACION	ABSCISA	ALTIMETRIA	REMARKS
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	...	...	...

NOTAS

SECCION DEL NIVEL  
ENCUENTRO DEL RIVER  
1874 DE BRUNNEN  
2007

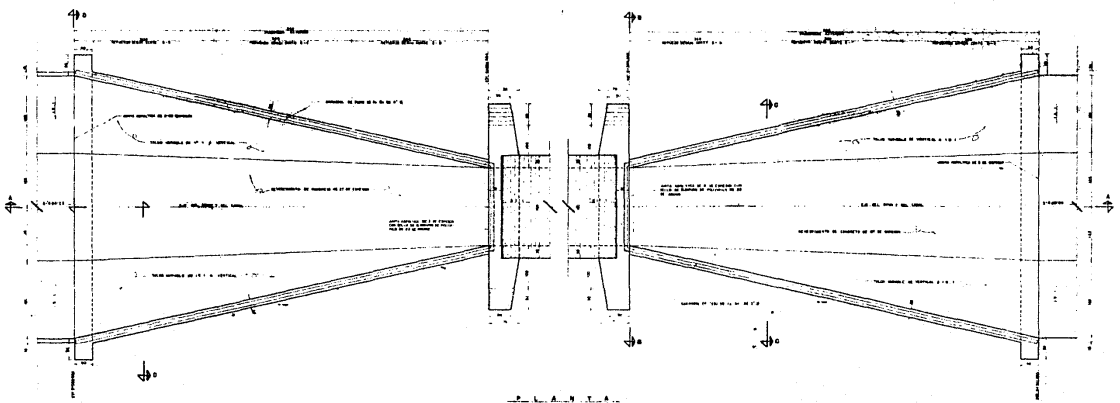


Fig. 1

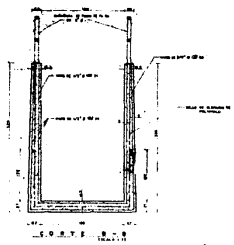


Fig. 2

CANTIDADES ESTIMADAS	
C.C.T.F.C.	
Acero	10000
Aluminio	5000
Plomo	2000
Latón	1000
Cobre	500
Aluminio	200
Plomo	100
Latón	50
Cobre	25

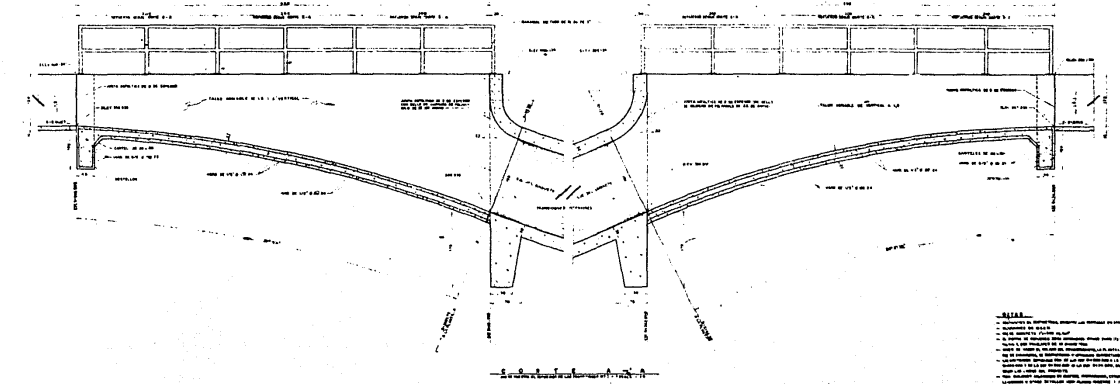


Fig. 3

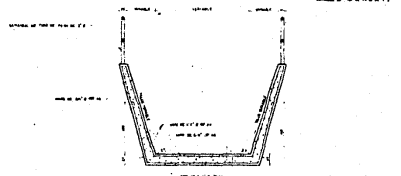


Fig. 4

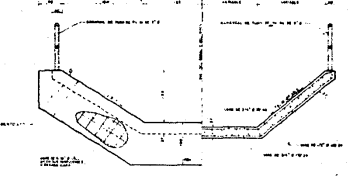
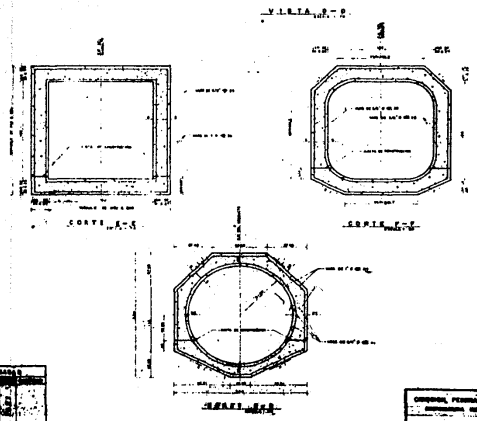
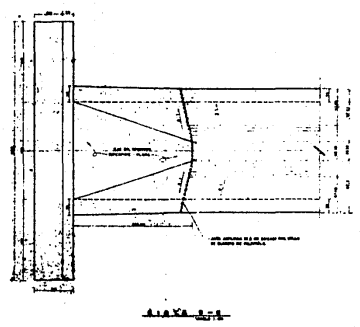
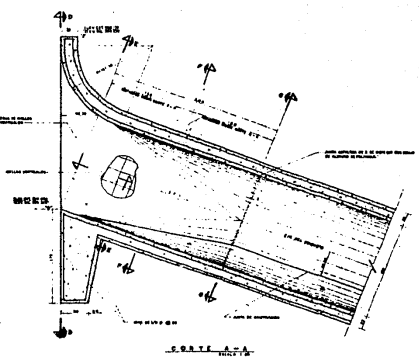
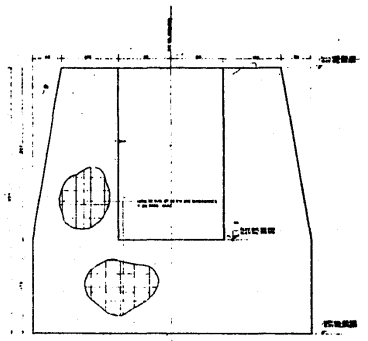
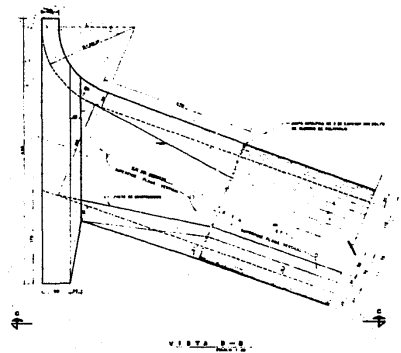
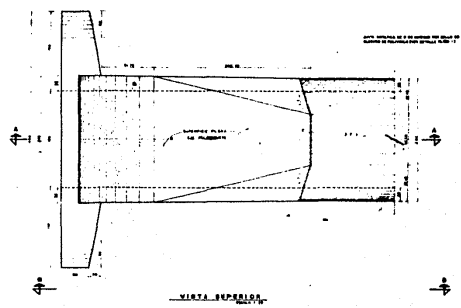


Fig. 5

- NOTAS**
1. El acero debe ser de tipo A-36.
  2. El aluminio debe ser de tipo 6061-T6.
  3. El plomo debe ser de tipo B.
  4. El latón debe ser de tipo C-360.
  5. El cobre debe ser de tipo C-110.
  6. Las soldaduras deben ser de tipo MIG.
  7. Las juntas deben ser de tipo soldadas.
  8. El acabado debe ser de tipo pintura.
  9. El diseño es de tipo estándar.
  10. El fabricante debe ser de tipo reconocido.

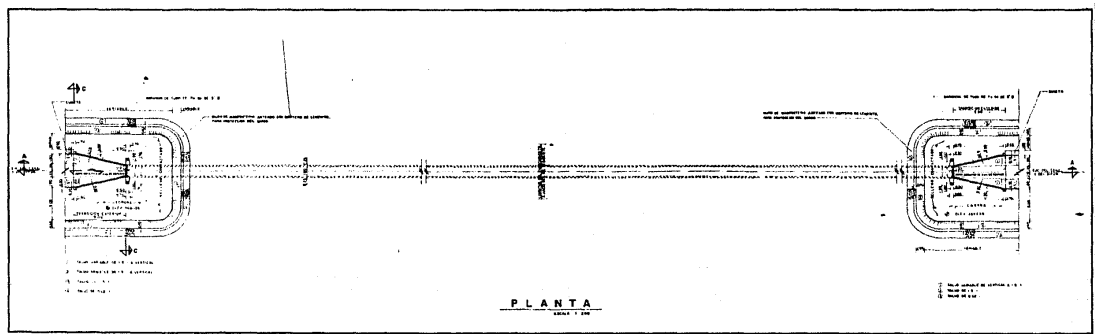
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD  
 COMANDANTE EN JEFE  
 LINEA DE COMBUSTION  
 SISTEMAS DE TRANSMISION  
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LINEAS DE TRANSMISION  
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LINEAS DE TRANSMISION  
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LINEAS DE TRANSMISION  
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LINEAS DE TRANSMISION



NOTAS:  
 1. El presente proyecto es una copia de un original que se encuentra en el archivo de la Oficina de Ingenieros Civiles de la Universidad de Chile.  
 2. Este proyecto no debe ser utilizado para fines comerciales o de lucro.  
 3. Se reserva todos los derechos de autor.

ANTIGUOS COPIONES  
 DE ESTE PROYECTO  
 EN EL ARCHIVO DE LA  
 OFICINA DE INGENIEROS CIVILES  
 DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE

OFICINA DE INGENIEROS CIVILES  
 DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE  
 - LINEA DE CONDUCCION -  
 PARA "CORTA A-A" Y "SECCION B-B"



**CURVAS VERTICALES**

ESTACION	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90	2+00

**DATOS HIDRAULICOS**

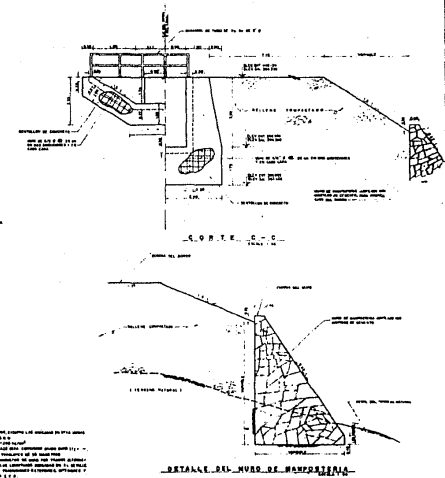
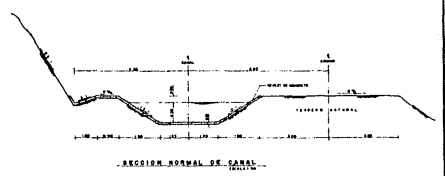
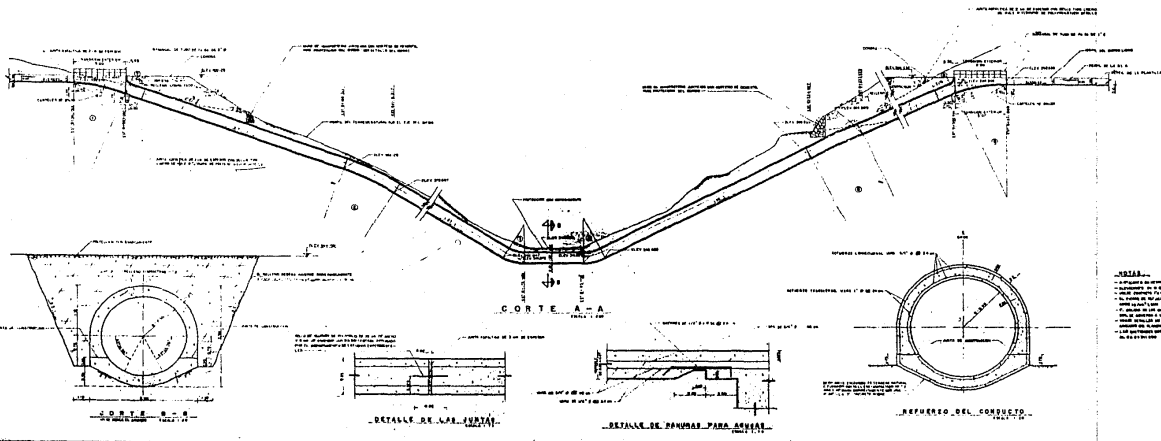
ESTACION	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90

**PERDIDAS DE CARGA**

ESTACION	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90

**CANTIDADES ESTIMADAS**

ESTACION	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	ALCANTARILLA
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90
1+00	1+10	1+20	1+30	1+40	1+50	1+60	1+70	1+80	1+90



**NOTAS:**

1. Sección de obra.
2. Sección de obra.
3. Sección de obra.
4. Sección de obra.
5. Sección de obra.
6. Sección de obra.
7. Sección de obra.
8. Sección de obra.
9. Sección de obra.
10. Sección de obra.

**COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**  
**COMANDO EN JEFE DEL SURESTE**  
**SECRETARIA GENERAL**  
**LINEA DE CONDUCCION**  
**PROYECTO GENERAL**  
**PROYECTO DE OBRAS**

## REFERENCIAS.

- 1.- S.R.H. Estructuras en zona de riego. Sifones, Tomo I. Subsecretaría de Contrucción. México 1976.
- 2.- Ven Te Chow. Open Channel Hydraulics. Mc Graw Hill Company - Book, New York, U.S.A. 1959. p. 314
- 3.- Sotelo Avila Gilberto. Hidráulica General. Tomo I Ed. Limusa. México 1976. p. 297
- 4.- Sotelo Avila Gilberto. Hidráulica General. Tomo I Ed, limusa México 1976. p.p. 279 - 286
- 5.- Sotelo Avila Gilberto. Hidráulica General. Tomo I Ed. Limusa México 1976. p.p. 303 - 305
- 6.- Ven Te Chow. Open Channel Hydraulics. Mc Graw Hill Company - Book, New York U.S.A. 1959. p.p. 317 - 319
- 7.- United States Bureau of Reclamatios. Sección de Estudios Experimentales, Laboratorio de Fotoelasticidad. publica un estudio del Método del Deformómetro de Beggs, para el análisis de -- conductos circulares utilizados para sifones.
- 8.- S.R.H., Estructuras en zonas de riego. Sifones, Tomo II. Subsecretaría de Construcción. México 1976 p.p. 367 - 370
- 9.- Torres Herrera, Francisco. Obras Hidraulicas. Ed. Limusa México 1979. p.p. 165-166.



## BIBLIOGRAFÍA GENERAL.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. Hidroeléctricas del río Grijalva Departamento de Información. México, 1981.

GORTACHI. Pado. Behavoir of concrete under combined loads, VIII - Congres de Grands Barrages, Edimburg, 1964.

HENDERSON, F.M. Open Channel Flow. Mc Millan Engineering Company- Book Series, New York, U.S.A., 1959.

GLENDER DIAZ, M.M. Proyecto de línea de conducción Bombaná II- - Chicoasén . Tesis Profesional. Universidad Nacional Autónoma de México. México, 1982.

LEHMANN H, Charles. Geometría analítica. UTEHA. México 1968.

S.R.H. Estructuras en zonas de riego. Sifones Tomo I. Subsecretaría de Construcción. México, 1976.

S.R.H. Estructuras en zonas de riego. Sifones Capítulo III. Subsecretaría de Construcción. México 1976.

SOTELO AVILA, Gilberto Hidráulica General, Volumen I. Editorial - Limusa. México 1976.

SOTELO AVILA, Gilberto. Apuntes de Hidraulica II. Facultad de Ingeniería. UNAM. México, 1976.

TE CHOW, Ven. Open Channel Hydraulics. Mc. Graw Hill Company. International Students Editions. New York, U.S.A., 1959.

TORRES HERRERA, Francisco. Obras Hidráulicas. Editorial Limusa, - México, 1976.

U.S. BUREAU OF RECLAMATINS. Diseño de Presas Pequeñas, C.E.C.S.A. México, 1981.

VEGA ROLDAN Y ARREGUIN CORTES. Presas de Almacenamiento y Derivación DEPFI., UNAM. México 1976.

TRANSACTION. ACE