

3  
20

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
CIUDAD UNIVERSITARIA



DISEÑO DE LA TUBERIA A PRESION DEL  
PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN,  
HIDALGO.

## T E S I S

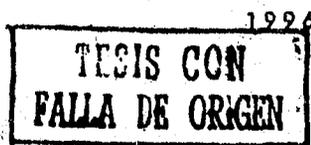
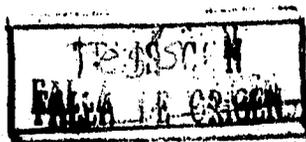
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RAFAEL ALARCON ALARCON

MEXICO, D. F.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

**A MIS ADORABLES PADRES  
CON TODO EL AMOR QUE LES PROFESO**

**A MI ESPOSA E HIJAS  
CON TODO MI AMOR  
CIFRANDO EN MI SUS ILUSIONES**

**A MIS QUERIDAS HERMANAS**

**A MI ESCUELA  
CON INFINITA GRATITUD**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-040/96

Señor  
RAFAEL ALARCON ALARCON  
Presente.

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

**"DISEÑO DE LA TUBERIA A PRESION DEL PROYECTO HIDROELECTRICO ZIMAPAN,  
HGO."**

- INTRODUCCION**
- I. SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO**
  - II. ASPECTOS GEOTECNICOS**
  - III. ASPECTOS ESTRUCTURALES**
  - IV. ASPECTOS DE FABRICACION Y MONTAJE**
  - V. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS**
  - VI. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 14 de marzo de 1996.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nl1

INDICE	Página
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1 Objetivo del trabajo	1
1.2 Descripción general del proyecto	1
1.2.1 Hidrología	3
1.3 Descripción de las obras	5
1.3.1 Obra de contención	5
1.3.2 Obra de desvío	6
1.3.3 Obra de excedencias	7
1.3.4 Obra de generación	8
1.4 Tubería a presión	10
1.4.1 Clasificación	11
1.4.1.1 Tuberías exteriores	11
1.4.1.2 Tuberías enterradas	11
1.4.1.3 Tuberías empotradas	12
<b>2. Selección del diámetro económico</b>	<b>13</b>
2.1 Localización de la tubería	13
2.2 Definición	18
2.3 Optimización del diámetro	18
<b>3. Aspectos geotécnicos</b>	<b>22</b>
<b>3.1 Geología</b>	<b>22</b>
3.1.1 Formación trancas inferior	23
3.1.2 Formación trancas superior	23
3.2 Esfuerzos permisibles en la roca	24
3.2.1 Método de Jaeger	27
3.2.2 Método de Jacobsen	27
3.2.3 Esfuerzos permisibles	27
3.3 Drenaje de macizos rocosos	30

<b>4. Aspectos estructurales</b>	<b>32</b>
4.1 Consideraciones de diseño para la tubería a presión	32
4.2 Condiciones de trabajo	32
4.3 Condiciones de diseño	34
4.4 Materiales	34
4.4.1 Blindaje de acero	34
4.4.2 Concreto	34
4.5 Criterios de diseño	35
4.5.1 Solicitaciones generadas por las condiciones de trabajo	35
4.5.2 Teoría de Amstutz	36
4.5.3 Método de Jaeger para roca sana	38
4.5.4 Método de Jaeger para roca fisurada	41
4.6 Aplicación de la teoría de Jaeger y Amstutz para el caso de la tubería del P.H. Zimapán	45

<b>5. Aspectos de fabricación y montaje</b>	<b>63</b>
5.1 Tipos de acero	63
5.2 Fabricación del acero	64
5.3 Especificaciones	65
5.4 Pedido de placa de acero	66
5.4.1 Aceros según las siguientes normas o sus equivalentes	67
5.5 Pruebas de aceptación de materiales	67
5.6 Tolerancias de fabricación y montaje	68
5.6.1 Redondez	69
5.6.2 Juntas de expansión	70
5.6.3 Alineación longitudinal	70
5.6.4 Biseles para soldadura	70
5.7 Fabricación en sitio	70

<b>6. Aspectos constructivos</b>	<b>72</b>
6.1 Excavación	72
6.2 Juntas de expansión	74
6.3 Tubería al exterior	74
6.4 Tubería interior	74
6.5 Concreto de empaque	74
6.6 Soldadura en campo	76

6.6.1 Tipos de soldadura	76
6.6.2 Tolerancias	76
6.6.3 Pruebas de aceptación	77
6.6.4 Consideraciones generales	79
<b>7. Conclusiones</b>	<b>80</b>
<b>Lista de figuras</b>	<b>83</b>
<b>Referencias</b>	<b>84</b>

# **1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Objetivo del trabajo**

El trabajo muestra, en forma concisa, los aspectos involucrados en el diseño de una tubería a presión de acero alojada en túnel excavado en roca, y empacada en concreto.

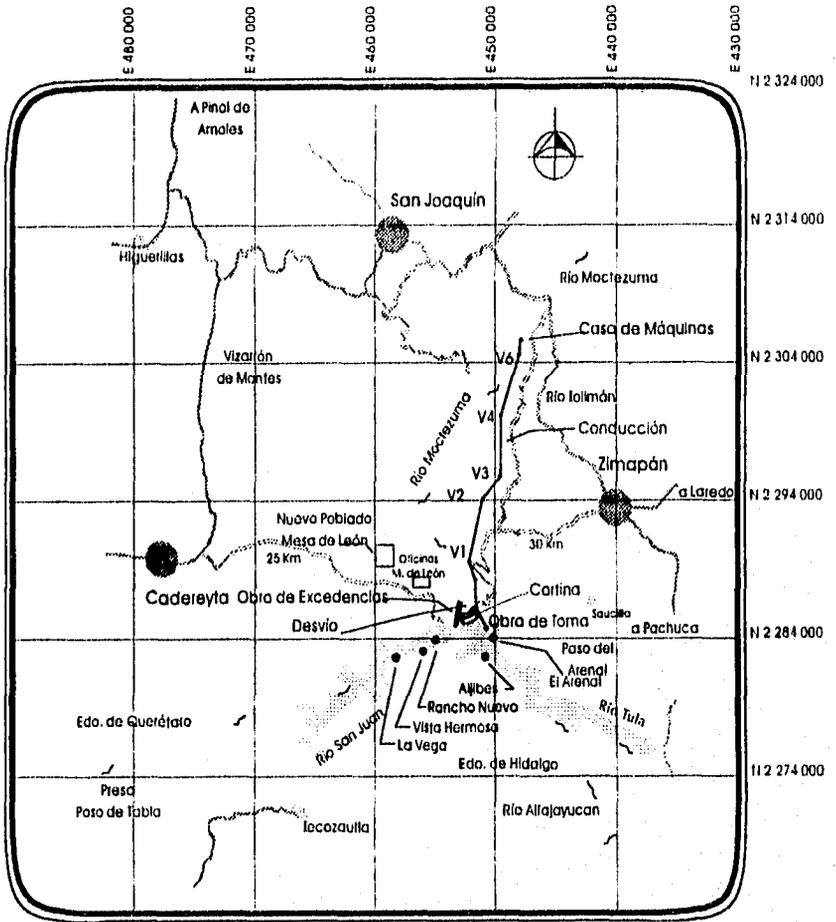
El enfoque del trabajo es fundamentalmente estructural. Sin embargo, para completar adecuadamente los conceptos de diseño se mencionan brevemente algunos otros aspectos como: la obtención del diámetro económico en la etapa de planeación, el geotécnico en la etapa del diseño y los procedimientos de construcción en la etapa ejecutiva del proyecto.

Para la aplicación de los diferentes criterios de análisis, se considero la tubería a presión del proyecto hidroeléctrico Zimapán, cuya finalidad principal es la generación de energía eléctrica aprovechando el potencial del Río Moctezuma. A continuación se describen brevemente las obras más importantes que conforman el proyecto.

## **1.2 Descripción general del proyecto**

El Proyecto Hidroeléctrico Zimapán forma parte del potencial hidroeléctrico del Río Moctezuma el cual, a su vez, pertenece al Sistema Hidroeléctrico del Río Pánuco. Está ubicado en los límites de los estados de Querétaro e Hidalgo,

específicamente en el cañón del Infiernillo, en la confluencia de los ríos San Juan, al oeste, y Tula, al este, según se muestra en la figura 1.1



**Figura 1.1 Localización del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán**

### 1.2.1 Hidrología

Los datos climatológicos e hidrológicos del proyecto se obtuvieron de estaciones ubicadas en las cuencas del Valle de México del Río Tula (que recibe las aguas residuales del Valle de México) y del Río San Juan, el período de observación se inició en el año de 1963 y continúa hasta la fecha.

<b>DATOS HIDROLÓGICOS</b>	
<b>ÁREA DE LA CUENCA DEL RÍO PÁNUCO</b>	<b>84,956 KM<sup>2</sup></b>
<b>ÁREA DE LA CUENCA HASTA ZIMAPÁN</b>	<b>11,869 KM<sup>2</sup></b>
<b>NUMERO DE AÑOS DEL REGISTRO (DEDUCIDOS)</b>	<b>43</b>
<b>ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL</b>	<b>982 MILL.M<sup>3</sup></b>
<b>VOLUMEN MEDIO MENSUAL ESCURRIDO</b>	<b>81.7 MILL.M<sup>3</sup></b>
<b>GASTO MEDIO</b>	<b>31.1 M<sup>3</sup> / S</b>

Los datos de escurrimientos, azolves, evaporaciones, temperaturas y lluvias, han permitido determinar la magnitud del potencial del aprovechamiento, así como calcular los gastos de diseño para las obras de desvío y de excedencias.

<b>CAPACIDADES DEL VASO</b>	<b>MILLONES DE M<sup>3</sup></b>
<b>AZOLVES</b>	<b>250</b>
<b>ÚTIL NAMO - NAMINO</b>	<b>699</b>
<b>CONTROL DE AVENIDAS NAME - NAMD</b>	<b>70</b>

Para el estudio de avenidas de diseño y dadas las características hidrológicas de la cuenca se consideraron cuatro eventos por separado, que al integrarlos definen la avenida de diseño, tanto para la obra de desvío como para la obra de excedencias

Para la cuenca propia, compuesta por dos subcuencas, se definió una tormenta que a través de un modelo lluvia-escurrencimiento para cada afluente se obtuvieron las avenidas por cuenca propia.

<b>DATOS DEL VASO DE ALMACENAMIENTO</b>		
<b>ELEVACIONES</b>	<b>ÁREAS</b>	<b>CAPACIDADES</b>
<b>MSNM</b>	<b>KM<sup>2</sup></b>	<b>MILL.M<sup>3</sup></b>
<b>NAMINO 1,520</b>	<b>13</b>	<b>691</b>
<b>NAMO 1,560</b>	<b>21.8</b>	<b>1,390</b>
<b>NAME 1,563</b>	<b>22.9</b>	<b>1,460</b>

Finalmente se integraron las cuatro avenidas para cada período de retorno seleccionado, sumando los resultados entre sí y respetando su tiempo de traslado. Los resultados obtenidos son los siguientes :

<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>GASTO MÁXIMO</b>	<b>VOLUMEN</b>
<b>(años)</b>	<b>( m<sup>3</sup>/s )</b>	<b>( X 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> )</b>
<b>10</b>	<b>632</b>	<b>310</b>
<b>20</b>	<b>842</b>	<b>403</b>
<b>10,000</b>	<b>2,960</b>	<b>1,209</b>

En todos los casos la duración de la avenida se consideró de 11 días.

Los escurrencimientos son una parte muy importante del estudio hidrológico ya que constituyen el ingreso al embalse. Están integrados por los registros simultáneos de lluvia, volúmenes y gastos obtenidos en las estaciones hidrometeorológicas consideradas, así como el efluente de la ciudad de México, las demandas de riego en las cuencas de los Ríos Tula y San Juan y, finalmente, por los volúmenes empleados en la Termoeléctrica de Tula.

Cabe destacar la importancia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la ciudad de México, ya que las aguas residuales que llegan a los afluentes de la misma, representan un volumen significativo y son desalojados hacia la cuenca del Río Tula, principal afluente del vaso. Dado que las aportaciones de los afluentes variarán con el crecimiento de la población en el valle de México, se considera que el volumen afluente máximo se alcanzará cuando la tasa de crecimiento de la población se estabilice, y que se estima que ocurra para el año 2026, según las tendencias actuales y las proyecciones efectuadas a futuro.

### 1.3 Descripción de las obras

#### 1.3.1 Obra de contención

Esta estructura se forma por una cortina de concreto del tipo arco bóveda, de 203 metros de altura y 122 metros de longitud en la corona, constituyéndose así como entre las más altas en su tipo; la segunda en altura total después de Chicoasen y la tercera en América. El volumen total de la cortina es de 220,000 metros cúbicos de concreto. En su parte media, esta estructura tiene un desagüe de fondo controlado con compuertas para, en caso necesario, bajar el embalse durante la operación de la planta ante cualquier emergencia.

<b>DATOS DE LA CORTINA</b>	
<b>TIPO</b>	<b>ARCO BÓVEDA DE CONCRETO</b>
<b>ELEVACIÓN DE LA CORONA</b>	<b>1,565 MSNM</b>
<b>LONGITUD DE LA CORONA</b>	<b>122 M</b>
<b>ALTURA TOTAL DESDE EL DESPLANTE</b>	<b>203 M</b>
<b>VOLUMEN DE CONCRETO</b>	<b>220,000 M<sup>3</sup></b>
<b>ELEVACIÓN DEL DESPLANTE</b>	<b>1,362 MSNM</b>
<b>BORDO LIBRE</b>	<b>2 M</b>

### 1.3.2 Obra de desvío

Esta obra se localiza en la margen izquierda del Río San Juan y esta formada por un túnel sin revestir, de sección portal de 9.40 x 9.40 metros, con una longitud total de 566 metros.

El cierre del cauce se realizó por medio de dos ataguías de materiales graduados, colocadas sobre el cauce del río, garantizando así la estanqueidad requerida en la zona de construcción de la cortina. El cierre final del conducto de desvío se efectuó con la siguiente secuencia:

Al inicio del túnel se emplearon obturadores metálicos y un pretapón de concreto, complementándose con otro tapón de concreto localizado entre la parte media y final del desarrollo del túnel.

<b>DATOS DE LA OBRA DE DESVIÓ</b>	
<b>GASTO MÁXIMO DE LA AVENIDA</b>	<b>842 M<sup>3</sup> / S</b>
<b>GASTO MÁXIMO DE DISEÑO</b>	<b>702 M<sup>3</sup> / S</b>
<b>PERIODO DE RETORNO (TR)</b>	<b>20 AÑOS</b>
<b>VOLUMEN DE LA AVENIDA</b>	<b>403 MILL. M<sup>3</sup></b>
<b>TÚNEL SECCIÓN PORTAL</b>	<b>9.40 X 9.40 M</b>
<b>ELEVACIÓN DE LA ENTRADA</b>	<b>1,383.70 MSNM</b>
<b>LONGITUD TOTAL</b>	<b>566 M</b>
<b>VELOCIDAD MÁXIMA</b>	<b>8.9 M / S</b>
<b>CIERRE PROVISIONAL</b>	<b>OBTURADORES METÁLICOS</b>
<b>CIERRE DEFINITIVO</b>	<b>TAPÓN DE CONCRETO</b>

### 1.3.3 Obra de excedencias

Esta formada por un canal de llamada con muros laterales de concreto y una pila central que divide el cimacio que alimenta dos túneles paralelos de sección portal de 9.90 metros de ancho y altura variable de 13.90 a 8.50 metros, y con longitud media de 500 metros para cada uno de ellos

La estructura de control cuenta con dos compuertas radiales de 9.90 x 18.50 metros para el control y manejo de avenidas.

<b>DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS</b>	
<b>GASTO MÁXIMO DE LA AVENIDA</b>	<b>2,960 M<sup>3</sup> / S</b>
<b>GASTO DE DISEÑO</b>	<b>2,520 M<sup>3</sup> / S</b>
<b>PERIODO DE RETORNO (TR)</b>	<b>10,000 AÑOS</b>
<b>VOLUMEN DE LA AVENIDA</b>	<b>1,209 MILL.M<sup>3</sup></b>
<b>ELEVACIÓN DE LA CRESTA</b>	<b>1,545.27 MSNM</b>
<b>LONGITUD DE LA CRESTA</b>	<b>19.80 M</b>
<b>COMPUERTAS</b>	<b>2 RADIALES</b>
	<b>(B = 9.90M X H = 18.50M)</b>
<b>SECCIÓN DE LOS TÚNELES</b>	<b>TIPO PORTAL 8.50M</b>
	<b>(B = 9.90M X H = 13.90M)</b>
<b>VELOCIDAD MÁXIMA EN EL TÚNEL</b>	<b>25 M / S</b>
<b>LONGITUD DE LOS TÚNELES No. 1</b>	<b>567M</b>
<b>No. 2</b>	<b>533M</b>
<b>RELACIÓN DE LLENADO</b>	<b>0.65</b>

### 1.3.4 Obra de generación

Esta integrada por una obra de toma con rejillas en rampa con umbral a la elevación 1,500 msnm, un túnel de conducción de sección tipo herradura de 4.70 metros de diámetro y 21 kilómetros de longitud; que en esquemas hidroeléctricos es el más largo en el mundo y el segundo en México en obras hidráulicas, sólo después del construido para el drenaje profundo del Distrito Federal.

DATOS DE LA OBRA DE GENERACIÓN	
OBRA DE TOMA	
TIPO DE TOMA	RAMPA
ELEVACIÓN DEL UMBRAL	1,500 MSNM
DIMENSIÓN DE LAS COMPUERTA	B = 3.60M X H = 4.70M

TÚNEL DE CONDUCCIÓN	
DIÁMETRO ( SECCIÓN HERRADURA )	4.70 M
LONGITUD	20,947 M

POZO DE OSCILACIÓN	
ALTURA	133 M
DIÁMETRO	12 M

TUBERÍA A PRESIÓN	
DIÁMETRO	3.50 M
LONGITUD	1,050 M
GASTO POR UNIDAD	29.5 M <sup>3</sup> / S

<b>CASA DE MÁQUINAS</b>	
<b>TIPO</b>	<b>CAVERNA</b>
<b>DIMENSIONES</b>	<b>L = 70M, A = 22M, H = 33M</b>

<b>TURBINAS ( DOS )</b>	
<b>TIPO</b>	<b>PELTÓN</b>
<b>VELOCIDAD DE ROTACIÓN</b>	<b>300 RPM</b>
<b>CARGA BRUTA MÁXIMA</b>	<b>603 M</b>
<b>CARGA BRUTA MÍNIMA</b>	<b>563 M</b>
<b>CARGA BRUTA DE DISEÑO</b>	<b>593 M</b>
<b>CARGA NETA DE DISEÑO</b>	<b>553 M</b>
<b>POTENCIA MÁXIMA</b>	<b>292 MW</b>

<b>GENERADORES ( DOS )</b>	
<b>TIPO</b>	<b>VERTICAL</b>
<b>CAPACIDAD DE CADA UNO</b>	<b>153.7 MVA</b>
<b>FACTOR DE POTENCIA</b>	<b>0.95</b>
<b>VELOCIDAD NOMINAL</b>	<b>300 RPM</b>
<b>NUMERO DE POLOS</b>	<b>24</b>
<b>TENSIÓN DE GENERACIÓN</b>	<b>16 KV</b>
<b>FRECUENCIA</b>	<b>60 HZ</b>
<b>FACTOR DE PLANTA MEDIO ANUAL</b>	<b>0.53</b>
<b>GENERACIÓN MEDIA ANUAL FIRME</b>	<b>1,139.6 GWH</b>
<b>GENERACIÓN MEDIA ANUAL SECUNDARIA</b>	<b>152.8 GWH</b>
<b>GENERACIÓN MEDIA ANUAL</b>	<b>1,292.4 GWH</b>

<b>SUBESTACIÓN</b>	
<b>TIPO</b>	<b>ENCAPSULADA</b>
<b>TENSIÓN</b>	<b>230 / 115 / 34.5 KV</b>

<b>LÍNEAS DE TRANSMISIÓN</b>	<b>DOS CIRCUITOS EN 230 KV</b>
	<b>DOS CIRCUITOS EN 115 KV</b>
<b>LONGITUD HACIA LA RED DAÑU - HUICHAPAN</b>	<b>80 KM</b>

Al término del túnel de conducción se tiene un pozo de oscilación de 12 metros de diámetro y 133 metros de altura. La conducción se complementa con una tubería de acero de 3.50 metros de diámetro y 1,050 metros de longitud, que trabaja a presión. En su parte final, antes de llegar a la Casa de Máquinas esta tubería se bifurca en dos ramales de 2.10 metros de diámetro cada uno.

La Casa de Máquinas se ubica en una caverna excavada de 70 metros de longitud, 22 metros de ancho y 33 metros de altura, y aloja dos unidades turbogeneradoras compuestas por turbinas del tipo Pelton de 146 MW de potencia, con sus respectivos equipos generadores, y dispondrán de una carga máxima de 603 metros, que es la caída mas grande en aprovechamientos hidroeléctricos en México, produciendo la mayor potencia para este tipo de máquinas

En cuanto al embalse, la elevación 1563.0 msnm corresponde al nivel de aguas máximo extraordinario (NAME), tiene un volumen total de 1426 millones de metros cúbicos, la capacidad útil entre las elevaciones 1560 (NAMO) y 1520 (NAMINO) es de 680 millones de metros cúbicos. El área ocupada por el embalse al nivel de aguas máximo extraordinaria es de 22.9 km<sup>2</sup>.

#### **1.4 Tubería a presión**

En una planta hidroeléctrica una tubería a presión forma parte de las obras de generación que, como su nombre lo indica, sirven para generar electricidad. Las estructuras principales que forman dichas obras son: la obra de toma, la

conducción a presión, el pozo de oscilación, la tubería a presión y, finalmente, la casa de máquinas.

En este contexto, la tubería a presión es el conducto que lleva agua a presión desde una superficie libre hasta las turbinas en la casa de máquinas.

### **1.4.1 Clasificación**

Las tuberías a presión así entendidas pueden clasificarse según sus características en tres tipos:

- a). Tuberías exteriores
- b). Tuberías enterradas
- c). Tuberías empotradas

#### **1.4.1.1 Tuberías exteriores**

Este tipo de tuberías se construyen directamente sobre el terreno, soportadas por silletas de concreto o anillos de acero apoyadas sobre zapatas. La tubería va levantada sobre el terreno o trincheras. Dependiendo de su diámetro, la tubería se conforma con la unión de tubos cortos llamados canutos cuya longitud varía entre 4 a 10 m. Están provistas de juntas de expansión para absorber las dilataciones por efectos del cambio de temperatura.

Estas tuberías cuentan también con atraques, esto es, bloques de concreto diseñados para resistir los diferentes esfuerzos causados por los cambios de dirección, peso propio y las presiones estáticas y dinámicas.

#### **1.4.1.2 Tuberías enterradas**

Este tipo de tuberías se encuentran enterradas en trincheras. Están cubiertas por una capa de material cuyo espesor depende de la zona de cruce. Ya sea por razones de seguridad del área circundante y seguridad de la misma tubería, bien cuando se presenta algún promontorio en el terreno o cuando hay que atravesar una carretera por ejemplo. Por lo tanto hay que revisar el comportamiento del tubo vacío sometido a la presión exterior generada por dicho material y cargas accidentales

Las secciones también pueden estar soldadas o conectadas mecánicamente dependiendo del costo y la facilidad de construcción. Se deberá tener especial cuidado de proteger las uniones contra la corrosión, asegurando que no exista posibilidad de fugas, antes de proceder a rellenar.

#### **1.4.1.3 Tuberías empotradas**

Este tipo de tuberías de acero alojadas dentro de un túnel excavado en roca y empacadas en relleno de concreto, como es el caso a tratar en el trabajo de tesis o bien tuberías construidas a través de una cortina de concreto como el desagüe de fondo de la cortina de Zimapán. En ambos casos se consideran empotradas en concreto circundante. Se instalan para soportar grandes presiones interiores y por razones de tipo piezométrico y geométrico.

## **2. SELECCIÓN DEL DIÁMETRO ECONÓMICO**

### **2.1 Localización de la tubería**

Para determinar el trazo más conveniente de la tubería, es necesario investigar diferentes opciones tomando en cuenta las condiciones geológicas del sitio, con el objeto de considerar las propiedades de la roca por atravesar y evitar zonas adversas, evaluar la factibilidad de construcción y, después, estimar el costo para cada opción, eligiendo la más segura y económica.

La tubería a presión del proyecto hidroeléctrico de Zimapán consta de un túnel con tres tramos, dos de ellos casi horizontales y uno inclinado a 60 grados, en la figura 2.1 se muestra la localización definitiva de la tubería.

La tubería a presión se inicia en el cadenamiento 20+990.04 del túnel de conducción y 100 metros aguas arriba del pozo de oscilación, con una pendiente horizontal hasta el propio pozo, existe una transición entre el concreto y que se puede considerar como la sección en donde termina el túnel de conducción e inicio de la tubería a presión; la conexión con el pozo de oscilación se efectuó con una T horizontal con diámetro de 3.2 metros y una longitud de 18 metros entre los ejes del pozo y el eje de la tubería como se ilustra en la figura 2.2

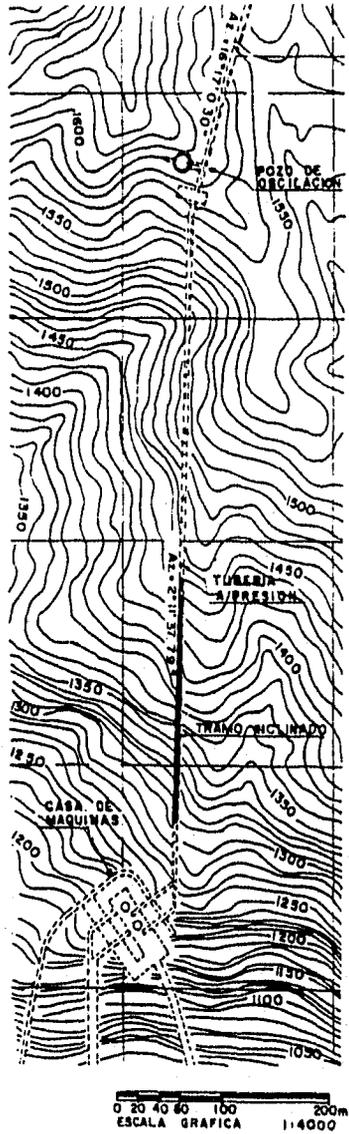


Figura 2.1 Localización definitiva de la tubería

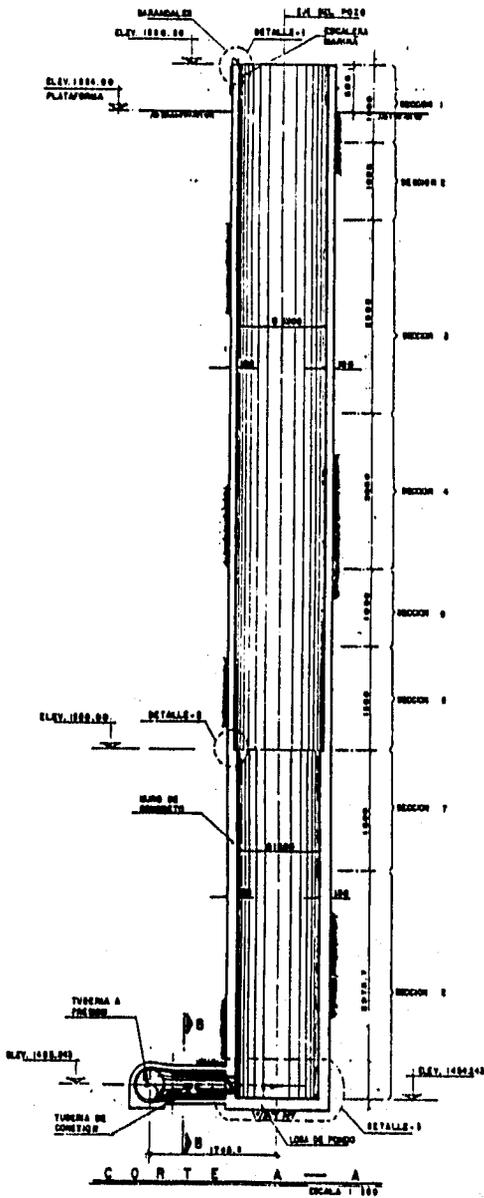


Figura 2.2 Conexión pozo de oscilación y tubería





A partir de la válvula y hasta la bifurcación, antes de la casa de máquinas, la tubería a presión tiene un diámetro interior de 3.50 metros, resultado del análisis del diámetro económico en donde intervienen factores hidráulicos, estructurales y financieros.

El tramo inclinado tiene una longitud de 498 metros, iniciando en el cadenamiento 0+683.974 ( los cadenamientos de referencia se dan sobre la proyección horizontal de la tubería ), y continua con una pendiente horizontal hasta la bifurcación.

## **2.2 Definición**

Definir las dimensiones del conducto a presión es una de las primeras tareas en el diseño de la obra de generación hidroeléctrica. La pretendida optimización de las dimensiones generalmente se realiza en un momento en que muchas limitantes no se conocen con exactitud.

El objetivo del estudio del diámetro económico es determinar el diámetro para el cual el costo total es mínimo. Este costo incluye el mantenimiento y el valor monetario de las pérdidas de carga, es decir, el costo de la energía no producida. Lo anterior implica la solución de un problema de optimización.

## **2.3 Optimización del diámetro**

El problema de optimización ha sido abordado en gran número de investigaciones técnicas, resultando una amplia gama de procedimientos que pretenden resolverlo. Estos, básicamente consisten en fórmulas empíricas, soluciones analíticas de funciones objetivo y soluciones gráficas. Las fórmulas empíricas relacionan el diámetro del conducto con parámetros y con características conocidos del proyecto que se puedan utilizar para evaluaciones preliminares, especialmente, cuando los parámetros son de magnitud muy parecida a la obtenida en otras centrales sobre las que ya se haya elaborado un estudio económico.

Independiente del rigor de cualquier método particular, muchos parámetros técnicos y económicos se suponen durante toda la vida económica del proyecto, a pesar de que en realidad sufren cambios a lo largo del mismo.

Suponiendo que el precio de la energía y las tasas de interés se mantengan dentro de una fluctuación predecible, los factores que más impactan al diámetro óptimo son: el factor de planta y las condiciones geológicas reales encontradas durante la excavación y su tratamiento de estabilización. Este tipo de incertidumbre afecta tanto a los costos como pudiera hacerlo la fluctuación de las tasa de interés.

En el caso del factor de planta, se define como la relación entre la energía que genera un cierto aprovechamiento y la que potencialmente puede generar trabajando a potencia máxima un cierto periodo de tiempo. Por ejemplo, debido a su dependencia del flujo disponible, de la composición cambiante del sistema eléctrico, de las características de la demanda y la forma de operación de la central, puede ser muy distinta a 10 ó 20 años después de como fue concebida en la etapa de planeación.

En cuanto a las condiciones geológicas, la experiencia ha demostrado que aún con una excelente investigación del subsuelo, no es posible estimar el costo de un túnel con una precisión mayor al 85%. En muchos casos, inesperadas zonas débiles, flujo de agua y otros problemas han elevado el costo estimado en más del 50% y, en algunos casos particulares a, más del 100%.

Por otro lado, para algunas consideraciones de tipo práctico es conveniente, o incluso indispensable, hacer simplificaciones. El efecto de los fenómenos transitorios, por ejemplo, generalmente se trata separadamente del proceso de optimización. Otra circunstancia no considerada es el manejo de las turbinas que se debe hacer de acuerdo con las políticas particulares de operación para cada hidroeléctrica y, al mismo tiempo operando, de acuerdo a las unidades del Sistema Eléctrico Nacional.

Otras fuentes de inevitable incertidumbre son los costos extraordinarios de construcción y, por tanto, el valor real de la energía producida. Los diámetros preliminares de los conductos generalmente se determinan en la etapa de ---

factibilidad del proyecto, a veces antes, sobre la base de unos costos estimados, necesariamente, en forma imprecisa y, por tanto, resultan diferentes y casi siempre inferiores a los costos reales, al momento de la construcción de dicho conducto.

Los costos de construcción son la parte más importante de los gastos de inversión y dependen : del procedimiento utilizado, del material seleccionado , del tipo y número de soportes requeridos y de los costos de transportación, montaje y pruebas de aceptación. Algunos de estos costos no dependen exclusivamente del diámetro y peso del conducto, sino también de su distribución en el sitio y de las características del mismo.

Finalmente, los costos de la energía también varían en gran medida, factores económicos y de explotación pueden provocar desviaciones del patrón de operación considerado en la etapa de planeación, por lo que el valor real de la energía puede diferir significativamente de lo obtenido del análisis. Algunos expertos consideran que éste es el factor de mayor influencia en la determinación del diámetro económico.

Las fórmulas para la obtención del diámetro económico son muy adecuadas para estudios preliminares, análisis comparativos y estudios de planeación, pero en etapas más avanzadas, sobre todo antes de construir, la decisión puede resultar más compleja y requerir una consideración de la tubería dentro del proyecto en conjunto y un análisis de las consecuencias de subdimensionarla o sobredimensionarla. De hecho el análisis definitivo deberá hacerse al considerar los procedimientos constructivos, tomando en cuenta la geología y la geotécnica propia del proyecto.

Para el caso de Zimapán y en base a los resultados obtenidos del análisis del diámetro económico, las dimensiones físicas requeridas y considerando la topografía, fue proyectado el túnel tomando en cuenta las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, se obtuvieron las dimensiones del túnel y de la tubería como se ilustra en la figura 2.6, tomándose estas dimensiones para el análisis y el diseño de la tubería a presión motivo de la presente tesis.

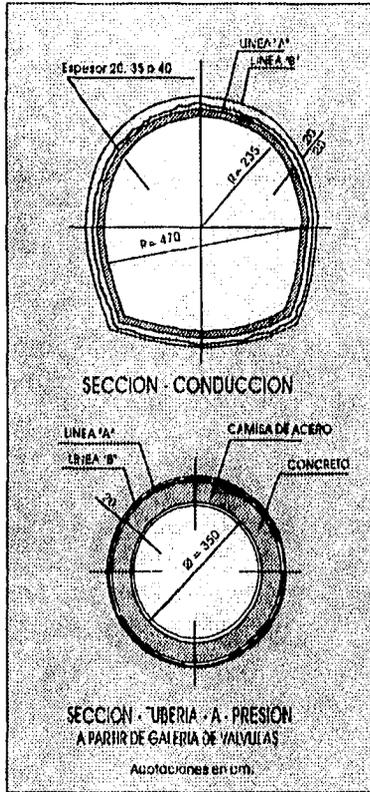


Figura 2.5 Dimensiones de la Conducción y de la Tubería a Presión.

### 3. ASPECTOS GEOTECNICOS

#### 3.1 Geología.

En el estudio geológico de la zona donde se ubica el Proyecto Hidroeléctrico de Zimapán, se localizaron fallas y contactos entre formaciones, verificando rumbos y echados de todas las estructuras geológicas como se muestra en la figura 3.1

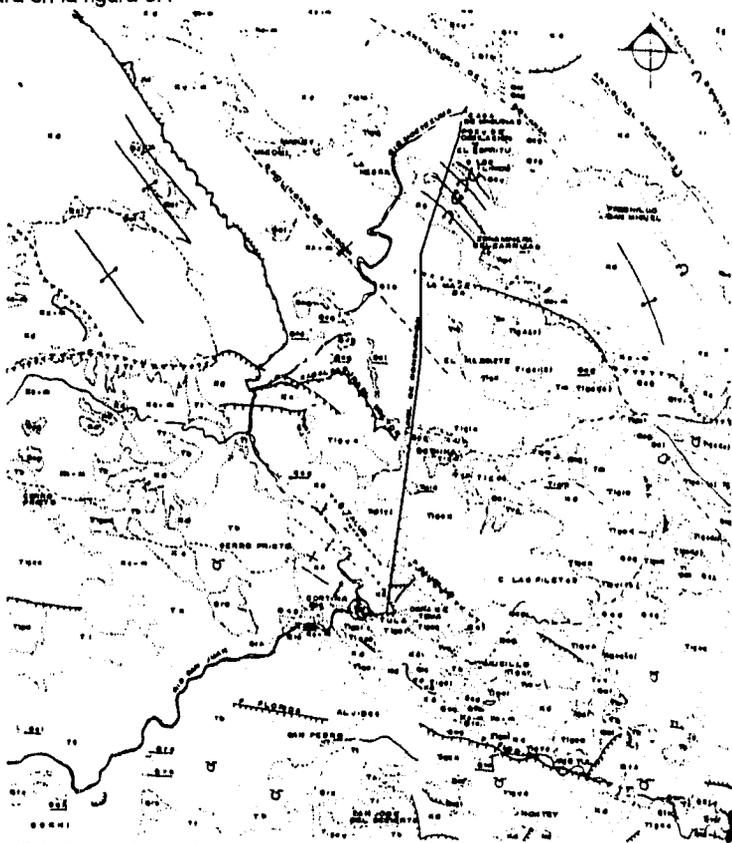


Figura 3.1 Geología regional

Las formaciones geológicas en las que se ubica el túnel de la tubería a presión son las siguientes:

**3.1.1 Formación trancas inferior.** Grueso paquete de calizas arcillosas y areniscas calcáreas intercaladas en estratos de 10 cm a 1 m de espesor con horizontes delgados de lutitas.

**3.1.2 Formación trancas superior.** Está constituido por una alternanancia rítmica de calizas y lutitas de estratificación delgada a laminar.

Ambas formaciones se presentan muy estratificadas con fuertes plegamientos sin fallas de importancia, como se muestra en el perfil geológico utilizado en el diseño de la tubería, ilustrado en la figura 3.2

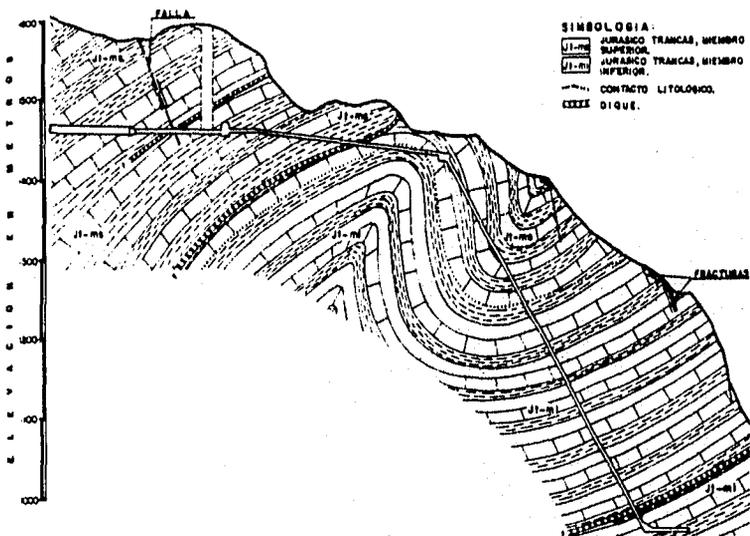


Figura 3.2 Perfil geológico

### 3.2 Esfuerzos permisibles en la roca

Una vez conocidas las condiciones geológicas del sitio, es importante conocer, los esfuerzos a los cuales estará sometida la roca donde será alojada la tubería a presión. Desde un punto de vista estructural, el túnel forma un sistema compuesto donde la placa de acero de la tubería, el relleno de concreto y la roca actúan juntos, tomando cada cual una parte de la presión interna.

Dependiendo de la calidad de la roca se busca hacer un uso óptimo de los recursos estructurales de la misma, permitiendo que parte de la presión sea soportada por ésta, de tal forma que se tengan espesores de acero mínimos.

Los esfuerzos circunferenciales en el revestimiento de acero producen altos esfuerzos de tensión en el concreto circundante, se considera que en dicho relleno, así como en la roca inmediata, se producirán fisuras radiales. Estas fisuras, penetrarán la roca hasta que ésta sea capaz de soportar los esfuerzos circunferenciales constituyendo, entonces, otro tubo no agrietado de pared gruesa con espesor infinito ( en muchos casos, el espesor de la capa de roca sobre el tubo justifica esta última suposición).

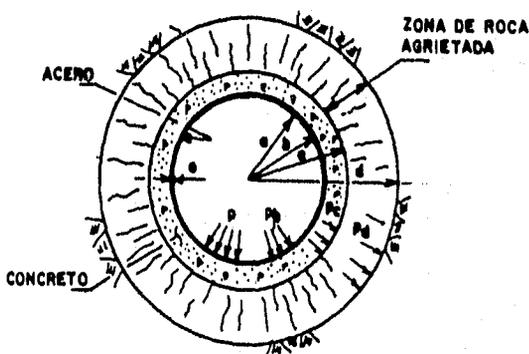


Figura 3.3 Distribución de fisuras en la roca de un túnel con revestimiento de acero

Los estados de esfuerzos que guarda la roca antes y después de la excavación del túnel se ilustran en la siguiente figura 3.4

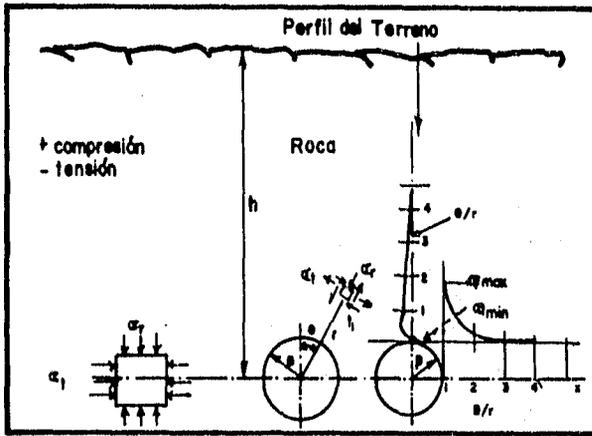


Figura 3.4 Distribución de esfuerzos en la roca de un túnel

También se muestra una partícula sometida a la carga vertical originada por la roca por arriba de ella y a la carga lateral considerando que la expansión de la partícula está limitada por la masa de roca adyacente.

Para un valor de  $a/r = 1$  (pared de la excavación) sobre el eje  $x$  (horizontal), se observa que el esfuerzo circunferencial,  $\sigma_\theta$ , comienza con el valor :

$$\sigma_{\tau_{\max}} = (3 - \nu) \sigma_{z0} \quad (3.1)$$

y después decrece rápidamente, acercándose asintóticamente al valor del esfuerzo circunferencial original de la roca ( $\sigma_{z0}$ ).

Para un valor de  $a/r = 1$  en el eje  $z$  (vertical), el esfuerzo circunferencial,  $\sigma_t$ , comienza con el valor:

$$\sigma_{t_{min}} = (3 - \nu) \sigma_{z0} \quad (3.2)$$

incrementándose rápidamente por encima del valor  $\sigma_{z0}$  para después disminuir asintóticamente hacia él. Es importante notar que este esfuerzo es de tensión tan pronto como el valor de  $\nu$  (relación de módulos de elasticidad de la roca) se encuentre en el rango de valores  $\nu < 1/3$  ó  $\mu < 0.25$

Puesto que el coeficiente de Poisson varía entre 0.1 y 0.3, en la mayoría de los casos, el túnel tendrá esfuerzos de tensión en el vértice de la pared interior, e inclusive presentará fracturas radiales después de la excavación.

La magnitud de la presión interna que toma la roca depende de la deformabilidad tanto del revestimiento como de la roca misma. El relleno de concreto, al carecer de refuerzo, se fracturará a presiones bajas y, generalmente, no se considera de ayuda estructural.

La condición de frontera para la elaboración de las teorías es la compatibilidad de deformaciones radiales entre el revestimiento y la placa. El análisis de los esfuerzos que se presentan, se originaron en la teoría de esfuerzos para tubo de pared gruesa, extendiéndola al caso de un túnel sin revestir y, finalmente, al caso de un túnel revestido.

Para calcular la presión interna soportada por la roca se han desarrollado muchos trabajos y planteado varias fórmulas, entre ellas las de Jaeger y Jacobsen. estas teorías consideran que la roca se fisura en direcciones radiales, hasta una profundidad en que puede soportar tensión tangencial en una magnitud suficiente para tolerar la presión interna. Para establecer una participación segura de la roca, es imprescindible conocer las propiedades geotécnicas.

A continuación se mencionan brevemente las teorías de Jaeger y Jacobsen:

### **3.2.1 Método de Jaeger**

Por medio de la compatibilidad de deformaciones, Jaeger (Ref.1) llega a una serie de ecuaciones que aplicadas en conjunto permiten la determinación de los esfuerzos en la roca. Para el caso de roca no fisurada, supone que no existe brecha alguna entre el concreto de relleno y la roca circundante.

Este método considera que la presión transmitida al concreto de relleno es igual a la presión dentro del túnel multiplicada por un factor menor que uno. A su vez, la presión transmitida del concreto a la roca será igual que la presión en el concreto multiplicada por otro factor menor que uno. En el siguiente capítulo se presentará una aplicación de este método.

### **3.2.1 Método de Jacobsen**

Jacobsen (Ref.2) desarrolló un método para definir la proporción de la presión interna de una tubería que toma la roca en que está embebida, basándose en la capacidad de la roca para soportar esfuerzos circunferenciales de tensión.

Su método implica que el radio de la excavación es pequeño comparado con la distancia del eje de la tubería al nivel de la superficie, y que la presión interna es la única carga actuante. Además, ya que el espesor del tubo de concreto es pequeño comparado con las dimensiones de la roca circundante, las características elásticas de la misma.

Se supone, además, que la roca es isotrópica en cuanto a sus propiedades elásticas, que la ley de Hooke es válida (material elástico lineal), y que los esfuerzos no exceden el límite elástico de la roca. Para los cálculos utiliza un coeficiente de Poisson de la roca de  $1/6$ , tomando en cuenta que dicho valor varía entre 0.1 y 0.3.

### **3.2.3 Esfuerzos permisibles**

Dada la heterogeneidad de las condiciones locales no es posible estipular un esfuerzo de tensión permisible para cierto tipo de roca, o para determinada ---

profundidad bajo la superficie la roca no es isotrópica y el estado de esfuerzos de la roca inalterada solo se puede describir burdamente, pues el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson pueden cambiar con las distintas capas, y la estratificación y las grietas producirán efectos desconocidos.

Los más razonables para definir un esfuerzo de tensión permisible, es relacionarlo con el esfuerzo original de la roca. Se ha visto que la magnitud del esfuerzo varía mucho de acuerdo con el coeficiente de Poisson, y que una evaluación certera de este parámetro es tan importante como la del módulo de elasticidad. Además, nunca hay que olvidar la asignación de un factor de seguridad razonable.

La información recolectada por geólogos y especialistas en rocas a lo largo de diferentes investigaciones y estudios, es de gran importancia cuando se estipula la capacidad de la roca para soportar la presión interna del túnel. Jacobsen señala haber utilizado esfuerzos permisibles de tensión para roca circundante en conductos a presión de entre  $2.7 \text{ kg/cm}^2$  en muchos proyectos durante los últimos 20 años.

En algunos casos en que puedan existir cavidades o dislocamientos geológicos, se deberá diseñar la tubería para que soporte por sí misma toda la presión interna, sin ayuda de la roca, tal vez permitiendo un mayor esfuerzo permisible al acero.

Considerando la posibilidad de falla de la roca, el esfuerzo en la tubería nunca debe exceder el punto de fluencia del acero. Las consideraciones para falla de la roca dependen en gran medida de las condiciones del lugar.

El esfuerzo de tensión en el techo del túnel cambia rápidamente a un esfuerzo de compresión, de tal forma que 3 o 4 diámetros del eje del túnel, prevalecen las condiciones de roca inalterada.

Los esfuerzos tangenciales y circunferenciales decrecen rápidamente dentro de la roca. A una distancia aproximadamente de dos veces el radio interior de la roca son del 25 % del valor de los mismos en la pared del túnel.

Debe hacerse notar que aunque parece coherente sobreponer los esfuerzos causados por la presión interna en la tubería, con los esfuerzos originados por el peso de la roca, actuando alrededor del túnel, en realidad, las dos cargas existentes (el peso de la roca y la presión interior del tubo) actúan en dos diferentes sistemas estáticos y no es correcto sobreponer los esfuerzos.

Dadas las incertidumbres que involucra determinar el módulo de deformación de la roca, es conveniente representar la roca fracturada con un módulo reducido, disminuyendo el módulo originalmente determinado con un factor de 0.2 a 1.0, utilizando 1.0 únicamente para roca en estado excelente.

Por otra parte, al considerar las grietas y fisuras de la roca perpendiculares al eje de la tubería, se observa que es posible que la deformación radial ocurra solamente en una fisura diametral como se señala en la figura 3.5

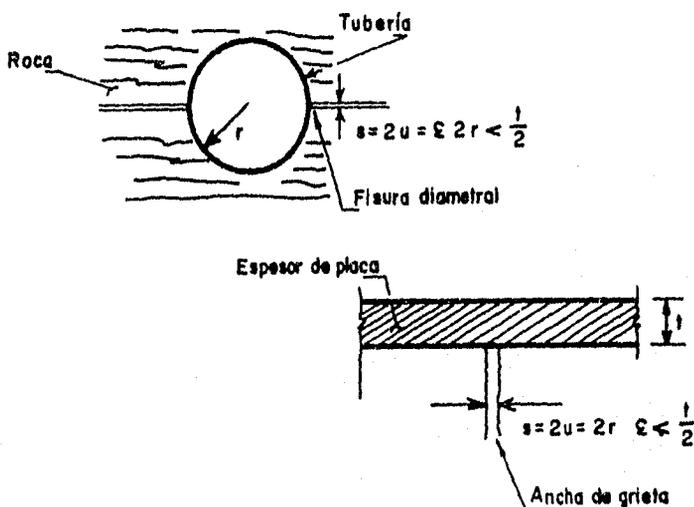


Figura 3.5 Dimensión de fisuras.

Para prevenir deformaciones plásticas de la tubería en esta fisura diametral (pues la placa no está soportada en esta zona), el ancho de cualquier grieta en dicha posición deberá cumplir las siguientes dos condiciones:

$$\frac{t}{4R} \frac{\sigma_y}{E} \quad y \quad s = \frac{t}{2} \quad (3.3)$$

donde :

t - espesor de la placa en mm

R - radio medio en m

$\sigma_y$  - esfuerzo de fluencia en kg/cm<sup>2</sup>

E -módulo de elasticidad en kg/cm<sup>2</sup>

s -ancho de la grieta en mm

### 3.3 Drenaje de macizos rocosos

En el caso de macizos rocosos sin drenaje natural, deberá tomarse en cuenta la presión ejercida por el agua en las fisuras, o de lo contrario puede ocurrir un levantamiento muy peligroso.

Una alternativa es construir un drenaje artificial, utilizando un socavón con barrenaciones radiales. De este modo no solo se ayuda al drenaje de la roca, sino que se alivia, sustancialmente, la presión exterior sobre la tubería.

Sin embargo, Jacobsen recomienda que no se confíe en los sistemas de drenaje, especialmente si existe un flujo laminar en el sistema, pues puede resultar peligrosamente obstruido después de años de operación. A pesar de saber cuanta agua entra al sistema y cuanta sale, la presión exterior resulta aun desconocida. Es por ello que sugiere que si existe un sistema de drenaje, éste se cierre durante operación normal y se abra solo al desaguar la tubería.

Los métodos utilizados para calcular la sobrecarga mínima necesaria también se pueden utilizar para calcular la estabilidad de pendientes de roca bajo la presión del agua infiltrándose desde los túneles.

En la figura 3.6 se muestra que al interactuar el peso G, el empuje hidrostático W, y la subpresión U, la resultante P forma un ángulo con la normal al plano del estrato inclinado.



## 4. ASPECTOS ESTRUCTURALES

### 4.1 Consideraciones de diseño para la tubería a presión

En este capítulo se presenta el método de Jaeger para el diseño de la tubería a presión, señalando las variables utilizadas.

### 4.2 Condiciones de trabajo

Además de la carga hidráulica máxima a flujo establecido que tendrá la tubería, se consideró la sobrepresión por el cierre de válvulas de las turbinas, cuyo golpe de ariete es amortiguado en el pozo de oscilación, quedando las cargas como siguen:

- Elevación NAMO	1560 msnm
- Elevación del eje del distribuidor	967 msnm
- Carga máxima en el pozo para una maniobra de rechazo total.	135 m
- Pérdidas totales en el túnel de conducción	35 m
- Presión total al cierre de válvulas de las turbinas	635 m

Cabe señalar que cada turbina tiene seis chiflones y por lo tanto será posible cerrar de dos en dos, ya sea al mismo tiempo o bien separadamente; por otro lado cuando se requiera la máxima potencia ( 280,000 kw) y se cierren los chiflones en solo 30 segundos, se produce la oscilación máxima que da la presión de diseño igual a  $135 \text{ t/m}^2$  que se presenta en el pozo de oscilación. En tanto que a la entrada de las turbinas, la presión interior es de  $635 \text{ t/m}^2$ .

No obstante que los estudios del transitorio arrojaron una sobrepresión máxima de 135 m, los factores de seguridad para este tipo de estructuras y tomando en cuenta que existe una sola tubería de alimentación se determino una carga de diseño de 700 m, o sea  $700 \text{ t/m}^2$ .

Como las cargas varían en función de la elevación en cada punto de la tubería; se consideraron tramos de 50 m de carga aunque, para el diseño del espesor de concreto por razones constructivas, se considero un valor constante de 75 cm. Los espesores de la placa se obtuvieron para 10 tramos distintos.

Una condición de carga importante, es cuando la tubería se encuentre vacía; ya sea al inicio de operaciones o bien para alguna inspección de mantenimiento durante su vida útil, ya que la tubería estará sujeta a una carga exterior de roca más la presión del agua.

Del estudio de mecánica de rocas se determino para la roca un RQD del 75% y una carga menor a  $1 \text{ t/m}^2$ , adicionalmente se considero una presión externa de agua de  $200 \text{ t/m}^2$ ; de esta forma, la máxima presión exterior a que estará sujeta la tubería es de  $200 \text{ t/m}^2$  en su parte inferior; no así en la parte superior en donde la carga de agua más la carga de roca es de  $50 \text{ t/m}^2$ ; esta ultima carga, debida a la saturación del macizo rocoso por filtración proveniente del pozo de oscilación y del túnel de conducción. Al estar la tubería sujeta a una

presión externa se efectuó el análisis por pandeo local con la teoría de Amstutz (Ref.3).

### **4.3 Condiciones de diseño**

Para el diseño del blindaje de acero de la tubería localizada en la formación Trancas Superior, no se tomo en cuenta la colaboración de roca; para el tramo localizado en la formación Trancas Inferior, sí se considero la participación de la roca, asignándole un modulo de deformabilidad E, estática de  $100.000 \text{ kg/cm}^2$  y una relación de Poisson de 0.25 ( valores obtenidos del estudio geotecnico ).

### **4.4 Materiales:**

#### **4.4.1 Blindaje de acero**

En el diseño del blindaje se consideró un acero de alta resistencia, con bajo contenido de carbón, de grano fino y laminación controlada en caliente, el cual es un acero ASTM A131-EH36 con límite de fluencia  $F_y = 3670 \text{ kg/cm}^2$  y una resistencia a la tensión de  $F_t = 5100 \text{ kg/cm}^2$  con espesor máximo de 5.08 cm (este acero lo fabrica la fundidora nacional de Altos Hornos de México, S.A, garantizando la homogeneidad del acero en placas de espesores hasta de 2" ).

#### **4.4.2.Concreto**

Se consideró un concreto estructural con resistencia nominal a la compresión de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , determinando su modulo de elasticidad con la expresión  $E = 15,000 (f'_c)^{1/2}$  (ACI 318-83 8.5.1), una relación de Poisson  $\nu = 0.20$  y peso volumétrico  $\omega = 2.30 \text{ t/m}^3$

#### 4.5 Criterios de diseño:

##### 4.5.1 Solicitaciones generadas por las condiciones de trabajo

Una vez conocidos los parámetros de resistencia de los materiales, y la roca circundante así como los valores de las cargas actuantes de trabajo, se procede a realizar el diseño estructural del conducto a presión blindado.

En el tramo de tubería donde no existe contribución de la roca para el diseño se revisaran que los esfuerzos actuantes debidos a la presión interna no fueran mayores que los esfuerzos admisibles, así como también se verificara con la teoría de Amstutz el pandeo local por cargas externas. Para el calculo de los esfuerzos actuantes, por presión interna, se utilizara la teoría del cilindro de pared delgada cuya expresión es :

$$f_t = pr/e \quad (4.1)$$

Donde:

$p$  = presión interna, en  $\text{kg/cm}^2$

$r$  = radio interno de la tubería, en cm

$e$  = espesor de la tubería, en cm

Para el tramo de tubería donde existe contribución de roca, la tubería se diseñará con la participación del encamisado de acero, el concreto y la roca; con la limitante de que el esfuerzo radial de compresión que soportará la roca no sea mayor del 50% del valor de la presión interna existente en el punto en estudio, revisando además que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles

También será necesario verificar que el tubo de acero tenga la capacidad para resistir el aplastamiento en maniobras de fabricación, transporte y montaje; en el espesor de las placas de acero, se adopto un espesor de 1/16" adicional por

corrosión; la eficiencia de la soldadura longitudinal y circunferencial será el 100% y por estar la tubería en túnel no se consideran efectos por cambio de temperatura.

Por otro lado, los esfuerzos permisibles del concreto a la tensión es de  $F_t = 20 \text{ kg/cm}^2$  y a la compresión  $f_c = 75 \text{ kg/cm}^2$ . A la roca se le asignó una capacidad de carga de  $80 \text{ ton/m}^2$  a la compresión.

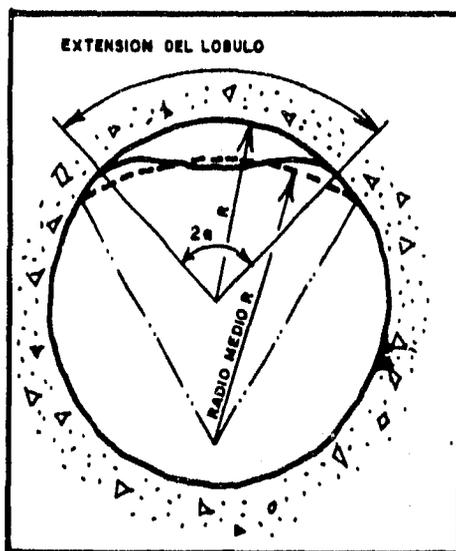
#### 4.5.2 Teoría de Amstutz

Ernest Amstutz publicó sus trabajos en Schweizer Bauleitung en 1950, con una revisión posterior en 1953. Actualmente su último trabajo publicado en la revista de la Water Power (Nov. 1970), es el más utilizado.

En su análisis, Amstutz supone que se forma un solo lóbulo de pandeo en un sitio particular y que el revestimiento se desliza sin fricción sobre la superficie del elemento sólido circundante. Una extensión del lóbulo aparece siempre con la dirección paralela al eje de la conducción, ya que únicamente hay que superar la pequeña resistencia de la placa por flexionarse. Por ello, su análisis se limitó a un anillo circunferencial de ancho unitario.

En el modelo de pandeo de Amstutz, esquematizado en la figura 4.1, se desarrolla un nuevo radio medio por el lóbulo ó indentación, formándose dos semiondas hacia afuera y una semionda hacia adentro, alrededor de una línea de arco medio. Amstutz desarrolló su teoría de pandeo con relación a las fuerzas y desplazamientos que actúan sobre el elemento de la tubería que subtiende por el nuevo radio medio ( representado por la línea punteada en la figura 4.1 ).

Comúnmente, la formación del lóbulo de pandeo en la tubería no reforzada incluye un sector de la estructura subtendido por un ángulo menor a  $80^\circ$ .



**Figura 4.1** Lóbulo, onda ó indentación de pandeo en la tubería a presión, según Amstutz.

Por las características geométricas, constructivas y de operación de la tubería a presión así como por las condiciones geológicas de la zona se procedió a efectuar el análisis de esfuerzos por el método de Jaeger, el cual se detalla en seguida.

### 4.5.3 Método de Jaeger para roca sana

En la figura 4.2 se muestran los elementos geométricos del método de Jaeger cuyas expresiones de los esfuerzos correspondientes a dicho método resultan ser :

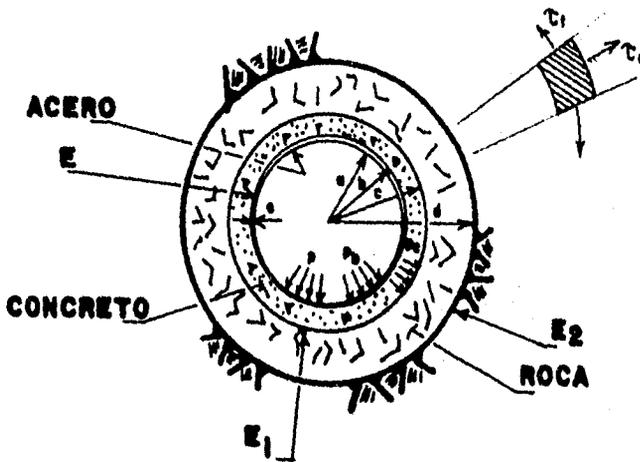


Figura 4.2 Elementos utilizados en el método de Jaeger (roca sana)

El análisis se inicia a partir, de la presión interna que actúa en el conducto, esta presión se trasmite a través de los diferentes anillos de material, como se indica en la figura 4.2 . Cada anillo de material toma un porcentaje de la presión, cuyo valor es función de los esfuerzos permisibles y de la deformabilidad de los materiales.

Presión radial que toma el acero

$$P_a = (1 - \lambda_1) p \quad (4.2)$$

Presión radial que se transmite del acero al concreto

$$P_b = \lambda_1 p \quad (4.3)$$

Presión radial que se transmite del concreto a la roca ( $p_c \leq 0.5p$ )

$$P_c = \lambda_2 P_b \quad (4.4)$$

$$\lambda_1 = \frac{P_b}{P} = \frac{\frac{b^2}{E_s}}{\frac{b^2}{E_s} + \left[ \frac{b}{m_1 E_1 (c^2 - b^2)} \right] \left[ (m_1 - 1)(b^2 - \lambda^2 c^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda^2) c^2 \right]} \quad (4.5)$$

$$\lambda_2 = \frac{P_c}{P_b} = \frac{\frac{2b^2}{E_1 (c^2 - b^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)c^2 + (m_1 + 1)b^2}{m_1 E_1 (c^2 - b^2)}} \quad (4.6)$$

Donde :

Tipo de acero	-ASTM - A 131 AH36 laminación controlada.
Pt	-presión interna = 35.90 (kg/cm <sup>2</sup> ).
e	-espesor de camisa metálica = 3/4" = 1.905 (cm).
ec	-espesor del empaque de concreto = 75 (cm).
Ø	-diámetro Interior = 380 (cm).
E	-módulo de elasticidad del acero = 2'100,000 (kg/cm <sup>2</sup> ).
E <sub>1</sub>	-módulo de elasticidad del concreto = 235,499.3 (kg/cm <sup>2</sup> ).
E <sub>2</sub>	-módulo de elasticidad de la roca = 100.000 (kg/cm <sup>2</sup> )
μ	-módulo de Poisson del acero = 0.30
μ <sub>1</sub>	-módulo de Poisson del concreto = 0.22

$\mu_2$	-módulo de Poisson de la roca = 0.18
$f_c$	-resistencia del concreto = 250 (kg/cm <sup>2</sup> ).
$f_y$	-límite elástico del acero = 3,670 (kg/cm <sup>2</sup> ).
$\tau_{pc}$	-concreto a tensión = $f_c/12 = 20.83$ (kg/cm <sup>2</sup> )
$\tau_{sq}$	-esfuerzo permisible del acero = $0.55 f_y = 2018$ (kg/cm <sup>2</sup> ).
$\tau_{sy}$	-roca = $a = \emptyset/2 = 190\text{cm}$ ; $a^2 = 36,100\text{ cm}^2$ $b = a + e_c + e = 266.905\text{ cm}$ ; $b^2 = 71,238.27\text{ cm}^2$ $b^2 - a^2 = 35,138.27\text{ cm}^2$ $a^2 + b^2 = 107,338.27\text{ cm}^2$

### Esfuerzos en el acero

$$f_t = \frac{P_a R}{e} \leq 0.55 F_y \quad (4.7)$$

### Esfuerzos en el concreto

Para  $R = b$

$$\tau_{rb} = P_b \leq \tau_{comp. adm.} \quad (4.8)$$

$$\tau_{tb} = -\frac{c^2 + b^2 - 2\lambda_c c^2}{c^2 - b^2} P_b \leq \tau_{tension adm.} \quad (4.9)$$

Para  $R = c$

$$\tau_{rc} = P_c \leq \tau_{comp. adm.} \quad (4.10)$$

$$\tau_{tc} = -\frac{2b^2 - \lambda_c (c^2 + b^2)}{c^2 - b^2} P_c \leq \tau_{tension adm.} \quad (4.11)$$

## Esfuerzos en la roca

Para  $R = c$

$$\tau_{rc} = P_c \leq \tau_{c,mp,adm.} \quad (4.12)$$

$$\tau_{ic} = -P_c \leq \tau_{tension,adm.} \quad (4.13)$$

Para C y R

$$\tau_r = -\tau_i = P_c \frac{c}{R^2} \leq \tau_{tension,adm.} \quad (4.14)$$

### 4.5.4 Método de Jaeger para roca fisurada

Si por los esfuerzos tangenciales que se presentan en el empaque de concreto, éste se fisura, la transmisión de presiones en los distintos elementos es diferente, de tal manera que el concreto transmite directamente a la roca una presión:

$$P'_c = \frac{b}{c} p_b \quad (4.15)$$

Y los esfuerzos en la superficie de la roca serán:

$$\tau_c = -\tau_i = P'_c \quad (4.16)$$

Por lo que se podría rebasar la capacidad de la roca y esta también fisurarse, por lo cual se necesita saber hasta donde llegan las fisuras.

De acuerdo a lo anterior Jaeger proporciona las siguientes fórmulas de análisis:

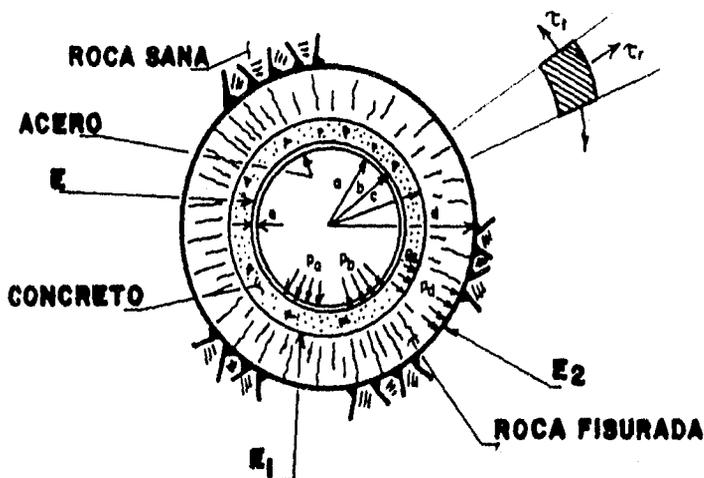


Figura 4.3 Elementos utilizados en el método de Jaeger (roca fisurada)

donde:

"d" es la profundidad del fisuramiento ( $\tau_r \leq \tau_{adm}$  a tensión en la roca).

Presión radial que toma el acero

$$P_a = (1 - \lambda_3) p \quad (4.17)$$

Presión radial que se transmite del acero al concreto

$$P_b = \lambda_3 p \quad (4.18)$$

Presión radial que se transmite del concreto a la superficie de la roca sana.

$$P_c = (p/d)(p_b) \quad (4.19)$$

donde:

$$\lambda_3 = \frac{\frac{b^2}{E_c}}{\frac{b^2}{E_c} + \frac{d^2 - b^2}{2dE_1} + \frac{(m_2 + 1)b}{m_2 E_2}} \quad (4.20)$$

#### Esfuerzos en el acero

$$f_t = \frac{P_a R}{e} \leq 0.55 F_y \quad (4.21)$$

#### Esfuerzos en el concreto

$$\text{Para } b \leq R \leq C \quad = \frac{b}{R} p_b = 0 \quad \text{concreto fisurado} \quad (4.22)$$

#### Esfuerzos en la roca fisurada

$$\text{Para } c \leq R \leq d \quad \tau_r = \frac{b}{R} p_b; \quad \tau_t = 0 \quad \text{roca fisurada} \quad (4.23)$$

#### En roca sana

Para  $R = d$

$$\tau_r = -\tau_t = \frac{b}{d} p_b \quad (4.24)$$

Para  $d < R$

$$\tau_r = -\tau_t = \frac{bd}{R} p_b \quad (4.25)$$

En el diseño de los elementos de la conducción en conjunto tendrán capacidad de resistir:

- a) El 100 % de la presión interna de trabajo.
- b) El pandeo local debido a la presión hidrostática externa y carga de roca (revisado con la Teoría de Amstutz).
- c) El tubo de acero tendrá capacidad de resistir el aplastamiento en maniobras de fabricación, montaje, empaque y transporte.

Por estar la tubería en el túnel no se consideraron efectos por cambios bruscos de temperatura.

#### 4.6 Aplicación de la teoría de Jaeger y Amstutz para el caso de la tubería del P.H. Zimapán

En este inciso se presentará el desarrollo numérico del diseño de un tramo de la conducción a presión, haciendo extensivo el análisis para el total de los tramos de la tubería.

Cálculo de esfuerzos alrededor del túnel con camisa metálica considerando roca sana, en la estación 0+453.93 a la elevación 1268.719 msnm indicado en la figura 4.4

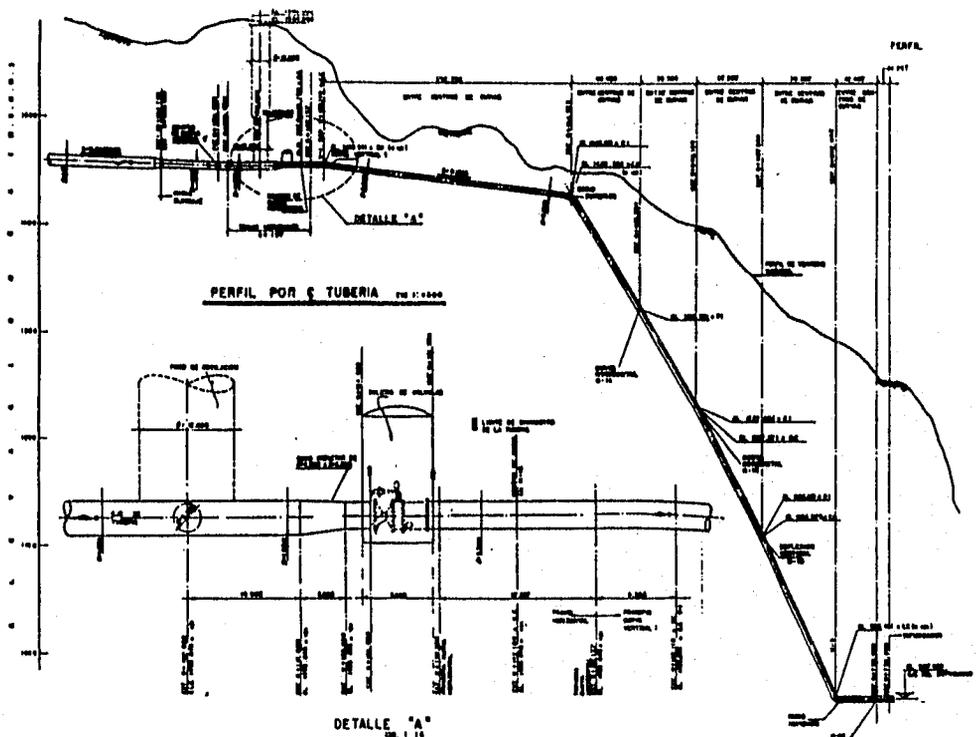


Figura 4.4 Perfil de la tubería a presión

Para el esfuerzo actuante máximo solo en una dirección  $F_t = 0.55 F_y$  o  $F_t = 0.40 F_r$ , el que resulte menor.

Para el concreto  $E_c = 15,000 f'c^{1/2} = 237,170.8 \text{ kg/cm}^2$ , se considero una capacidad a la tensión de  $t = f'c/12 = 20.8 \text{ kg/cm}^2$  y a la compresión de  $f'c = 0.45 f'c = 112.5 \text{ kg/cm}^2$ .

Para la roca el módulo de elasticidad estático, E es de  $100,000 \text{ kg/cm}^2$  se consideró una capacidad a la tensión de  $92 \text{ kg/cm}^2$ , afectada por un factor de escala igual a 4 ( $t = -92/4 = 23.0 \text{ kg/cm}^2$ ).

### 1er. TANTEO

Obtención preliminar del espesor de la membrana considerando que trabaja al límite elástico del acero.

$$\tau_y = \frac{Pa}{\xi e} \Rightarrow e = \frac{Pa}{\xi \tau_y}$$

$$e = \frac{359 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (190 \text{ cm})}{3,670 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (1)} = 1.8585 \text{ cm}$$

$e = 3/4" = 1.905 \text{ cm}$  ; se redondea al 1/16"

$\xi$  = factor de eficiencia en las soldaduras longitudinales y circunferenciales=100 %

Si se considera la participación de la roca, el proceso a seguir será:

Suponiendo que en caso de presentarse falla en la roca, el esfuerzo en la membrana de acero no deberá exceder el esfuerzo permisible del acero.

- Jaeger ;  $\lambda_1$  -porcentaje de presión que absorbe concreto + roca.  
 $\lambda_2$  - porcentaje de presión que absorbe la roca.  
 $1-\lambda_1$  -porcentaje de presión que absorbe el acero.

$$m = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{0.30} = 3.333$$

$$m_1 = \frac{1}{\mu_1} = \frac{1}{0.22} = 4.545$$

$$m_2 = \frac{1}{\mu_2} = \frac{1}{0.18} = 5.555$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2(36,100)}{235,499.31(35,138.27)} = 8.725 \times 10^{-6}$$

$$\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} = \frac{5.555 + 1}{5.555(100,000)} = 1.8 \times 10^{-5}$$

$$\frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)} = \frac{(4.545 - 1)(35,138.27) + (4.545 + 1)(36,100)}{4.545(235,499.31)(35,138.27)} = 1.203 \times 10^{-5}$$

$$\lambda_2 = \frac{8.725 \times 10^{-6}}{1.18 \times 10^{-5} + 1.203 \times 10^{-5}} = 0.3660$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{E_s}}{\frac{a^2}{E_s} + \left[ \frac{a}{m_1 E_1(b^2 - a^2)} \right] \left[ (m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 \right]}$$

$$\frac{a^2}{Ee} = \frac{36,100}{2'100,000(1.905)} = 9,024 \times 10^{-3}$$

$$\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = \frac{190}{4.545(235,499.31)(35,138.27)} = 0.51 \times 10^{-8}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (4.545 - 1)(36,100 - (0.366)(71,238.27)) = 35,542.76$$

$$(m_1 + 1)(1 - \lambda_2) b^2 = (4.545 + 1)(1 - 0.366) 71,238.27 = 250,450.26$$

$$\lambda_1 = \frac{9,024 \times 10^{-3}}{9,024 \times 10^{-3} + (0.51 \times 10^{-8})(35,542.76 + 250,450.26)} = 0.8620$$

-Valor de presiones radiales a compresión.

-En la membrana =  $(1 - \lambda_1)P_t$

$$P_m = (1 - 0.8620)35.90 = 4.956 \text{ kg/cm}^2$$

-En el concreto + roca =  $p_b = \lambda_1 P_t$

$$p_b = 0.8620 (35.90) = 30.95 \text{ kg/cm}^2$$

-En la roca  $P_c = \lambda_2 p_b$

$$P_c = 0.3660 (30.95) = 11.33 \text{ kg/cm}^2$$

-Esfuerzos de tensión.

a) En la camisa metálica.

Utilizando la fórmula del cilindro de pared delgada se tiene:

$$\tau_{ta} = \frac{p m a}{\xi e} = \frac{4.95(190)}{1(1.905)} = 494.12 \frac{Kg}{cm^2}$$
$$F_{sa} = \xi \tau_{sa} = 1 \left( 2,018.5 \frac{Kg}{cm^2} \right) = 2,018.5 \frac{Kg}{cm^2}$$

$\xi$  eficiencia de la soldadura = 100 %

$$\tau_{ta} = 494.12 \frac{Kg}{cm^2} < F_{sa} = 2,018.5 \frac{Kg}{cm^2} \quad (\text{esfuerzo permisible del acero})$$

$\Rightarrow$  Pasa

b) En el concreto.

Presión real que toma el concreto

$$P_{Rc} = P_b - P_c = 30.95 - 11.33 = 19.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la teoría de anillos de pared gruesa.

Para  $r = a$

$$\tau_{ta} = \left( \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_r b^2}{b^2 - a^2} \right) P_{Rc} = \Omega_1 P_{rc}$$

siendo  $\Omega_1 = 1.5706$

$$\tau_{ta} = \frac{36,100 + 71,238.27 - 2(0.366)(71,238.27)}{(71,238.27) - 36,100} (19.62) = 30.81 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{ta} = 30.81 \frac{Kg}{cm^2} > \tau_{rc} = 20.83 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow \text{No Pasa}$$

Para  $r = b$

$$\tau_{th} = \left( \frac{2a^2 - \lambda_2(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \right) P_{pc} = \Omega_2 P_c$$

siendo  $\Omega_2 = 0.9366$

$$\tau_{th} = \frac{(2)36,100 - (0.366)(107,338.27)}{35,138.27} (19.62) = 18.37 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{th} = 18.37 \frac{Kg}{cm^2} < \tau_{pc} = 20.83 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow \text{Si Pasa}$$

## 2do.TANTEO.

Para este segundo tanteo se revisaran los esfuerzos con el fin de que la camisa metálica tome el mayor esfuerzo posible

$$F_{sa} = 2,018.5 \frac{Kg}{cm^2}$$

La presión que absorberá la membrana será de :

$$P_m = \frac{F_{sa} e}{a \xi} = \frac{2,018.5 \frac{Kg}{cm^2} (1.905 \text{ cm})}{190 \text{ cm} (1)} = 20.24 \frac{Kg}{cm^2}$$

Presión  $P_m$  que es absorbida por el blindaje.

Presión complementaria:

$$P_{comp.} = P_T - P_m = 35.90 \text{ Kg/cm}^2 - 17.04 \text{ Kg/cm}^2 = 18.86 \text{ Kg/cm}^2$$

presión que deberá ser absorbida por el concreto mas la roca.

-presión radial en la roca =  $P_c = \lambda_2 P_{comp.} = 0.366 ( 18.86 ) = 6.90 \text{ Kg/cm}^2$

-presión radial en el concreto =  $P_b = ( 1 - \lambda_2 ) P_{comp.} = ( 1 - 0.366 ) 18.86 = 11.95 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos tangenciales en el concreto siguiendo la teoría de anillos de pared gruesa.

Para  $r = a$

$$\tau_{ta} = \left( \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_2 b^2}{b^2 - a^2} \right) P_b = \Omega_1 \quad P_b = 1.5706 \left( 9.93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 15.59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{ta} = 15.59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{pc} = 21.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Si Pasa}$$

Para  $r = b$

$$\tau_{tb} = \left( \frac{2a^2 - \lambda_2 (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \right) P_b = \Omega_2 \quad P_b = 0.9366 \left( 9.93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) = 9.29 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{tb} = 9.29 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < \tau_{pc} = 20.83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \text{Pasa}$$

### 3er. TANTEO.

Es recomendable reducir el espesor de la membrana para lograr una mayor presión radial y con esto disminuir los esfuerzos tangenciales en el concreto ya que en el tanteo anterior se obtuvieron valores por abajo de los permisibles.

$$e = 1.4287 \text{ cm}$$

$$P_m = \frac{F_{sa} e}{a \xi} = \frac{2,018.5 \frac{Kg}{cm^2} (1.4287 cm)}{190 cm (1)} = 15.178 \frac{Kg}{cm^2}$$

Presión que tomara la camisa metálica ( $P_m$ ).

Presión complementaria:

$$P_{comp.} = P_T - P_m = 35.90 \text{ Kg/cm}^2 - 12.78 \text{ Kg/cm}^2 = 23.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión que deberá absorber el concreto mas la roca.

$$\text{-presión radial en la roca} = P_c = \lambda_2 P_{comp.} = 0.3677 (23.12) = 8.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{-presión radial en el concreto} = P_b = (1 - \lambda_2) P_{comp.} = (1 - 0.3677) 23.12 = 14.61 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos tangenciales en el concreto.

Para  $r = a$

$$\tau_{ta} = \left( \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_2 b^2}{b^2 - a^2} \right) P_b = \Omega_1 P_b = 1.5732 \left( 13.10 \frac{Kg}{cm^2} \right) = 20.61 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{ta} = 20.61 \frac{Kg}{cm^2} < \tau_{pc} = 20.83 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow \text{Pasa}$$

Para  $r = b$

$$\tau_{tb} = \left( \frac{2a^2 - \lambda_2 (a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} \right) P_b = \Omega_2 P_b = 0.9409 \left( 13.10 \frac{Kg}{cm^2} \right) = 12.33 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\tau_{tb} = 12.33 \frac{Kg}{cm^2} < \tau_{pc} = 20.83 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow \text{Pasa}$$

Finalmente si no se presenta agrietamiento en el concreto, entonces no se requerirá refuerzo adicional en el concreto.

El espesor total de la membrana será:

$$e_t = 9/16" = 1.4287 \text{ cm}$$

### Análisis por presión exterior

Será necesario aplicar las ecuaciones obtenidas por Ernest Amstutz.

Presión crítica para la membrana.

#### DATOS:

Acero	-ASTM A131 - AH36 (laminación controlada).
$F_y$	- 360 Mpa = 3670.92 kg/cm <sup>2</sup> (limite elástico).
$E_s$	- 2.10 x 10 kg/cm <sup>2</sup> = 2100 t/cm <sup>2</sup> (limite elástico).
$\mu$	-0.30 (modulo de Poisson).
Fr	-500 Mpa = 5100 kg/cm <sup>2</sup> (limite de ruptura)

Según la hipótesis de tubo plano cilindrico el esfuerzo por tensión se determina de la siguiente manera :

$$E^* = \frac{E_s}{\sqrt{(1-\nu^2)}} = \frac{2'100,000}{\sqrt{(1-0.30^2)}} = 2'201,398.15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 2,201.4 \frac{\text{T}}{\text{cm}^2}$$

$$\mu = 1.50 - 0.50 \left[ \frac{1}{1 + \frac{E}{f_y} 0.002} \right]^2 = 0.50 - 0.50 \left[ \frac{1}{1 + \frac{2,100 \frac{T}{cm^2}}{3.67 \frac{T}{cm^2}} 0.002} \right]^2 = 1.39127$$

$$\tau_F = \frac{\mu W_y^2}{\sqrt{(1-u+v^2)}} = \frac{1.39127(3.67)}{\sqrt{(1-0.30+0.30^2)}} = 5.745 \frac{T}{cm^2}$$

Como el cálculo de la membrana parte de la hipótesis de tubo de pared delgada, se considerara que el esfuerzo cortante en la membrana es despreciable.

$$\tau_v = 0 \quad \text{si} \quad \frac{r}{e} = \frac{190}{1.42875} = 132.98$$

Con la hipótesis anterior y habiendo obtenido  $\tau_F$  se revisa el esfuerzo  $t_N$  sobre la membrana, segun la expresión :

$$2 \left( \frac{r}{e} \right)^2 \frac{\tau_N - \tau_v}{\tau_F - \tau_N} \left( \frac{\sigma_N}{E^*} \right)^2 = 1 - 0.45 \left( \frac{r}{e} \right) \frac{\tau_F - \tau_N}{E^*}$$

y sustituyendo en la ecuación:

Variables:

D = Diámetro interior = 380 cm.

r = D/2 = Radio interior = 190 cm.

e = Espesor de membrana = 9/16" = 1.42875 cm.

$$2(132.98)^2 \left[ \frac{\tau_N - 0}{5.745 - \tau_N} \right] \left[ \frac{\tau_N}{2,201.4} \right]^2 = 1 - 0.45(132.98) \left[ \frac{5.745 - \tau_N}{2,201.4} \right]$$

$$(212,214.94) \left[ \frac{\tau_N - 0}{5.745 - \tau_N} \right] \left[ \frac{\tau_N^2}{(2,201.4)^2} \right] = 1 - (0.15617) + 0.02718 \tau_N$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = (0.8438 + 0.02718 \tau_N)(5.745 - \tau_N)$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 + 0.1562 \tau_N - 0.8438 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 + 0.6876 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} - 0.02718 \tau_N^2 + 0.6876 \tau_N - 4.8478 = 0$$

Resolviendo la ecuación.

$$\tau_N = 12938 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

Y sustituyendo este valor en la ecuación por presión crítica.

$$P_{cr} = \frac{\tau_N}{\left( \frac{\gamma}{e} \right) \left[ 1 + 0.35 \left( \frac{\gamma}{e} \right) \frac{\tau_F - \tau_N}{E} \right]}$$

$$P_{cr} = \frac{12938}{(132.98) \left[ 1 + 0.35(132.98) \frac{5.745 - 12938}{2,201.4} \right]} = 0.00889 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 8.89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para condiciones extremas se tomó un factor de seguridad igual a 3.

$$\text{La presión externa de trabajo} = P = \frac{P_{cr}}{3}$$

$$P_{ext} = \frac{P_{cr}}{3} = \frac{8.89}{3} = 2.96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow P_{ext} = 2.96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2(132.98)^2 \left[ \frac{\tau_N - 0}{5.745 - \tau_N} \right] \left[ \frac{\tau_N}{2,201.4} \right]^2 = 1 - 0.45(132.98) \left[ \frac{5.745 - \tau_N}{2,201.4} \right]$$

$$(212,214.94) \left[ \frac{\tau_N - 0}{5.745 - \tau_N} \right] \left[ \frac{\tau_N^2}{(2,201.4)^2} \right] = 1 - (0.15617) + 0.02718 \tau_N$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = (0.8438 + 0.02718 \tau_N)(5.745 - \tau_N)$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 + 0.1562 \tau_N - 0.8438 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 + 0.6876 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$2.0546 \tau_N^{\frac{5}{2}} - 0.02718 \tau_N^2 + 0.6876 \tau_N - 4.8478 = 0$$

Resolviendo la ecuación.

$$\tau_N = 1.2938 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}$$

Y sustituyendo este valor en la ecuación por presión crítica.

$$P_\sigma = \frac{\tau_N}{\left( \frac{\gamma}{e} \right) \left[ 1 + 0.35 \left( \frac{\gamma}{e} \right) \frac{\tau_F - \tau_N}{E} \right]}$$

$$P_\sigma = \frac{1.2938}{(132.98) \left[ 1 + 0.35(132.98) \frac{5.745 - 1.2938}{2,201.40} \right]} = 0.00889 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} = 8.89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Para condiciones extremas se tomó un factor de seguridad igual a 3.

$$\text{La presión externa de trabajo} = P = \frac{P_\sigma}{3}$$

$$P_{ext} = \frac{P_\sigma}{3} = \frac{8.89}{3} = 2.96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow P_{crit} = 2.96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Deberá cumplirse que :  $P_{crit} = 2.96 \frac{Kg}{cm^2}$

Revisión de la membrana por presión crítica considerando una ovalidad del 1 %.

$$\frac{\Delta D}{D} = 1 \%$$

La relación.

$$\frac{\Delta \gamma}{\gamma} = 1.52 \%$$

$$\frac{\Delta \gamma}{\gamma} = \left[ \frac{\gamma}{e} (1.0152) \right] = \frac{(190)(1.0152)}{142875} = 135$$

$$2 \left( \frac{\gamma}{e} \right) \left( \frac{\Delta \gamma}{e} \right) \frac{\tau_N^{\frac{5}{2}}}{E^{\frac{3}{2}} (\tau_F - \tau_N)} = 1 - 0.45 \left( \frac{\gamma}{e} \right) \left( \frac{\tau_F - \tau_N}{E} \right)$$

Sustituyendo valores:

$$2(132.98)(135) \frac{\tau_N^{\frac{5}{2}}}{(2,201.40)^{\frac{3}{2}} (5.745 - \tau_N)} = 1 - 0.45(132.98) \left( \frac{5.745 - \tau_N}{2,201.40} \right)$$

$$(2.0858) \tau_N^{\frac{5}{2}} = (0.8438 + 0.02718 \tau_N) (5.745 - \tau_N)$$

$$(2.0858) \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 - 0.8438 \tau_N + 0.1562 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$(2.0858) \tau_N^{\frac{5}{2}} = 4.8478 - 0.6846 \tau_N - 0.02718 \tau_N^2$$

$$(2.058) \tau_N^{\frac{5}{2}} + 0.02718 \tau_N^2 + 0.6846 \tau_N - 4.8478 = 0$$

La solución de la ecuación es.

$$\tau_N = 1.2868 \frac{\text{Tan}}{\text{cm}^2}$$

Sustituyendo este valor en:

$$P_\sigma = \frac{\tau_N}{\left(\frac{\gamma}{e}\right) \left[ 1 + 0.35 \left(\frac{\gamma}{e}\right) \frac{\tau_F - \tau_N}{E} \right]}$$

$$P_\sigma = \frac{1.2868}{(132.98) \left[ 1 + 0.35(132.98) \frac{5.745 - 1.2868}{2,201.40} \right]} = 0.00884 \frac{\text{Tan}}{\text{cm}^2} = 8.84 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Considerando un factor de seguridad igual a 3 se tiene:

$$\text{Carga externa de trabajo} = P_{ext} = \frac{P_\sigma}{3}$$

$$P_{ext} = \frac{8.84}{3} = 2.94 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- Análisis de los esfuerzos en la membrana por succión (depresión).

Estos esfuerzos se presentan cuando hay un cierre súbito de las válvulas en la tubería.

De acuerdo al manual de obras civiles de C.F.E. SECCIÓN A 2.2. pág. 2.2.81 (Ref.4)

La presión de succión en el conducto esta dada por la siguiente expresión :

$$P_d = \frac{2 E e^3}{n D^3}$$

Donde:

$$E = 2,100,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$e = 9/16" \text{ } 1.42875 \text{ (cm).}$$

$$n = 2 \text{ (factor de seguridad para tubos embebidos).}$$

$$D = 380 \text{ (cm).}$$

Sustituyendo en la fórmula se tiene:

$$P_d = \frac{2 (2'100,000)(1.42875)^3}{2(380)^3} = 0.11162 \frac{Kg}{cm^2}$$

Valor máximo que no debe rebasarse para no colapsar la membrana.

Espesor mínimo:

Para tubos que se transportan ya soldados los canutos, incluyendo el sobreespesor por corrosión.

$$e_{min} \geq \frac{D + 508}{400} \text{ mm}$$

$$e_{min} \geq \frac{3,800 + 508}{400} = 10.77 \text{ mm} = 1.077 \text{ cm}$$

El USBR propone:

$$e_{min} \geq \frac{D + 20}{400} \text{ (plg)}$$

$$D = 380 \text{ cm} = 149.606 \text{ plg.}$$

$$e_{min} = \frac{149.606 + 20}{400} = 0.424 \text{ plg} = 1.077 \text{ cm}$$

Espesor mínimo por manejo de la tubería circular según Parmakian

Considerando la acción del peso propio y estar apoyada en una cimentación rígida y a nivel.

$$e_{min} = \frac{9 R_2 \delta}{\tau_{max}}$$

Donde :

$e$  = espesor de manejo de la tubería (plg).

$R$  = radio medio de la placa (plg)

$\delta$  = peso por lb/plg<sup>3</sup> de placa (plg).

$\tau$  = esfuerzo máximo lb/plg<sup>2</sup>.

$$\tau_{max} = 500 ( 10.197 ) = 5,098.50 \text{ Kg/cm}^2$$

sustituyendo en la formula se tiene:

$$e_{min} = \frac{9(74.80315)^2(0.2833446)}{(72,452.605)} = 0.1969 \text{ plg} = 0.500 \text{ cm}$$

Por velocidad del agua para 2 unidades:

Teniendo un gasto para cada unidad de 29.5 m<sup>3</sup>/seg.

El gasto total es de 59 m<sup>3</sup>/seg.

$$v = \frac{Q}{\pi D^2} = \frac{59.06}{\pi (380)^2} = 5.2075 \frac{m}{seg.}$$

Por lo tanto el espesor mínimo para velocidades mayores a 3 m/seg es:

$$e_{min} = 0.0077(v) + 0.31 = 0.0077\left(\frac{380}{2}\right) + 0.31 = 1.773 \text{ cm}$$

En las siguientes dos tablas se resumen los cálculos obtenidos del análisis de la tubería, tanto en la parte superior como en la parte inferior.

## RESUMEN DE DISEÑO DEL BLINDAJE EN LA FORMACION TRANCAS SUPERIOR

ESTACION m	ELEVACION m	$\phi_i$ cm	$P_T$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_m$ cm ( pulg. )	$e_v$ cm ( pulg. )	$e_{P_T}$ cm ( pulg. )	$e_D$ cm ( pulg. )	$\tau_t$ kg/cm <sup>2</sup>	$I_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_T$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_{T0}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_A$ kg/cm <sup>2</sup>	
0+020.000	1,455.843	400	107.282	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.11 ( 7/16" )	1.9 ( 3/4" )	1,129.28	2,019.01	4.56	4.54		
0+221.320	1,438.484	400	154.455	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.59 ( 5/8" )	1.9 ( 3/4" )	1,625.85	2,019.01	4.56	4.54		
0+293.649	1,429.804	400	172.964	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.75 ( 11/16" )	1.9 ( 3/4" )	1,820.67	2,019.01	4.56	4.54		
0+329.814	1,425.465	400	182.22	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1,918.11	2,019.01	4.58	4.54		
0+347.896	1,423.295	400	186.86	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1,988.95	2,019.01	4.56	4.54		
0+358.937	1,422.210	400	189.17	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1,991.26	2,019.01	4.56	4.54		
0+361.458	1,421.867	400	190.33	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	2,003.47	2,019.01	4.56	4.54		
0+365.978	1,421.125	400	191.492	2.54 ( 1" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	2,005.05	2,019.01	4.56	4.54		
0+372.478	1,418.860	380	194.67	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1.9 ( 3/4" )	1,946.70	2,019.01	4.56	4.54		
0+388.222	1,391.590	380	224.85	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	2.22 ( 7/8" )	2.22 ( 7/8" )	1,924.39	2,019.01	6.69	6.65		
0+403.966	1,355.320	380	264.29	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	2.54 ( 1" )	2.54 ( 1" )	1,978.97	2,019.01	8.4	8.37		
0+422.959	1,322.440	380	300.67	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	2.86 ( 1 1/8" )	2.86 ( 1 1/8" )	1,997.45	2,019.01	10.31	10.26		
0+441.953	1,289.530	380	337.08	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	3.175 ( 1 1/4" )	3.175 ( 1 1/4" )	2,017.17	2,019.01	12.35	12.3		
0+460.000	1,286.960	380	342.11	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	3.38 ( 1 5/16" )	3.49 ( 1 3/8" )	1,862.44	2,019.01	14.51	14.26		
0+478.000	1,238.090	360	396.89	2.38 ( 15/16" )	1.9 ( 3/4" )	3.81 ( 1 1/2" )	3.81 ( 1 1/2" )	1,979.24	2,019.01	16.78	16.69		

\* ESTE ESPESOR NO RIGE EL DISEÑO, DEBIDO A QUE SE COLOCARAN "ARAÑAS" ATIESADORAS DURANTE EL MANEJO TRANSPORTE Y MONTAJE.

### SIMBOLOGIA

$\phi_i$  Diámetro interior

$P_T$  Presión de trabajo

$e_m$  Espesor necesario por manejabilidad

$e_v$  Espesor necesario por velocidad del agua

$e_{P_T}$  Espesor necesario por presión interna

$e_D$  Espesor de diseño

$\tau_t$  Esfuerzo actuante en la membrana debido a presión interna

$I_s$  Esfuerzo permisible en el blindaje  $I_s = 0.55 I_v$

$\tau_T$  Presión externa resistente en el blindaje sin considerar ovalidad

$\tau_{T0}$  Presión externa resistente en el blindaje considerando ovalidad

$\tau_A$  Presión externa actuante

TABLA 1.XLS

## RESUMEN DE DISEÑO DEL BLINDAJE EN LA FORMACION TRANCAS INFERIOR

DATOS DE DISEÑO

ESTACION m	ELEVACION m	DIAM. INT. cm	PRESION DE TRABAJO kg/cm <sup>2</sup>	ESPESOR DE MEMBRANA			ESFUERZOS DE TENSION ACTUANTE			ESFZO. DE COMP. RADIAL ACTUANTE			ESFUERZO PERMISIBLE EN ROCA kg/cm <sup>2</sup>	RESIST. A PRESION HIDROSTATICA		
				NAMEJO cm ( pulg )	VELOCIDAD cm ( pulg )	PRESION INTERIOR cm ( pulg )	MEMBRANA kg/cm <sup>2</sup>	CONCRETO FIBRA INTERIOR	CONCRETO FIBRA EXTERIOR	MEMBRANA kg/cm <sup>2</sup>	CONCRETO kg/cm <sup>2</sup>	ROCA kg/cm <sup>2</sup>		DE TRABAJO NORMAL	CON OVALIDAD	
0-453.963	1,268.719	380	35.00	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	1.4288 (9/16")	2018.50	20.61	12.33	-15.18	-13.10	-7.62	-17.95	2.95	2.94	ACERO tipo ASTM-a131 AM-130 lamina controlada fy = 3.670 kg/cm <sup>2</sup> fs = 2.018.50 kg/cm <sup>2</sup> como estucto temple
0-471.963	1,237.540	380	39.36	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	1.7463 (11/16")	2018.50	20.71	12.36	-18.55	-13.18	-7.63	-19.60	4.30	4.29	
0-489.963	1,206.365	380	42.81	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	2.0638 (13/16")	2018.50	20.80	12.38	-21.92	-13.25	-7.63	-21.41	5.82	5.79	
0-507.963	1,175.188	380	46.27	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	2.3813 (15/16")	2018.50	20.90	12.43	-25.29	-13.33	-7.64	-23.14	7.51	7.47	
0-525.963	1,144.010	380	49.73	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	2.6988 (1 1/16")	2018.50	21.00	12.46	-28.67	-13.41	-7.65	-24.47	9.25	9.30	CONCRETO f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> tipo = 20.83 kg/cm <sup>2</sup> tenac:
0-543.963	1,112.835	380	53.18	2.380 (15/16")	1.905 (3/4")	3.0163 (1 3/16")	2018.50	21.09	12.49	-32.04	-13.45	-7.65	-26.59	11.32	11.27	
0-543.963	1,112.835	360	53.18	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	2.8575 (1 1/8")	2018.50	21.25	12.27	-32.04	-13.78	-7.36	-26.59	11.32	11.27	SIMBOLOGIA + tension - compresion
0-561.963	1,081.658	360	56.64	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	3.1175 (1 1/4")	2018.50	21.17	12.20	-35.60	-13.74	-7.30	-25.32	13.54	13.47	
0-579.963	1,050.480	360	60.09	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	3.4925 (1 3/8")	2018.50	21.07	12.12	-13.16	-13.68	-7.24	-30.05	15.88	15.81	La capacidad de carga de trabajo de la roca se tipo con la mitad de lo PTD para cada seccion estudiada
0-597.963	1,019.304	360	63.55	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	3.81 (1 1/2")	2018.50	20.97	12.04	-42.73	-13.64	-7.18	-31.78	16.34	16.25	
0-615.963	988.127	360	67.01	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	4.1275 (1 5/8")	2018.50	20.89	11.96	-46.28	-13.60	-7.12	-33.51	20.90	20.81	
0-633.963	956.950	360	70.50	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	4.445 (1 3/4")	2018.50	20.79	11.96	-49.85	-13.56	-7.15	-35.25	23.56	23.46	
0-703.963	956.950	360	71.432	2.225 (3/4")	1.7463 (3/4")	4.445 (1 3/4")	2018.50	21.76	12.44	-49.84	-14.49	-7.40	-35.72	23.56	23.46	

<b>SIMBOLOGIA</b>		
$\phi_i$ Diámetro interior	E <sub>P</sub> Espesor necesario por presión interna	T <sub>T</sub> Presión externa resistente en el blindaje sin considerar ovalidad
P <sub>T</sub> Presión de trabajo	E <sub>D</sub> Espesor de diseño	T <sub>Tc</sub> Presión externa resistente en el blindaje considerando ovalidad
e <sub>m</sub> Espesor necesario por manejabilidad	T <sub>i</sub> Esfuerzo actuante en la membrana debido a presión interna	T <sub>A</sub> Presión externa actuante
e <sub>v</sub> Espesor necesario por velocidad del agua	I <sub>s</sub> Esfuerzo permisible en el blindaje I <sub>s</sub> = 0.55 I <sub>c</sub>	

## 5. ASPECTOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

### 5.1 Tipos de acero

La selección del tipo de acero que se ha de utilizar en la construcción de una tubería a presión es cuestión básicamente de economía, que toma en cuenta la presión interna de diseño, el espesor requerido para soportar la presión externa sin pandearse y el espesor mínimo por manejo.

Este último espesor es un límite mínimo para prevenir deformaciones indeseables durante el transporte e instalación de las placas y secciones armadas. En general no controla el diseño, que mas bien debe satisfacer un balance entre los requerimientos por presión interior y los de presión exterior.

La C.F.E. recomienda un espesor mínimo que cumpla con la siguiente expresión:

$$t_m = d + 20 / 400 \quad (5.1)$$

donde:

$t_m$  - espesor mínimo por manejo en plg

$d$  - diámetro en plg

El USBR recomienda que el espesor mínimo por manejo se determine según la expresión:

$$t_m = d = 1000 / 400 \quad (5.2)$$

donde:

$t_m$  - espesor mínimo por manejo en mm

$d$  - diámetro en m

Bonnyman propone los siguientes espesores por manejo:

Diámetro	Espesor Mínimo
$D < 1.21$ m	1/4"
$1.21 < D < 3.65$ m	3/8"
$3.65 < D < 6.09$ m	1/2"

Sin embargo, para tuberías de gran diámetro tal vez sea mas económico considerar arriostramientos temporales.

La ASCE especifica que solo se deberá utilizar acero con bajo contenido de carbón de grano fino (Co 20%), fabricado para tanques a presión.

Una consideración importante al seleccionar el tipo de acero y espesor para la placa de revestimiento es la necesidad del costoso tratamiento térmico post soldado que debe aplicarse en horno de gas a las secciones fabricadas con un espesor mayor a cierto límite. Según la norma ASME este límite es de 1.5 pulgadas para aceros A516 o A537, que deben tratarse a 593 grados centígrados; para acero A517 el límite es de 1.47 cm y deben tratarse a la misma temperatura.

## 5.2 Fabricación del acero

Los estándares comunes especifican que las placas deberán fabricarse con un proceso de horno de oxígeno, con terminado completamente inerte y grano

fino, que la producción de placas debe ser el convencional (templado con horno de temperatura controlada).

En cuanto a pruebas se deberán de realizar pruebas de tensión en cada placa, en el borde superior, a 1/4" del ancho, pruebas de fluencia, de tensión, de elongación, y reducción de área. Además pruebas de impacto, y una inspección ultrasónica según ASTM 433.

Adicionalmente, a los requerimientos de dichas normas, existen otros más que pueden especificarse según sea el caso. Entre ellos se incluyen tratamiento de vacío, pruebas especiales de tensión, pruebas de impacto, pruebas de flexión e inspección con métodos no destructivos.

### 5.3 Especificaciones

No existe un código internacionalmente aceptado para tuberías a presión, y cada país desarrolla sus propias normas. Sin embargo, una buena guía son las normas para tanques a presión.

A continuación se mencionan algunas normas ASTM:

Norma	Título
A516/A 516M-86	Placas de acero al carbón para tanques a presión con temperaturas de servicio bajas y moderadas.

A612/A 612M-87	Placas de acero al carbón, de alta resistencia, para tanques a presión con temperaturas de servicio bajas y moderadas.
A678/A 678M-88	Placas de acero al carbón, de alta resistencia, templadas con o sin horno, de baja aleación, para aplicaciones estructurales
A517/A 517M-87a	Placas de aleación de acero de alta resistencia templadas con o sin horno, para tanques a presión.
A131-EH ó DH	Acero normalizado con un contenido máximo de carbón del 20% y un límite elástico de 255 a 500 MPa.

En estas normas se establecen criterios de fabricación del acero según el proceso ( crisol abierto, básico de oxígeno, horno eléctrico), de tratamiento térmico, parámetros de contenido de elementos residuales y acompañantes (carbón, manganeso, fósforo, sulfuros, silicón, cobre, níquel, cromo, por mencionar algunos), requerimientos mecánicos; (pruebas a tensión, esfuerzos de fluencia, elongación) y tipo y número de pruebas no destructivas a realizarse por bachada.

## **5.4 Pedido de placa de acero**

En el pedido de los materiales se utilizaron únicamente aceros de grano fino, especialmente calmados, resistentes al envejecimiento, tenaces en estado frío y con características de soldabilidad excelentes. Estos aceros pueden estar en cualquiera de las siguientes condiciones:

- a) Condición normalizado con un máximo contenido de carbón de 0.20 % y un límite elástico entre 255 y 500 MPa.
- b) Condición templado y revenido con un máximo contenido de carbón de 0.20 % y un límite elástico hasta 600 MPa.
- c) Condición rolado termomecánicamente aceros TM, con bajo contenido de carbón y con un límite elástico entre 355 y 500 Mpa.

### **5.4.1 Aceros según las siguientes normas o sus equivalentes**

- a) ASTM A 131 , calidad DH o EH (acero normalizado)
- b) ASTM A 537, clase 1 (acero normalizado)  
clase 2 (acero templado y revenido)
- c) DIN 17102 (norma Alemana, aceros normalizados)
- d) SEW 083, edición de Dic.1984 (norma Alemana, aceros TM;  
pero con las siguientes condiciones adicionales:
  - 0.14 % máximo de carbono
  - 0.18 % máximo de vanadio
  - 0.15 % máximo total de niobio+titanio+vanadio

Las tapas de los agujeros de inyección, las placas de respaldo para soldaduras de montaje, las tapas de las ventanas de inspección, los anillos de refuerzo y todos los accesorios complementarios que integran la tubería, tendrán las mismas características antes indicadas.

### **5.5 Pruebas de aceptación de materiales**

En general, todas las placas de la tubería a presión (tubos rectos, codos, conos, bifurcaciones, anillos, refuerzos, etc. ) serán fabricados según un proceso que garantiza un contenido muy bajo de azufre y fósforo. Para obtener una calidad adecuada se determinaran las siguientes pruebas durante la fabricación de las placas para cada colada y para cada placa ( unidad de rolado ) :

- a) Análisis químico
- b) Límite de fluencia
- c) Esfuerzo máximo de tensión
- d) Elongación
- e) Tenacidad de impacto
- f) Charpy V, transversal, no envejecido
- g) Temperatura de prueba 20 grados celsius
- h) Energía mínima absorbida 45 joules  
( valor promedio para 3 pruebas )

- i) Inspección por ultrasonido según la norma ASTM A 435.  
pero con una retícula de 200 mm

Para las placas que forman parte de las bifurcaciones y que son expuestas a tensiones transversales al espesor se deberá prever adicionalmente ensayos de tensión transversales. La mínima reducción del área debe ser de 35 %.

## 5.6 Tolerancias de fabricación y montaje

Para la fabricación de los tubos se deberá cumplir con las siguientes tolerancias. Para garantizar dichas tolerancias será conveniente de rigidizar los tubos temporalmente, con respecto a las deformaciones causadas por el peso propio de los tubos.

Las tolerancias especificadas en esta especificación están en base de las recomendaciones del CECT

### 5.6.1 Redondez

- a) Ovalidad se deberá suponer lo siguiente:

$$(D_{\max} - D_{\min}) / D_{\text{nom}} < 0.005 \quad (5.3)$$

donde :

$D_{\max}$  - diámetro máximo en m

$D_{\min}$  - diámetro mínimo en m

$D_{\text{nom}}$  - diámetro teórico en m

- b) Curvatura local la curvatura local se deberá medir por medio de una plantilla con longitud de 50 % del radio, con las siguientes tolerancias:

$$@ h < (2r/1000 + 20/t + 0.5) \quad (5.4)$$

donde:

r - radio interior en mm

t - espesor en mm

@ h - desviación de la plantilla en mm

### 5.6.2 Juntas de expansión

a) Perímetro de un tubo. La desviación máxima del perímetro teórica es de

+6.0 / -2.0 mm ; se deberá verificar en todo caso que se pueda montar cada tubo adjunto sin ningún problema.

### 5.6.3 Alineación longitudinal

a) Longitud de un tubo prefabricado (unidad para el montaje), desviación máxima de la longitud teórica: +/- 3.0 mm

b) La desviación del tubo de una línea recta no debe rebasar el  $2L / 1000$ , donde L es la longitud del tubo en mm.

### 5.6.4 Biseles para soldadura

- Si los espesores de las placas por unirse son diferentes en mas de 3.0 mm , se deberá de hacer un chaflán de 1:4 a la placa mas ancha con el fin de recibir el cordón de soldadura.

## **5.7 Fabricación en sitio**

Se entiende por fabricación en sitio a la ejecución de todos los procesos de manufactura necesarios en la construcción de una tubería, una bifurcación o unas compuertas en un taller de campo especial instalado temporalmente en un lugar tan cercano al sitio de instalación como sea posible. Las ventajas que se tienen en este tipo de fabricación son las siguientes:

- a) Ahorro en el costo de transporte
- b) Optimización del equipo especial
- c) Aprovechamiento máximo de la mano de obra local
- d) Entrenamiento y capacitación de los trabajadores locales
- e) Transferencia de tecnología a la industria local
- f) Flexibilidad ante modificaciones del programa de obra o las secuencias de instalación
- g) Mejor coordinación entre los constructores
- h) Posibilidad de supervisión directa de la gerencia de proyecto y el cliente

## 6. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

### 6.1 Excavación

Para el proyecto fue necesario seleccionar tres tipos de excavación, el primero se desarrollo a lo largo del tramo superior, fue excavado en forma convencional con voladuras. Las excavaciones preliminares de galerías y túneles auxiliares de acceso mostraron que la formación trancas superior en donde se aloja este tramo de túnel, se tiene rocas muy competentes.

Para la sección de excavación del túnel inclinado fue necesario utilizar una contrapocera ( véase figura 6.1 ), para completar la sección de excavación mediante banqueo. Originalmente se había planeado excavar este túnel mediante la canastilla trepadora llamada alimak, la cual consiste en una jaula, izable por medio de cables y malacate desde donde los perforistas barrenan, cargan y truenan, la rezaga cae por gravedad al piso del túnel, la canastilla va fijándose a las paredes del túnel ya excavado mediante un sistema de riel con cremallera y desde luego el sistema de ataque es de abajo hacia arriba para aprovechar la caída de la rezaga a lo largo del túnel excavado ( véase figura 6.2 )

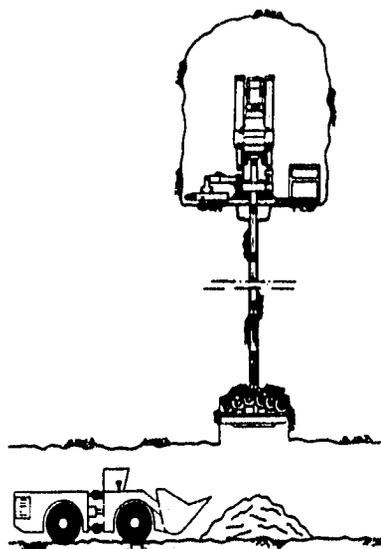


Figura 6.1 Contrapocera

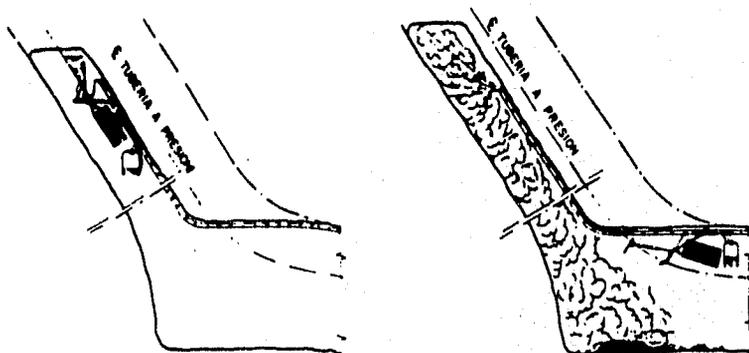


Figura 6.2 Excavación con Allmak

## **6.2 Juntas de expansión**

Las juntas de expansión se utilizan en las tuberías exteriores para permitir acomodos según los movimientos generados por las variaciones de temperatura, y en el caso de tuberías en trinchera para permitir pase a través de dos estructuras distintas en las que se pueden presentar asentamientos o deflexiones.

Las fuerzas generadas por las expansiones y contracciones son tan importantes que si se colocan juntas de expansión, o de cualquier otro dispositivo que las absorba, la tubería puede pandearse como columna esbelta.

## **6.3 Tubería al exterior**

En el caso de pendientes muy fuertes, se recomienda que la tubería se instale desde el fondo hacia arriba, con el fin de evitar que las secciones se deslicen hacia abajo al ir siendo instaladas. Conforme se van colocando hacia arriba el espacio entre secciones puede mantenerse constante con el uso de soportes temporales de acero o madera.

## **6.4 Tubería interior**

Para una tubería interior ó cerrada se especifica una temperatura de montaje, que será previamente seleccionada de manera que los esfuerzos de temperatura sean mínimos. Sin embargo, en la práctica generalmente resulta mas económico prefatigar la tubería, esto es, se produce en la tubería una deformación longitudinal tal, que el esfuerzo longitudinal a la temperatura de montaje sea cero.

## 6.5 Concreto de empaque

Después de haberse excavado un túnel en roca y colocarse un revestimiento de acero, será necesario rellenar de concreto el espacio entre la tubería y el túnel, para después inyectar a presión lechada de cemento para rellenar los huecos que hayan quedado a pesar de la aplicación de dicho concreto.

El concreto utilizado para el relleno del espacio entre la placa de acero y la roca circundante deberá presentar resistencia a posibles ataques químicos debido a los minerales que existen en el subsuelo, así como también la erosión mecánica por el flujo de agua en el mismo.

Comúnmente el concreto se coloca por medio de bombas neumáticas, pero mas recientemente se han venido utilizando colocadores neumáticos, que mediante aire comprimido disparan el concreto hasta su posición.

En caso de la bomba mecánica, el concreto de relleno se introduce por detrás de la placa de acero, mediante un tubo ubicado en la parte alta del túnel. El tubo se mantiene sumergido en el concreto, dejándolo fluir alrededor de la placa de revestimiento.

Si se combina la resistencia por fricción a lo largo de la superficie externa de la placa, un ventaneo deficiente y asentamientos durante el fraguado, pueden formarse oquedades en el relleno de la parte inferior de la tubería. Estos huecos puede tener un ángulo entre 40 y 60 grados, pero por lo general son poco profundos y para rellenarlos se aplica lechada de contacto.

Para lograr una buena aplicación de lechada es necesario preparar ventanas, y una vez terminado el colado, aplicar a dichas ventanas una soldadura de sello que impida posibles filtraciones. Para prevenir fisuras en este sello, se debe preparar una muesca especial que permita las contracciones por soldadura.

## **6.6 Soldadura en campo:**

### **6.6.1 Tipos de soldadura**

Los procedimientos de soldadura para tuberías a presión, son básicamente cuatro:

a) Soldadura de arco, con cobertura de metal, principalmente se usa para soldaduras en sitio y muy raramente en el taller, dependiendo de la habilidad del soldador y los costos que represente.

b) Soldadura de arco sumergido SAW, es la mas utilizada en taller tanto para costuras longitudinales como para circunferenciales. El número de capas será el menos posible (solo dos de preferencia).

c) Soldadura de arco con cobertura de gas gmaw, es poca utilizada, pues en el taller la de arco sumergido es mas eficiente y en sitio se tienen problemas con la aplicación de la cobertura de gas.

d) Soldadura revestida de fúndante FCW

### **6.6.2 Tolerancias**

Los cordones de soldadura en las superficies interiores de los tubos no deberán sobresalir mas de 1.6 mm de la superficie del tubo y en caso contrario, deberán esmerilarse para que no excedan de esa dimensión.

El desplazamiento de las uniones no debe rebasar 1.0 mm en las soldaduras longitudinales y los 2.0 mm en las soldaduras circunferenciales.

Cerca de las soldaduras longitudinales la desviación del círculo exacto no debe rebasar los +/- 2.5 mm. Dicha desviación se deberá medir por medio de una plantilla con el radio teórico del tubo y una longitud de 500 mm.

La unión o acoplamiento de tramos con espesores diferentes, con una diferencia en espesor de mas de 3.0 mm, se realizará con una transmisión progresiva y una pendiente de 1:4.

Para soldaduras circunferenciales de montaje utilizando platinas de respaldo no se permite diferencias en los espesores.

### **6.6.3 Pruebas de aceptación**

Para garantizar una calidad buena de la soldadura se deberá obtener muestras de ejecución. Dichas muestras se preparan como sigue: soldar dos placas a un lado del canuto en la prolongación de la soldadura longitudinal, soldar la soldadura longitudinal las dos placas y después cortar las placas para obtener la muestra.

El alcance de las pruebas deberá equivaler lo especificado para la calificación del procedimiento de soldadura. Las características mecánicas deberán cumplir como mínimo con los especificados.

Las pruebas que se aplican principalmente a la soldadura para tuberías a presión son:

- a) RT prueba de rayos X
- b) UT prueba de ultrasonido
- c) MT prueba de las partículas magnéticas
- d) PT prueba de penetración de colorantes

Las pruebas de las partículas magnéticas y la de penetración de colorantes solo se aplican para la inspección de la superficie de la soldadura y en la práctica, deberá usarse preferentemente el método de las partículas magnéticas.

Actualmente el equipo más usado es el de ultrasonido y permite obtener la impresión en sitio de los resultados de la prueba, además de quedar registrados en una memoria, que permite la exacta reproducción de pruebas en cualquier momento. La brigada de pruebas de ultrasonido puede ir solo un poco atrás de los soldadores, facilitando las reparaciones. Además, es posible determinar cual fue el operador que ha soldado deficientemente para notificarle de su falla y corregir un mal procedimiento inmediatamente.

Cosa contraria sucede con la radiografía que será necesario esperar los resultados al día siguiente, ocasionando el avance de toda una jornada de soldadura deficiente si es que la hubiese. Por lo tanto se concluye lo siguiente:

a) La inspección con ultrasonido ha provocado ser más efectiva que las radiografías para localizar defectos de falta de fusión.

b) La retroalimentación más rápida del ultrasonido puede llevar a una disminución importante en los defectos, y por lo tanto en los índices de reparación.

c) El mapeo confiable de las dimensiones de los defectos que permitirá adoptar un criterio de aceptación basado en la mecánica de las fracturas.

d) La porosidad sigue siendo un defecto de importancia en cuanto a su índice de ocurrencia, por lo que los rayos X seguirán siendo necesarios.

#### **6.6.4 Consideraciones generales**

Finalmente se mencionará que con el objeto de disminuir la zona afectada por el calentamiento **haz** que se produce al soldar, se deberán ajustar cuidadosamente todos los parámetros que intervienen en el proceso de soldadura y que son: amperaje, voltaje, velocidad de aplicación y longitud del cordón.

Las soldaduras circunferenciales en el sitio se deberán de realizar únicamente por dentro de la tubería, con el fin de ahorrarse costo de excavación del túnel y material de relleno de concreto. El material para la tira de apoyo de dicha soldadura deberá de ser de acero dulce esto es menos del 15 % de carbón.

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

## 7. CONCLUSIONES

Como conclusión se resumirá en forma muy general, el procedimiento a seguir para diseñar una Tubería a Presión así como algunos comentarios de la prueba hidrostática llevada a cabo en la Conducción a Presión del P.H. ZIMAPÁN.

1. Elegir un horizonte de planeación, generalmente de 30 a 50 años.
2. Dividir la longitud total de la conducción en varios tramos. La longitud de cada tramo depende de la longitud total de la tubería, de la presión en cada tramo y del tipo de terreno.
3. Escoger, con algún criterio de diámetro económico, un diámetro inicial para cada tramo, tomando en cuenta que conviene ir disminuyendo los diámetros en el sentido del flujo aguas abajo.
4. Determinar el gradiente hidráulico en condición estática considerando la distribución de cargas piezométricas en la conducción, (pérdidas de carga a lo largo de toda la conducción) y determinar también la sobrepresión que se puede alcanzar en cada tramo debida al golpe de ariete.
5. Determinar la presión exterior debida a la presión hidrostática y al concreto de empaque.
6. Calcular el espesor de la tubería según la presión interior, después revisar la resistencia de la misma contra pandeo por presión exterior, y en

caso necesario proponer la sección y separación de los anillos de refuerzo requeridos si son requeridos.

7. Por último se calculará el costo de la tubería instalada y el costo de la energía no generada por pérdidas de carga.

En la medida que la tecnología avanza se elaboraron cálculos manuales y por computadora que hoy en día facilitan el análisis y el diseño de una Conducción a Presión, realizándose en un corto tiempo y con mayor exactitud.

Como comentario final cabe señalar, que ante la inminente entrada en operación de las unidades turbo-generadoras y la gran longitud del túnel de conducción, fue necesario efectuar las pruebas de llenado tanto del túnel como de la tubería a presión, con el objeto de detectar posibles fugas y analizar el comportamiento de los revestimientos del concreto y del acero, así como de todo el conjunto que integra la conducción, para garantizar su buen funcionamiento.

Para ello fue necesario elaborar un documento que mostrara el proceso a seguir para el llenado, considerando para ello la prueba hidrostática, el llenado definitivo, incluyendo, obviamente la etapa de operación en futuros vaciados y llenados.

A manera de conclusión y con los resultados obtenidos de las pruebas de llenado, se puede decir que las filtraciones que se presentaron en toda la conducción fueron menores, comparadas con otras conducciones construidas a nivel mundial en rocas similares ( calizas ) los cuales presentan filtraciones de 12 a 28 veces superiores a los 126 l / s registrados a lo largo de toda la conducción del P.H Zimapán.

Finalmente los resultados obtenidos de la prueba fueron alentadores permitiendo continuar con el llenado hasta alcanzar la comunicación con el embalse, sin embargo se deberá de inspeccionar en forma aleatoria durante el proceso de explotación del proyecto para conocer su comportamiento en tiempos futuros.

**LISTA DE FIGURAS****página**

Figura 1.1 Localización del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán	2
Figura 2.1 Localización definitiva de la tubería	14
Figura 2.2 Conexión pozo de oscilación y tubería	15
Figura 2.3 Galería de la válvula	16
Figura 2.4 Atraque en curva vertical	17
Figura 2.5 Dimensiones de la Conducción de la Tubería a Presión	21
Figura 3.1 Geología regional	22
Figura 3.2 Perfil geológico	23
Figura 3.3 Distribución de fisuras en la roca de un túnel con revestimiento de acero	24
Figura 3.4 Distribución de esfuerzos en la roca de un túnel	25
Figura 3.5 Dimensión de fisuras	29
Figura 3.6 Elementos de la estabilidad de pendientes de roca	31
Figura 4.1 Lóbulo, onda o indentación de pandeo en la Tubería a Presión, según Amstutz	37
Figura 4.2 Elementos utilizados en el método de Jaeger ( roca sana )	38
Figura 4.3 Elementos utilizados en el método de Jaeger ( roca fisurada )	42
Figura 4.4 Perfil de la tubería a presión	45
Figura 6.1 Contrapocera	73
Figura 6.2 Excavación con alimak	73

**REFERENCIAS****página**

1.- JAEGER. Rock mechanics and engineering, Cambridge (1972)	25
2.- JACOBSEN. Pressure distribution in steel lined rock tunnels and shafts. w.p. and d.c., (dic. 1977)	25
3.- AMSTUTZ. Buckling of pressure-shaft and tunnel linings. w.p. and d.c., (1970)	31
4.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE CFE, (1981)	57