



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANTEPROYECTO DE LA PRESA DE
ALMACENAMIENTO "EL ABREVADERO" SOBRE
EL RÍO AMATZINAC EN EL ESTADO DE
MORELOS**

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

QUE PRESENTA:

LAURA GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ



DIRECTOR DE TESIS
ING. ROBERTO CARVAJAL RODRÍGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/100/03

Señorita
LAURA GONZALEZ DOMINGUEZ
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.

"ANTEPROYECTO DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO "EL ABREVADERO" SOBRE EL RIO AMATZINAC EN EL ESTADO DE MORELOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
- II. PRESENTACION DEL ANTEPROYECTO
- III. ESTUDIOS PRELIMINARES
- IV. ANTEPROYECTO DE LA PRESA Y ESTRUCTURAS
COMPLEMENTARIAS
- V. 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 HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitario a 29 Septiembre 2003
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar deseo agradecer a mis padres Lucina y Felipe por el apoyo brindado durante mi vida académica y a mi hermana Andrea y su esposo Fernando por llenar la casa de alegría con la presencia de Adriel.

Gracias a los amigos que me apoyaron, alentaron y acompañaron de forma constante a lo largo de la carrera y que aún siguen presentes.

Agradezco infinitamente a la Universidad Nacional Autónoma de México y en especial a la Facultad de ingeniería por haber sido parte fundamental en mi formación académica.

De antemano le agradezco al Ingeniero Roberto Carvajal por haber fungido como asesor de la presente tesis y a los miembros del sínodo por el tiempo que dedicaron para la revisión de la misma.

Por otro lado hago patente mi agradecimiento al personal de la Comisión Nacional del Agua por la información proporcionada para la realización de esta tesis. Así como a la señora Martha Castañeda, a todo el personal de la Gerencia de Construcción de Infraestructura Hidráulica muy en especial al Ing. Gonzalo Margalli Marengo, Ing. Francisco Mora Padilla, Ing. Alejandro Gómez Ruíz, y al Ing. Oscar Plaisant Wong de la Subgerencia de Diseño de Presas por su apoyo, confianza y motivación para la realización de este trabajo.

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. GENERALIDADES	3
1.1. Aprovechamientos hidráulicos	4
1.2. Etapas de planeación del proyecto de una obra hidráulica	6
1.3. Estructuras que en general integran una presa de almacenamiento	8
2. PRESENTACIÓN DEL ANTEPROYECTO	21
2.1. Objetivo del anteproyecto	22
2.1.1. Objetivo general	22
2.1.2. Antecedentes	22
2.1.3. Justificación	24
2.1.4. Situación actual	24
2.2. Información general	25
2.2.1. Localización	25
2.2.2. Aspectos físicos	26
2.2.2.1. Relieve	26
2.2.2.2. Geología	27
2.2.2.3. Hidrología	28
2.2.2.4. Clima	28
2.2.2.5. Sismología	30
2.2.3. Aspectos demográficos, económicos y sociales	30
2.2.3.1. Demografía	30
2.2.3.2. Actividades productivas	33
2.2.3.3. Servicios	34
2.2.3.4. Infraestructura	36
2.2.3.5. Uso del agua y suelos	37
2.2.3.6. Tenencia de la tierra	38
3. ESTUDIOS PRELIMINARES	40
3.1. Topografía	41
3.1.1. Topografía del vaso y la boquilla	41
3.1.2. Topografía de la zona de riego	41

INDICE

3.2.	Geología	42
3.2.1.	Condiciones geológicas del vaso y la boquilla	42
3.2.2.	Disponibilidad de materiales	43
3.2.3.	Conclusiones del estudio	44
3.2.4.	Recomendaciones	45
3.3.	Hidrología	45
3.3.1.	Régimen de la corriente	45
3.3.2.	Régimen de demandas	50
3.3.3.	Estudio de avenidas	52
3.3.4.	Dimensionamiento del vaso	53
3.3.5.	Tránsito de avenidas	55
3.4.	Impacto ambiental	57
3.4.1.	Características del sitio	57
3.4.2.	Identificación de impactos ambientales	58
3.4.3.	Recomendaciones para la prevención y mitigación del impacto ambiental	60
3.5.	Datos del anteproyecto	63
4.	ANTEPROYECTO DE LA PRESA Y ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS	64
4.1.	Descripción general de las estructuras principales	65
4.1.1.	Cortina	65
4.1.2.	Obra de excedencias	66
4.1.3.	Obra de toma	66
4.1.4.	Obra de desvío	67
4.2.	Cortina	68
4.2.1.	Fuerzas que actúan en la cortina	68
4.2.2.	Estabilidad estructural de la cortina	69
4.2.3.	Análisis de estabilidad	73
4.2.3.1.	Cargas ordinarias	73
4.2.3.2.	Cargas extraordinarias por hidrología	80
4.2.3.3.	Cargas extraordinarias por sismo	83
4.2.3.4.	Cargas extraordinarias por vaso vacío	88

INDICE

4.3.	Obra de excedencias	93
4.3.1.	Estructura de control	93
4.3.1.1.	Perfil del cimacio aguas abajo	93
4.3.1.2.	Perfil del cimacio aguas arriba	95
4.3.2.	Estructura terminal	95
4.4.	Obra de toma	96
4.4.1.	Cálculos hidráulicos	96
4.4.1.1.	Cálculo de pérdidas	98
5. CONCLUSIONES		103
BIBLIOGRAFÍA		106
APÉNDICE A		109
APÉNDICE B		120
PLANOS		123

INDICE DE TABLAS

2.1	Precipitación y temperatura medias mensuales.	29
2.2	Población por localidad y sexo.	31
2.3	Población económicamente activa por rama de actividad.	32
2.4	Distribución de la población.	32
2.5	Instalaciones educativas, alumnos y maestros con los que cuenta el municipio.	34
2.6	Alfabetismo en población de 15 años o más.	34

INDICE DE TABLAS

2.7	Unidades médicas y personal médico.	35
2.8	Cobertura de servicios públicos.	35
2.9	Infraestructura hidráulica existente.	37
2.10	Distribución de superficies por régimen de propiedad.	39
2.11	Ejido, número de ejidatarios y superficie de dotación.	39
3.1	Escurrecimientos medios mensuales	48
3.2	Escurrecimientos medios mensuales	49
3.3	Plan de cultivos ciclo otoño-invierno	50
3.4	Plan de cultivos ciclo primavera-verano	51
3.5	Régimen de demandas	51
3.6	Registro de precipitaciones en la estación Tlacotepec	53
3.7	Datos del anteproyecto	63
4.1	Momentos para la combinación de cargas ordinarias.	75
4.2	Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por hidrología.	81
4.3	Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por sismo.	86
4.4	Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por vaso vacío.	89
4.5	Resumen de los resultados obtenidos en los cuatro casos de análisis.	92

INDICE DE FIGURAS

1.1	Curva elevaciones-capacidades	10
1.2	Cortina de tierra	11
1.3	Cortina de enrocamiento	12
1.4	Cortina de materiales graduados	13
1.5	Cortina de gravedad	13
1.6	Cortina de bóveda	14
1.7	Cortina de contrafuertes	14
1.8	Obra de toma alojada en una cortina de concreto.	16
1.9	Obra de toma alojada en una cortina de materiales graduados.	16
1.10	Vertedor con canal lateral	19
1.11	Vertedor de abanico	19
1.12	Vertedor embudo	20
2.1	Ubicación del sitio del anteproyecto.	26
3.1	Topografía del vaso.	41
3.2	Ubicación de los bancos de préstamo.	44

INDICE DE FIGURAS

3.3	Subcuencas de la Barranca de Amatzinac	46
3.4	Gráfica de escurrimientos medios mensuales	47
3.5	Curva elevaciones-capacidades.	55
4.1	Diagrama de cuerpo libre de la sección transversal de la cortina.	72

INTRODUCCIÓN

El anteproyecto de una obra de infraestructura hidráulica representa un ejercicio muy completo, ya que para su elaboración intervienen diferentes áreas de la ingeniería civil. Planeación, topografía, geología e hidráulica son los principales factores a considerar para definir la ubicación y el diseño de la obra, cuyos criterios y lineamientos generales se combinan para formar una herramienta del proyectista y así proporcionar elementos suficientes para la toma de decisiones sobre seguir adelante o no con el anteproyecto. Además, al proyectar una obra de infraestructura hidráulica se deben tomar en cuenta los aspectos de un área más de la ingeniería civil, la construcción, ya que la finalidad de todo anteproyecto es ser construido y así cumplir con el objetivo para el que fue planeada.

En el primer capítulo se trata básicamente sobre los aprovechamientos hidráulicos y los elementos que los constituyen. También se describen las etapas de planeación de una obra hidráulica y la importancia de este proceso en un proyecto de este tipo. Asimismo se presentan las estructuras que en general integran una presa de almacenamiento.

En el segundo capítulo se realiza la presentación del anteproyecto en la cual se expone de forma general el objetivo de la obra de infraestructura hidráulica, los antecedentes, la justificación y la situación actual que guarda el ejido Tenango. Además se presenta la localización, los aspectos fisiográficos y los aspectos demográficos, económicos y sociales sobre el municipio de Jantetelco en el cual se ubica el ejido Tenango.

En el tercer capítulo se presenta la información sobre los estudios preliminares realizados en la zona donde se ubicará el anteproyecto. Topografía, geología, hidrología e impacto ambiental son las áreas de la ingeniería civil contempladas para la realización del anteproyecto de la presa de almacenamiento "El abrevadero".

En el cuarto capítulo se presenta de manera muy general el anteproyecto de las obras que integrarán la presa de almacenamiento. Se realiza el análisis de estabilidad de la

cortina de gravedad por el método convencional, el cálculo del perfil del cimacio aguas arriba y aguas abajo y el cálculo hidráulico de la obra de toma para el buen funcionamiento de la misma. Asimismo se describe de manera general las estructuras que integrarán la presa de almacenamiento.

En el quinto y último capítulo se presentan las conclusiones, las cuales están dirigidas a resaltar la importancia del anteproyecto en las actividades del ejido de Tenango, se presentan los principales beneficios.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Aprovechamientos hidráulicos

El agua es un recurso natural básico indispensable para la existencia y mantenimiento de la vida humana. Para poder satisfacer las necesidades de agua, en sus diversos usos como pueden ser: doméstico, público, urbano, agrícola, industrial o de algún otro orden, es necesario disponer del recurso en la cantidad y calidad requerida en forma oportuna, esto para garantizar el bienestar de los habitantes y el desarrollo económico del país.

El origen de las fuentes de abastecimiento de las cuales se sirve el hombre para su desarrollo cotidiano es el ciclo hidrológico, es decir, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios. Así, gracias al ciclo hidrológico, se encuentran disponibles los aprovechamientos hidráulicos en la naturaleza.

Los aprovechamientos hidráulicos se localizan en tierras emergidas, en forma de aguas superficiales, como los ríos, lagos y lagunas o subterráneas, acumuladas por infiltración como los acuíferos y corrientes subterráneas.

Los elementos que constituyen un aprovechamiento hidráulico superficial son los siguientes:

1. Área de captación o cuenca hidrológica: zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.
2. Almacenamiento: formado en un sitio previamente elegido, por obras civiles y equipos electromecánicos como presas o diques, en donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda, de acuerdo al fin o los fines a que se destine.

3. Derivación: en donde por medio de una presa, se desvía el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.
4. Sistema de conducción: puede estar formado por canales abiertos o cerrados y sus estructuras complementarias; a través de este se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.
5. Sistema de distribución: se constituye de acuerdo con el fin específico del aprovechamiento, como por ejemplo: canales o tuberías a presión.
6. Utilización directa del agua: se efectúa mediante elementos específicos según el fin de que se trate, como turbinas en el caso de plantas hidroeléctricas o tomas domiciliarias para abastecimiento.
7. Eliminación de volúmenes sobrantes: se efectúa por medio de un conjunto de estructuras especialmente construidas para tal efecto, como: el sistema de alcantarillado, drenes o estructuras de desfogue.

Para aprovechar las corrientes superficiales es necesario proyectar obras de captación como: presas de almacenamiento, presas derivadoras, plantas de bombeo y tomas directas. En el caso de las aguas subterráneas es necesario proyectar cajas de manantial, galerías filtrantes y pozos para posteriormente obtener el agua por bombeo. Las cajas de manantial, galerías filtrantes y los pozos se proponen sólo cuando no es posible cubrir las demandas de agua mediante aprovechamientos superficiales, ya que, en general resulta más caro que el uso del agua superficial.

Para seleccionar el sitio de un aprovechamiento hidráulico se toman en cuenta varios factores de acuerdo con el uso que se pretenda darle: generación de energía eléctrica, control de avenidas, riego, abastecimiento de agua potable, entre otros, así como las características hidrológicas, topográficas y geológicas del lugar.

1.2. Etapas de planeación del proyecto de una obra hidráulica

La situación actual del agua en el mundo y particularmente en México, es muy grave; la distribución de los recursos hidráulicos y las actividades que a partir de ellos se realizan no guardan una relación entre sí. En las zonas del país donde se ha concentrado el crecimiento demográfico y económico se localiza gran parte de la infraestructura productiva y social y es ahí donde hay menor disponibilidad del agua. Aunado a esto, el desequilibrio de los sistemas hidrológicos, la deforestación, la degradación de los suelos, de las cuencas, la contaminación de las corrientes y de los cuerpos de agua y otras realidades, no dejan lugar a duda que algunos aspectos fundamentales del desarrollo han fallado y que tienen que replantearse muchas cosas en función al manejo del agua en el país.

Es común que al definir las acciones a realizar para lograr el uso sustentable del agua se establezca que es necesario llevar a cabo una serie de proyectos, bien sea para mejorar la calidad del agua de un río o un lago, incrementar la recarga en un acuífero, ampliar las coberturas de agua potable o alcantarillado, uso eficiente del agua para el riego, entre otros. Para llegar a la decisión de llevar a cabo el proyecto de una obra hidráulica, la cual da origen a una obra de infraestructura que requiere inversiones importantes, es necesario realizar una planeación adecuada de dicho proyecto. La planeación es la base para la decisión que se tomará para seguir adelante o no en un proyecto propuesto y es claramente un aspecto muy importante de la ingeniería total del proyecto.

La planeación puede definirse como: *la consideración ordenada de un proyecto, desde la declaración original de objetivos a través de la evaluación de alternativas hasta la decisión final sobre un curso de acción.* A partir de esta definición podemos decir que el objetivo de la planeación de proyectos es la determinación de su viabilidad, para lo cual es necesario realizar estudios que permitan hacer un análisis multidisciplinario correcto y así obtener conclusiones con respecto a los aspectos técnicos, económicos y sociales de las alternativas consideradas. Las principales consideraciones que se tendrán que

tomar en cuenta al realizar la evaluación de un proyecto de una obra hidráulica son las siguientes:

- a) El proyecto dé solución inteligente a una necesidad social o económica, presente o futura, de forma eficiente, segura y rentable.
- b) El proyecto corresponda al fin que se persigue en forma conveniente.
- c) Los servicios que se pretendan obtener por medio del proyecto justifiquen su costo.

Un precedente esencial para el proceso de la planeación de un proyecto hidráulico es el establecimiento específico de las metas y objetivos, los cuales tienen que ser congruentes con las políticas y prioridades del Plan Nacional de Desarrollo y del Plan Hidráulico Nacional que establece la Comisión Nacional del Agua. Por las razones anteriormente expuestas el desarrollo del proyecto de un aprovechamiento hidráulico generalmente se divide en las siguientes etapas: estudio de gran visión, estudio de prefactibilidad, estudio de factibilidad y proyecto ejecutivo.

La planeación en su primera etapa inicia con un análisis situacional, el cual estará limitado en tiempo y recursos. En esta etapa se deberá realizar una visita de inspección, recopilar, interpretar y resumir la información relevante en el aspecto técnico, social y económico, analizando los acontecimientos pasados, las condiciones actuales y tratando de predecir las tendencias futuras para el aspecto de la planeación en cuestión. El resultado de este análisis es identificar, diagnosticar y jerarquizar las necesidades, las oportunidades para satisfacer estas, los beneficios, problemas y costos estimativos.

Si los resultados obtenidos en la etapa de estudio de gran visión son favorables para el desarrollo del proyecto, se continuará con la etapa de prefactibilidad. En esta etapa se realizarán los estudios de prefactibilidad necesarios para contar con la información básica de topografía, geología, hidrología, agrología, disponibilidad de materiales,

socioeconómica y ambiental preliminar; dimensionamiento preliminar, análisis de alternativas y estimación de costos y beneficios que nos permitan esbozar la magnitud del proyecto.

Con los resultados de las dos etapas anteriores se estará en condiciones de analizar el proyecto a nivel de factibilidad, efectuando levantamientos topográficos complementarios, exploraciones geológicas, estudios agrológicos, hidrológicos y socioeconómicos más detallados que sirvan como base para el estudio en cuestión.

Finalmente, en la etapa del proyecto ejecutivo, se definirán con base en los datos arrojados en las etapas anteriores, el sitio más favorable, el tamaño y tipo de presa, así como la capacidad según los escurrimientos y la demanda de agua para el aprovechamiento deseado. Además, es necesario determinar la relación beneficio costo, tasa interna de retorno, valor presente de los costos y beneficios. De igual manera se realizará la evaluación de parámetros técnicos, económicos y sociales que aporten elementos suficientes para elegir la mejor alternativa de solución al proyecto. La finalidad de esta etapa es contar con los elementos de diseño, construcción y especificaciones necesarios para proceder a la realización de la obra.

Si en alguna de las etapas anteriores se considera que el proyecto no es viable, se tendrá que modificar para continuar con la siguiente etapa, o bien, descartarlo o esperar a que cambien las condiciones del entorno y pueda ser entonces un proyecto viable.

1.3. Estructuras que en general integran una presa de almacenamiento

Una presa es una obra de captación de aguas superficiales y consiste en una construcción permanente en forma de dique vertedor que es interpuesto a todo lo ancho del cauce de un río o arroyo con el objeto de retener el agua y poder extraerla. Una presa de almacenamiento puede tener una o varias de las siguientes funciones de acuerdo con los propósitos a que se destine: abastecimiento de agua potable, riego,

generación de energía eléctrica, navegación, recreación, acuicultura, control de avenidas, retención de sedimentos y usos múltiples.

Las estructuras que en general integran una presa de almacenamiento son las siguientes: vaso de almacenamiento, boquilla, cortina, obra de toma, obra de excedencias y obra de desvío.

a) Vaso de almacenamiento.- El vaso es un depósito que se forma para acumular el agua, de acuerdo con la configuración topográfica del lugar y esta constituido por el fondo y las riberas de los ríos y una estructura de cierre, que es la cortina. El vaso sirve para regular los escurrimientos de un río, o sea, para acumular el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia y posteriormente aprovecharlo en época de sequía, cuando los escurrimientos son escasos.

Los principales niveles de un vaso de almacenamiento son los siguientes: NAMINO, NAMO y NAME.

a) El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación). Es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando ésta es para riego y otros usos, el NAMINO, coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. El volumen que queda abajo del NAMINO es el volumen muerto y del que no se puede disponer. El volumen que queda abajo del nivel de la toma es el de azolves y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa.

b) NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). Es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua.

c) NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias). Es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este

Las cortinas se pueden clasificar como vertedoras, cuando se proyectan para descargar el agua excedente sobre una parte de la presa diseñada para este fin, o bien, no vertedoras, cuando el agua es descargada a través de una obra alojada fuera del cuerpo de la cortina.

De acuerdo a los materiales que forman la estructura se pueden clasificar como: cortinas de tierra y enrocamiento y cortinas de concreto o mampostería.

Cortinas de tierra y enrocamiento.

- ❖ *Cortinas de tierra.* En su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren un mínimo tratamiento; el cuerpo total de la cortina está formado por tierra común, con ambos taludes protegidos por una capa de enrocamiento. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da mecánicamente la compactación de proyecto (figura 1.2). Las cortinas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías.

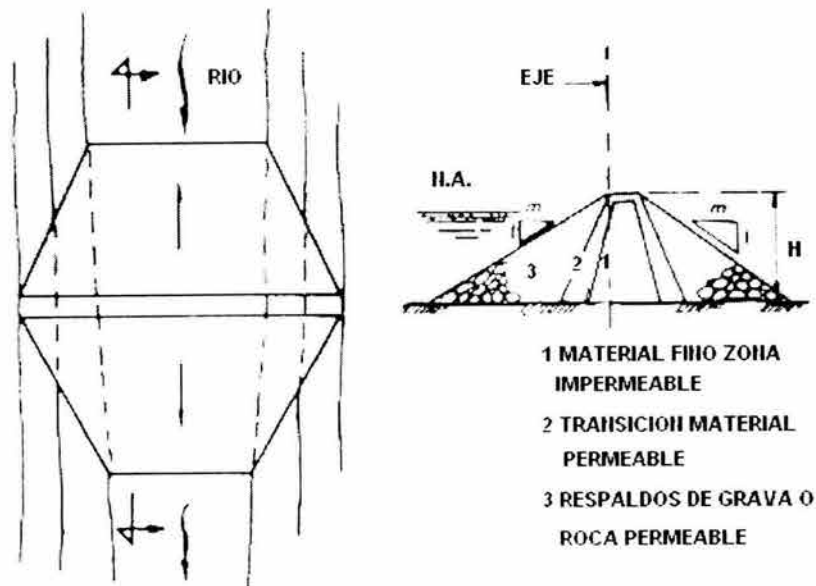


Figura 1.2 Cortina de tierra

- ❖ *Cortinas de enrocamiento.* Se utilizan rocas de tamaños graduados para dar soporte a una delgada zona impermeable, que puede ser una capa de material impermeable del lado del talud de aguas arriba, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero o un núcleo interior delgado de material impermeable (figura 1.3). Este tipo de cortina debe tener un vertedor de demasías con una capacidad adecuada para evitar daños. Se requiere una cimentación que no este sujeta a asentamientos de magnitudes suficientes para no romper la membrana impermeable.

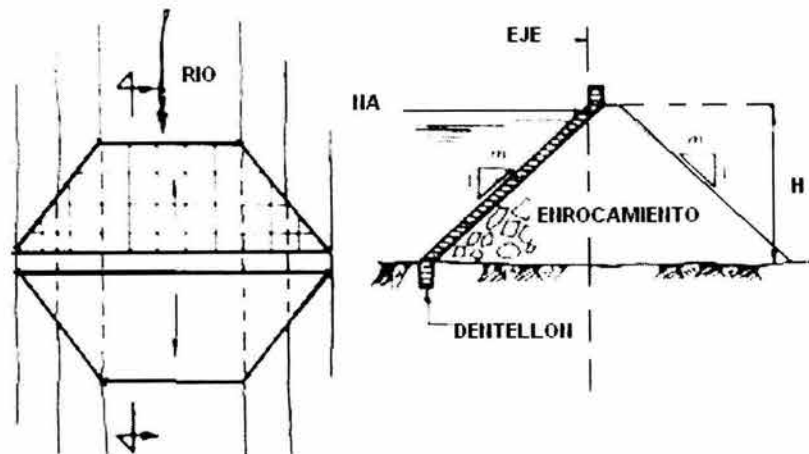


Figura 1.3 Cortina de enrocamiento

- ❖ *Cortinas de materiales graduados.* Al igual que en las de tierra interviene materiales en estado natural y los requisitos de cimentación no son tan exigentes. La diferencia entre ambos tipos es que las de tierra son homogéneas, o sea, están formadas por un solo tipo de material, mientras que las de materiales graduados, se forman por materiales de diferente granulometría que van desde los suelos finos en el corazón pasando por los filtros y transiciones hasta los respaldos de enrocamiento (figura 1.4).

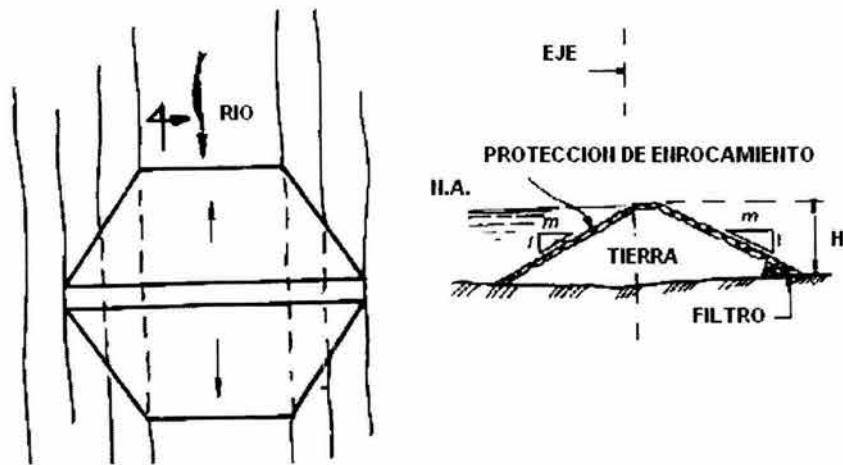


Figura 1.4 Cortina de materiales graduados

Cortinas de concreto o mampostería.

- ❖ *Cortinas de gravedad.* Este tipo de cortina se adapta a lugares en los que se dispone de una cimentación en roca razonablemente sana y pueden tener planta curva o recta. Esta cortina depende por completo de su propio peso para su estabilidad (figura 1.5).

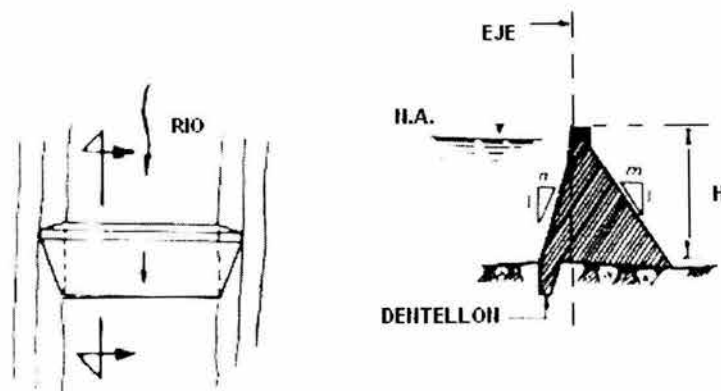


Figura 1.5 Cortina de gravedad

- ❖ *Cortinas de bóveda.* La cortina de este tipo se adapta a lugares en los que la relación del ancho de la boquilla y su altura no es muy grande y en las laderas se tiene roca sólida capaz de resistir los empujes horizontales (figura 1.6).

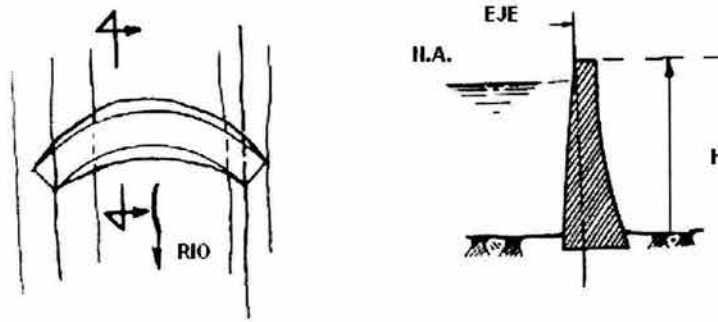


Figura 1.6 Cortina de bóveda

- ❖ Cortinas de contrafuertes. Este tipo de cortina comprende las de losas planas, arcos o bóvedas y machones (figura 1.7). Pueden requerir hasta un 60% menos de concreto que las presas macizas de gravedad, pero el costo aumenta debido a los moldes y al acero de refuerzo necesario, en el caso de las cubiertas a base losas planas.

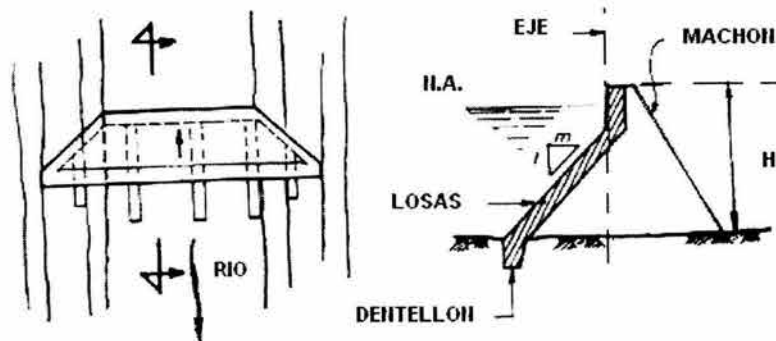


Figura 1.7 Cortina de contrafuertes

Los principales factores que intervienen en la selección del tipo de cortina más conveniente son: topografía, geología y materiales disponibles.

1. *Topografía.* La topografía en gran parte establece la primera elección del tipo de cortina. Dentro de ésta es importante la morfología de la boquilla ya que una boquilla amplia con taludes muy tendidos será propicia para la construcción de una cortina de tierra, de gravedad o contrafuertes. Si la boquilla fuera poco amplia y en forma de U puede pensarse en una cortina de arco. La topografía

también es importante porque nos permite saber la capacidad del vaso a diferentes alturas de la cortina y para la ubicación de uno o varios ejes que hagan económicamente posible el anteproyecto.

2. *Geología.* La geología interviene en cuanto a la capacidad de sustentación conforme a las propiedades mecánicas y de deformabilidad del suelo, así como de las condiciones de permeabilidad del mismo. De aquí se deduce si el terreno es capaz de soportar las cargas que transmitirá la cortina, la profundidad de desplante y el tratamiento necesario para la cimentación.
3. *Materiales disponibles.* Al realizar los reconocimientos geológicos debe observarse la potencialidad de los bancos de materiales, distancias de acarreo, accesos y afectaciones, así como las características físicas y mecánicas de los materiales. El tipo más económico de cortina será con frecuencia aquél para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad, buena calidad y dentro de distancias razonables del lugar del anteproyecto.

d) Obra de toma.- Es la estructura o estructuras a través de las cuales se extrae el agua del vaso en ciertas condiciones y características determinadas; consiste en: estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencia con equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

El conducto de la obra de toma se puede alojar en el cuerpo de las cortinas de concreto (*figura 1.8*), en cimentaciones de cortinas de tierra o enrocamiento (*figura 1.9*) o en túneles localizados en las márgenes del río, esto dependerá del fin para el que se destine, de las condiciones geológicas y topográficas del lugar, así como del tipo y dimensión de la cortina. Los conductos pueden descargar directamente al río o a los sistemas de conducción.

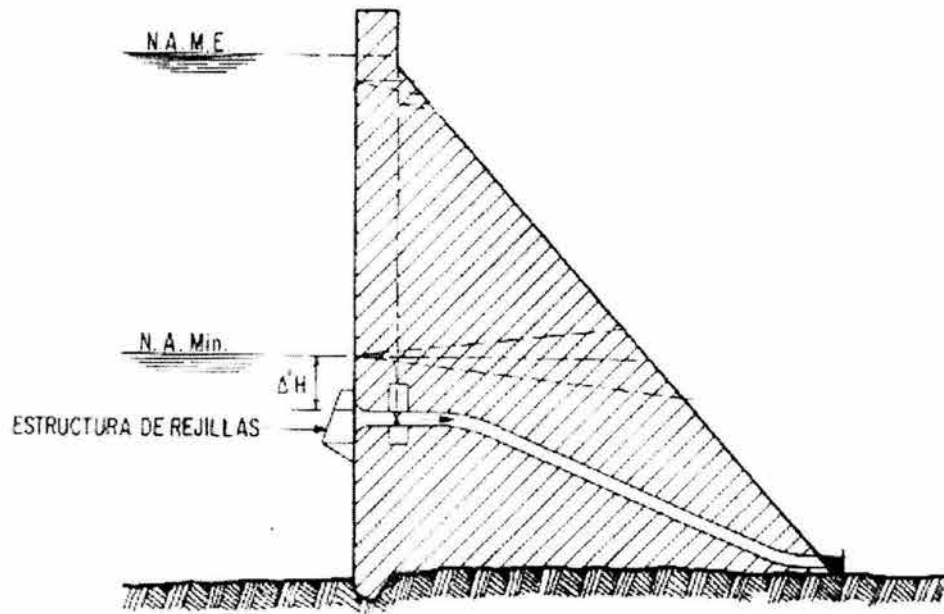


Figura 1.8 Obra de toma alojada en una cortina de concreto

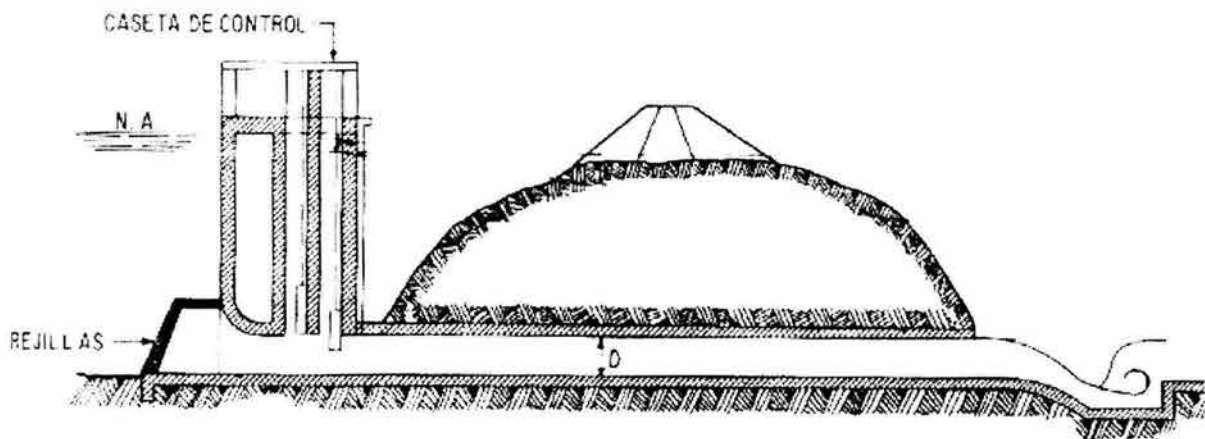


Figura 1.9 Obra de toma alojada en una cortina de materiales graduados

La capacidad y control de la obra de toma se proyecta para dar paso al agua en gastos específicos, según las demandas del régimen agrícola o cualquier requisito hidráulico especial del sistema como: abastecimiento de agua potable, generación de energía eléctrica, control de avenidas y en algunos casos, navegación fluvial. De acuerdo a las demandas se establece la política de operación de la estructura y se determina la capacidad de descarga de la obra de toma.

e) *Obra de excedencias.*- La obra de excedencia es la estructura que permite descargar los escurrimientos extraordinarios a la capacidad útil que se almacenan en el embalse y que no se utilizarán para los fines establecidos, para ser conducidos fuera del vaso hacia aguas abajo, además protege a la cortina y otras partes de la obra. Esta función se realiza normalmente utilizando vertedores de excedencias. El diseño y localización del vertedor depende principalmente de la avenida de diseño, el tipo, localización, tamaño y operación de la presa. La obra de excedencias en general se compone de los siguientes elementos: canal de acceso o de llamada, estructura de control, estructura de control, estructura terminal y canal de salida o de desfogue.

a) *Canal de acceso o de llamada.* Conduce el agua desde el sitio de almacenamiento hasta la estructura de control, de manera que llegue en dirección perpendicular a la cresta en toda su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en el vertido.

b) *Estructura de control.* Regula y controla las descargas del almacenamiento. La regulación puede realizarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral, un cimacio, un orificio o una tubería, que pueden descargar de forma libre o sumergida y estar controlados o no por compuertas o válvulas.

c) *Conducto de descarga.* Permite conducir los volúmenes que han pasado por la estructura de control, hasta el río aguas abajo de la presa. El conducto puede ser: un canal a cielo abierto, conducto cerrado a través de la cortina o túnel por las laderas. La selección del tipo y dimensiones están regidos por las condiciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas del sitio.

d) *Estructura terminal.* Se localiza al final del conducto de descarga y permite la restitución de las descargas del vertedor al río, disipando la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde el embalse hasta el río aguas abajo, o bien, lanzar el agua directamente al río para lograr la disipación y eliminar la erosión la zona de restitución. Se utilizan tanques amortiguadores, cubetas disipadoras y cubetas de lanzamiento.

e) *Canal de salida o de desfogue.* Es la obra que continúa después de la estructura terminal y permite que el agua llegue al cauce del río sin producir remansos hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la estructura terminal.

Los vertedores de excedencias generalmente se clasifican de acuerdo con sus características más importantes, ya sea con respecto a su sistema de control, al canal de descarga, arreglo geométrico, o algún otro componente. Con frecuencia los vertedores se clasifican en controlados y libres, según tengan o no compuertas. Su cresta puede ser recta o curva, su descarga directa al río, directa al canal de descarga o a un canal lateral. Hay dos tipos especiales de vertedores que son el de abanico y el de embudo.

Vertedores de caída libre. En este tipo de vertedores, como su nombre lo indica, no existe una estructura que guíe el agua del embalse al cauce, sino que se deja caer desde la cresta del vertedor hasta el cauce mismo; se construye generalmente en presas de arco o de contrafuertes.

Vertedores de descarga directa. Este tipo de vertedores consta de un canal de acceso, una cresta recta y un canal de descarga. La estructura se construye normalmente por encima de algunos de los empotramientos de la cortina en la boquilla.

Vertedores con canal lateral. Los vertedores con canal lateral son aquellos en los que el vertedor de control se coloca a lo largo del costado y aproximadamente paralelo a la porción superior del canal de descarga del vertedor (*figura 1.10*). El agua que se vierte sobre la cresta cae en un conducto angosto perpendicular al vertedor llamado canal colector, por lo que cambia de dirección, aproximadamente en un ángulo recto y luego continúa hasta el canal de descarga.

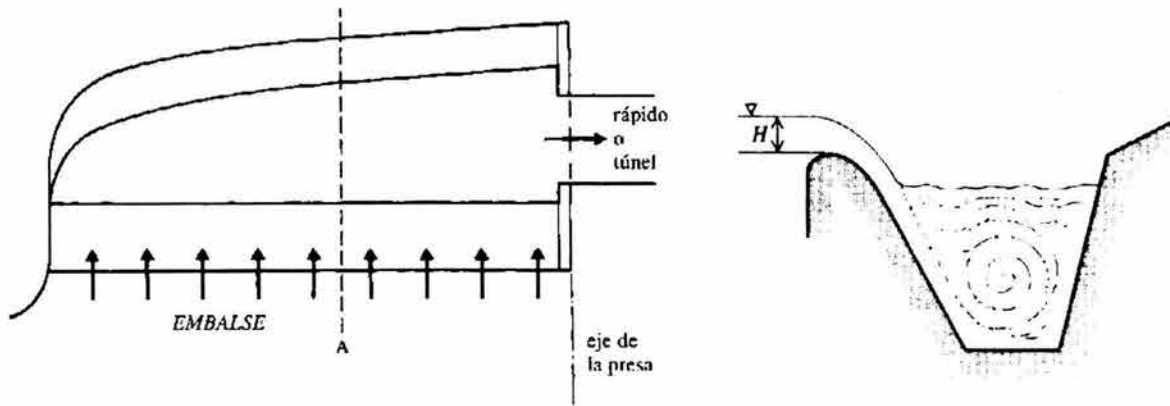


Figura 1.10 Vertedor con canal lateral

Vertedores de abanico. Un vertedor de abanico es una estructura constituida por un canal de acceso que obliga a que el escurrimiento sea perpendicular en todos los puntos de una cresta curva, con la forma de una arco de tres centros (*figura 1.11*). Éste descarga a un canal colector en forma de abanico (en planta) que propicia la formación de un salto hidráulico al pie de la cresta y un escurrimiento lento en el colector al final del cual se encuentra una sección de control para terminar el escurrimiento en un canal de descarga.

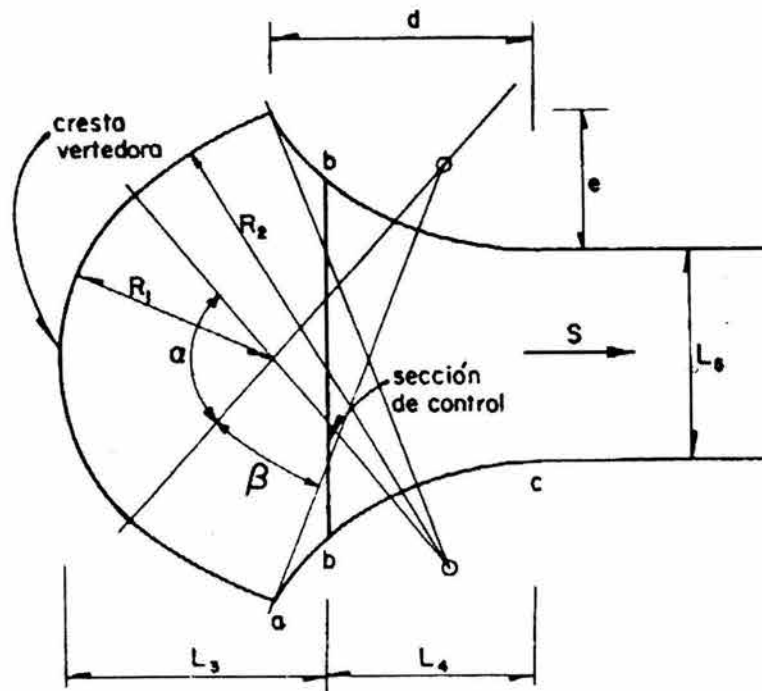


Figura 1.11 Vertedor de abanico

Vertedores de embudo. Un vertedor de embudo es aquel en el que el agua entra sobre un bordo en posición horizontal, cae en un tiro vertical o inclinado y luego escurre al cauce del río de aguas abajo por un conducto horizontal (*figura 1.12*). Se puede considerar la estructura formada por tres elementos, que son: vertedor de control, transición vertical y canal de descarga cerrado.

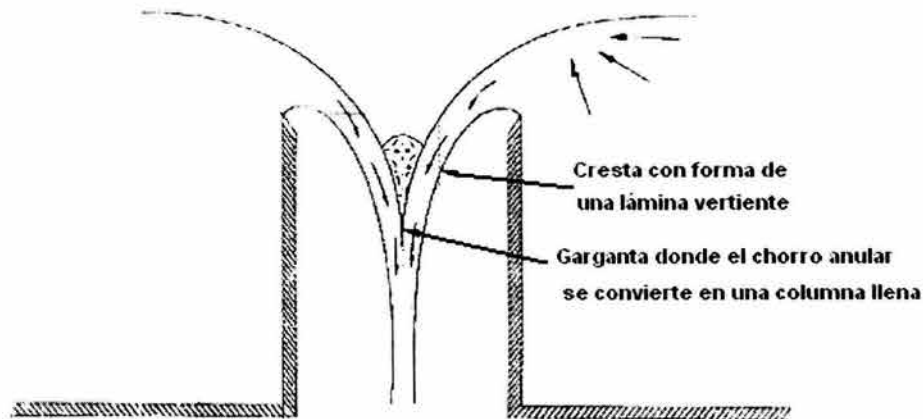


Figura 1.12 Vertedor de embudo

f) Obra de desvío.- Esta obra no forma parte de la presa, es de uso temporal, pero es parte importante en la construcción de esta, para lo cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río para poder trabajar en seco mientras dura el proceso de construcción. La obra de desvío se hace utilizando bordos de tierra o ataguías; al cerrar el cauce es necesario construir obras de conducción para dejar pasar el agua. Estas obras pueden ser:

- ❖ Túneles en las laderas
- ❖ Conducciones a través del cauce por medio de canales o tuberías
- ❖ Huecos en las estructuras de cierre

La vida útil de la obra de desvío inicia con el cierre del cauce del río y termina cuando es cerrada para permitir el llenado del vaso de almacenamiento, es decir, al término de la construcción de la presa.

CAPÍTULO 2

PRESENTACIÓN DEL ANTEPROYECTO

2.1. Objetivo del anteproyecto

2.1.1. Objetivo general

El objetivo general de la construcción de la presa de almacenamiento “El abrevadero” sobre el río Amatzinac en el estado de Morelos, es aprovechar los escurrimientos del río para incrementar la productividad agrícola de las tierras de los productores del ejido Tenango, incorporando al riego perenne 224 Ha. Así mismo, favorecerá la recarga del acuífero Tepalcingo-Axochiapan.

2.1.2. Antecedentes

La obra objeto de este estudio se ha proyectado para satisfacer las necesidades de riego derivadas de la problemática generalizada de los usuarios de la “Asociación de Usuarios de la Barranca de Amatzinac Parte Baja”. Estos usuarios cuentan con derechos del agua para riego que datan de 1926, otorgados por decreto presidencial, promovido por la antigua Comisión Nacional Agraria, de igual forma, esta misma comisión, dotó a los pobladores de la parte alta de la cuenca de “tierras, bosques y aguas”, sin reglamentación.

Como es usual en la explotación de un recurso de magnitud limitada, con el paso del tiempo el incremento de la población ha aumentado la presión sobre el medio, provocando conflictos sociales derivados del uso del agua. Aunado a esto, la concesión otorgada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en el año de 1951, a los usuarios de la parte alta de la cuenca mediante un reglamento publicado en el Diario Oficial de la Federación, terminó por agravar la competencia por el recurso. Finalmente, los usuarios de la parte media hacia abajo de la cuenca, se quedan parcial o totalmente sin el agua a la cual tienen derecho. Los usuarios de la parte baja aprovechan las aguas de la barranca mediante siete tomas y simples barrajes. Los campesinos del ejido Tenango cuentan con dotación de agua de la Barranca de Amatzinac, y dado que son los últimos

concesionarios de ésta barranca, actualmente en la época de estiaje ya no llega el agua que solía llegar.

Aproximadamente a 350 m aguas abajo del sitio propuesto para el eje de la cortina, existe una presa derivadora rústica conocida como “El Abrevadero”, también denominada “Séptima Toma Margen Izquierda de la Barranca de Amatzinac”, que desvía el agua a los campos de cultivo con infraestructura de riego. La presa derivadora es una estructura con cortina de mampostería y cuenta con los siguientes elementos: cortina de mampostería, vertedor en el cuerpo de la cortina de mampostería y obra de toma directa. La obra de toma alimenta un canal en túnel, labrado sobre la margen izquierda del cauce, con una longitud de 2,430 m de canaleta de concreto, en buenas condiciones.

Una parte del ejido Tenango (33 Ha), se riega con aguas del manantial “Agua Hedionda” que nace en Cuautla, Morelos y que a través del canal del mismo nombre del manantial recorre de poniente a oriente aproximadamente 56 Km. hasta llegar a la Barranca de Amatzinac, la cual cruza a través de un puente canal de arco de acero. El canal “Agua Hedionda” data de mediados del siglo XIX, por lo que podemos saber que la práctica de riego de los ejidatarios de Tenango cuenta con más de cien años. Otra parte del ejido se riega con las aguas de la Barranca ya que son concesionarios de la misma por pertenecer a la “Asociación de Usuarios de la Barranca de Amatzinac, Parte Baja”.

El ejido de Tenango tiene una extensión de 1520 Ha, que descontadas las superficies cerriles, de uso común y del poblado (320 Ha), quedan 1200 Ha cultivables. De las 1200 Ha, 33 Ha cuentan con dotación de las aguas del canal Agua Hedionda y 224 Ha se riegan mediante el canal de la derivadora “El Abrevadero” de la siguiente forma: riegos de auxilio con el bordo “Los Lavaderos” en rotación cada cuatro años en promedio de 60 Ha anuales, quedando 943 Ha para cultivos de temporal.

2.1.3. Justificación

La agricultura del pueblo de Tenango se caracteriza por un escaso desarrollo económico. Los limitados recursos hídricos, han generado una fuerte competencia por el agua, como consecuencia de la creciente demanda del recurso en la parte alta de la cuenca. Esto ha modificado el régimen de escurrimiento, reduciendo la disponibilidad estacional original en la parte baja, por lo que se considera necesario construir un almacenamiento sobre el río Amatzinac.

Aunado al factor hidrológico, el uso potencial del suelo representa un área de oportunidad para desarrollar la agricultura de riego. En el pueblo de Tenango existen factores físicos y socio-culturales que favorecen la implantación de un anteproyecto hidroagrícola: el área posee un clima adecuado y una fisiografía apta para la agricultura, los agricultores cuentan con gran experiencia agrícola y organizacional. El factor que limita el desarrollo de la agricultura es la irregular distribución del recurso hídrico en tiempo y espacio.

El anteproyecto, en términos generales, coadyuvará a subsanar el problema social debido al conflicto que se ha generado como consecuencia de la creciente demanda de agua en la cuenca. Asimismo, la implantación del anteproyecto contribuirá al desarrollo económico de la región, reflejándose en el mejoramiento de los niveles de bienestar de la población. Los alcances planteados son el incremento de la productividad agrícola de la superficie a beneficiar, que se reflejará a través de los excedentes de la producción por mejores rendimientos y mayor superficie cosechada, para ser el principal eje del desarrollo socioeconómico de Tenango.

2.1.4. Situación actual

El área de estudio denominada Barranca de Amatzinac tiene una superficie de 28,978.95 Ha, de las cuales solamente 2,428.48 reciben riego de auxilio en el ciclo agrícola de Mayo a Noviembre, Primavera –Verano, esta superficie es irrigada por 6

presas derivadoras (Ferrería, Tlacotepec, Barreto, Socavones, Jantetelco y Abrevadero) que se localizan sobre el cauce de la Barranca Amatzinac, y dos presas derivadoras que se ubican sobre la Barranca Acayo. La extracción del agua se efectúa por medio de canales a cielo abierto o túneles laterales que se localizan en ambas márgenes, posteriormente estos volúmenes abastecen a cada uno de los bordos de almacenamiento los cuales irrigan la superficie descrita anteriormente.

La zona de riego del anteproyecto “El abrevadero” de 224 Ha está limitada por el riego debido a que únicamente cuenta con el bordo de almacenamiento “Los lavaderos” de aproximadamente 160,000 m³. El bordo es abastecido por medio de un túnel y canal revestido de concreto de aproximadamente 1,500 m por la Séptima Toma Margen Izquierda (Derivadora “El Abrevadero”) de la Barranca de Amatzinac, mismas que tienen una capacidad máxima de derivación del orden de 300 lps. Asociado a esto, la infraestructura de la zona de riego es a base de canales abiertos, con una red de distribución de 3 mil metros de longitud, de los cuales 300 metros están revestidos. Situación que ha originado una baja eficiencia de conducción y distribución, que se ve mitigada, aunque mínimamente, por el nivel, de regular a bueno, de la preparación técnica que poseen los usuarios en la aplicación del riego.

2.2. Información general

2.2.1. Localización

El sitio del anteproyecto “El Abrevadero”, se ubica en la parte baja de la Barranca de Amatzinac, ubicada al oriente del Estado de Morelos. La Barranca de Amatzinac nace en el cono del Volcán Popocatepetl, en el municipio de Tetela del Volcán y baja recorriendo tierras de los municipios de Zacualpan de Amilpas, Temoac y Jantetelco, siendo en este último donde se ubica el sitio del anteproyecto, en la localidad de Tenango.

El municipio de Jantetelco se ubica geográficamente entre los paralelos 18'42'30 de latitud norte y los 98'46'12 de longitud oeste del Meridiano de Greenwich a una altura de 1160 m.s.n.m. Sus colindancias son: al norte con el municipio de Temoac, al sur con el municipio Axochiapan, al este con el Estado de Puebla y al oeste y sureste con Jonacatepec (*figura 2.1*). El municipio tiene una superficie total de 80.826 km² la cual representa el 1.63% de la superficie total del estado.

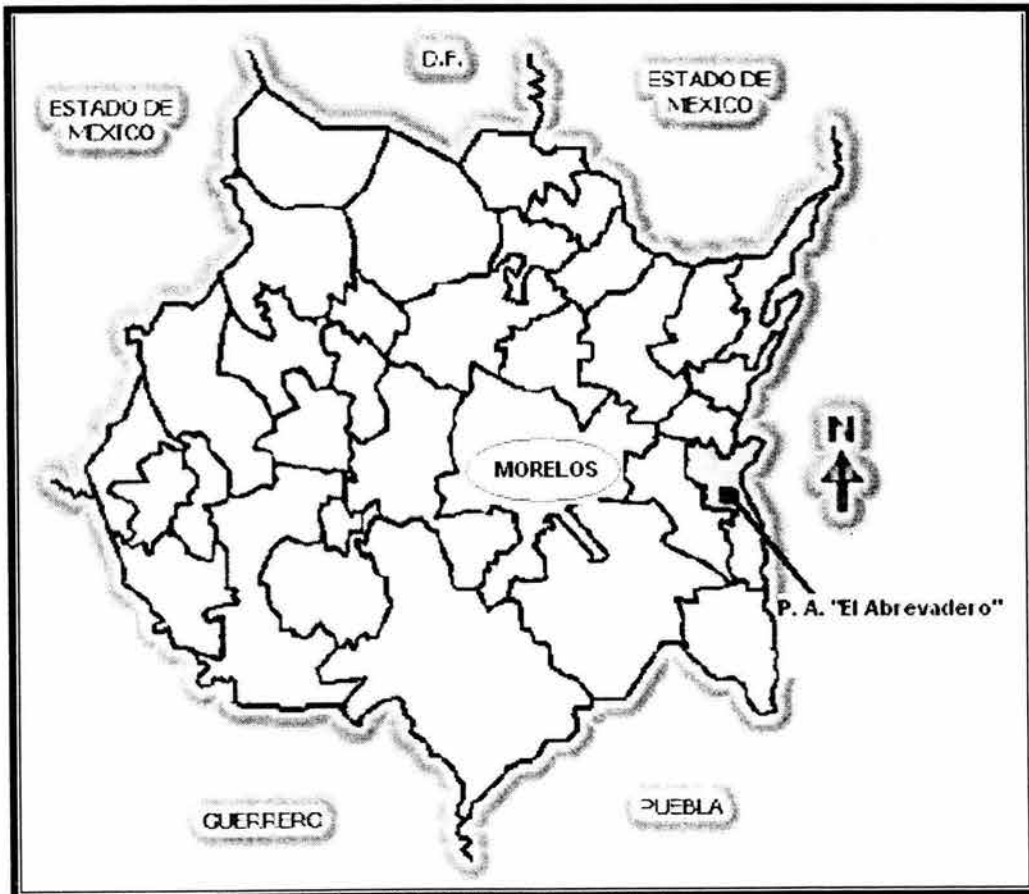


Figura 2.1 Ubicación del anteproyecto

2.2.2. Aspectos físicos

2.2.2.1. Relieve

La Barranca de Amatzinac recorre tres tipos de fisiografía, la alta ubicada propiamente en el cono del volcán y su falda, en el municipio de Tetela del volcán; la media ubicada

en los lomeríos que forman el pie de montaña, en Tetela del volcán y la parte alta de Zacualpan de Amilpas; y la baja que se ubica en la llanura ubicada a partir de la porción media del municipio de Zacualpan de Amilpas, pasa por Temoac y llega hasta Jantetelco.

Las elevaciones más notables en la zona son: el Volcán Popocatepetl (5400 m.s.n.m.), el Cerro Gordo (1860 m.s.n.m.), y el conjunto formado por los Cerros Ancho (1640 m.s.n.m.) y Tenango (1620 m.s.n.m) al pie del cual se ubica el sitio del anteproyecto. Destaca en la parte centro del municipio el cerro de Jantetelco, el cual alcanza una altura de 1878 m.s.n.m. y el cerro de Chalcatzingo con una altura de 1570 m.s.n.m.

2.2.2.2 Geología

El marco geológico de la zona, está compuesto por rocas que abarcan del paleozoico al reciente. De acuerdo a su origen encontramos principalmente rocas ígneas y sedimentarias, y en una menor proporción metamórficas. Las rocas ígneas están representadas por los derrames andesíticos y riolíticos, así como por las tobas de diferente composición que constituyen los Grupos Tepexco e Ixtlico. Su edad es Terciaria y afloran ampliamente en la zona de estudio. Asimismo, encontramos rocas ígneas intrusivas de edad Terciaria y composición granodiorítica. Estos cuerpos se localizan cerca del poblado de Jonacatepec y son denominados “Troncos Ígneos de Chalcatzingo”.

La superficie que abarca la zona de estudio, queda comprendida dentro de la Provincia Fisiográfica del “Eje Neovolcánico”, en la subprovincia de “Lagos y Volcanes del Anáhuac”. Esta constituida por llanuras, mesetas, lomeríos y sierras, las rocas que afloran son ígneas extrusivas y suelo aluvial. Los rasgos geomorfológicos de la región, están representados por llanuras constituidas por una topografía plana, interrumpidas parcialmente por lomeríos con pendientes suaves. Estos dos rasgos son perturbados por algunos macizos rocosos conocidos como troncos. El drenaje es dendrítico y rectangular, y está representado por barrancas que van de poco profundas a profundas,

de costados semiacantilados a acantilados, con gran cantidad de transporte aluvial en los arroyos, dándosele a la zona una edad geomorfológica de madurez.

2.2.2.3. Hidrología

La corriente de la Barranca de Amatzinac se origina en las faldas del Popocatepetl en la parte sur a una elevación aproximada de 3,300 m.s.n.m. Aguas abajo recibe por la margen izquierda a la Barranca Ahuacatzingo, en la zona del anteproyecto se le conoce como Barranca del Muerto, 13 Km. aguas arriba de la confluencia con el Río Nexapa recibe por la margen izquierda las aportaciones de la Barranca de Amilcingo o de San Bartolo, 11 Km. abajo de esta confluencia el río recibe por su margen izquierda las aportaciones de la Barranca de Acayo, continua 4.4 Km. hasta verter su caudal al Río Nexapa. La cuenca a la que pertenece esta comprendida en la región hidrológica No. 18 Río Balsas en la subcuenca Río Atoyac.

Las corrientes y cuerpos de agua que se localizan en el municipio de Jantetelco son: los ríos Amatzinac, Tenango, Los Santos, Tepalcingo y varios arroyos que corren por las barrancas de "En medio" y la del "Zacate" por los cerros Gordo y Colorado.

2.2.2.4. Clima

Los datos climatológicos se tomaron de la Estación Tepalcingo ubicada a 1152 m.s.n.m. de altitud, la más cercana al sitio del anteproyecto, con elevación semejante y un periodo de observación de 1965 a 1985. A continuación se presentan los principales componentes del mismo.

Precipitación y temperatura medias mensuales

Tabla 2.1 Precipitación y temperatura medias mensuales.

Latitud: 18° 36', Longitud al W. G.: 98° 52', Elevación en m.s.n.m. 1152 m													
TIPO DE DATO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Precipitación (mm)	14.4	5.0	4.1	18.4	52.4	162.0	150.6	164.4	153.4	61.0	4.7	2.5	792.9
Temperatura (°C)	19.1	20.1	21.8	24.7	25.6	24.7	23.3	23.1	22.5	22.1	20.5	19.5	22.3

Considerando los valores anteriores (tabla 2.1) se observa que la variación de la precipitación esta bien definida en dos periodos. El primero en una época de sequía bastante prolongada del mes de noviembre al mes de mayo, y el segundo, lluvioso, el cual inicia en el mes de junio siendo más constante en los meses de julio, agosto y septiembre. Las últimas lluvias aprovechables se presentan en el mes de octubre.

Con respecto a la temperatura (tabla 2.1) la distribución de la temperatura presenta una diferencia de 6.5 °C entre el mes más frío y el mes más caliente, por lo cual se deduce que las temperaturas son casi constantes a lo largo del año.

Vientos.- Para este fenómeno, no existe mucha variación en la dirección de los vientos dominantes de las dos estaciones del año en que se presenta dicho fenómeno, en invierno representado en el mes de enero y en verano por el mes de junio. El viento dominante es del oeste, tanto en enero como en junio, lo que resulta importante para explicar el porque la región es seca, debido a que estos vientos provienen de la región más baja y caliente del estado.

Heladas.- Los registros revisados de los últimos veinte años (1965-1985) contienen únicamente ceros, lo que indica que en este periodo no se presento ninguna helada.

Granizadas.- A pesar de que los registros muestran nula presencia del fenómeno, los agricultores de diversos ejidos indican que por lo menos, se presentan de dos a tres granizadas en la época de lluvias cada año.

Evaporación.- No se puede hablar de evaporación como un fenómeno aislado, ya que es el resultado de un conjunto de elementos como: temperatura, vientos, humedad relativa, ángulo de incidencia de los rayos solares, latitud, altitud y nubosidad.

De acuerdo con los registros con que se cuenta, la evaporación reporta valores mensuales máximos de hasta 300 mm en los meses de abril y mayo y valores mínimos de menos de 100 mm en los meses de noviembre y diciembre.

2.2.2.5 Sismología

La región donde se ubica el anteproyecto pertenece a la zona sísmica B de acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana contenida en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, esta es una zona intermedia donde se registran sismos no tan frecuentemente.

2.2.3. Aspectos demográficos, económicos y sociales

2.2.3.1. Demografía

Población y su distribución

En la zona de estudio y su zona de influencia (Municipio de Jantetelco) se cuenta con asentamientos humanos de mediano tamaño. La mayor parte del área se destina para uso agrícola, las poblaciones se encuentran establecidas en su mayor parte en las cabeceras municipales y la restante se encuentra distribuida en forma dispersa en rancherías y pequeñas localidades. Específicamente en el área del anteproyecto, se localiza la localidad de Tenango.

La Población existente en el Municipio de Jantetelco, según el Censo de Población y Vivienda realizado por el INEGI en el año 2000, fue de 13,745 habitantes distribuidos en 12 localidades (*tabla 2.2*), de los cuales el 52% son mujeres y el 48% son hombres.

Tabla 2.2 Población por localidad y sexo.

MUNICIPIO Y LOCALIDAD	POBLACION TOTAL	HOMBRES	MUJERES
JANTETELCO	4178	1980	2196
AMAYUCA	4613	2288	2325
ÁMILCINGO	22	11	11
CAMPO DE LAS RENTAS	22	10	12
CHALCATZINGO	2073	1008	1065
COLONIA DE MARIANO MATAMOROS	46	23	23
FRACCIONAMIENTO ALONDRA	18	9	9
NORMAL, LA	22	13	9
NUEVO XOCHIMILCO	33	16	17
SAN ANTONIO LA ESPERANZA	236	114	119
SANTA LUCIA	189	99	90
TENANGO	1798	892	906
TOTAL	13745	6654	7091

Jantetelco y Amayuca son localidades urbanas con el 65.7 % de la población total del resto de las localidades, sólo dos tienen más de 1,000 habitantes y las otras ocho son localidades con menos de 250 habitantes. Así tenemos que, en cuatro localidades se concentra el 95.5 % de la población total del municipio.

Población económicamente activa

La población económicamente activa en las principales localidades es aproximadamente de 2,432 habitantes de los cuales el 95% está ocupado de la siguiente forma: 1031 en el sector primario, 584 en el sector secundario y 668 en el sector terciario. Por lo anterior, se puede considerar que la mayor parte de la población

ocupada se dedica a actividades propias del sector primario. La población económicamente activa y ocupada por rama de actividad se presenta en la *tabla 2.3*.

Tabla 2.3 Población económicamente activa por rama de actividad.

POBLACIÓN						
LOCALIDAD	ECONÓMICAMENTE		OCUPADA			
	ACTIVA	INACTIVA	TOTAL	SECTOR PRIMARIO	SECTOR SECUNDARIO	SECTOR TERCIARIO
Amayuca	857	1,745	816	395	180	241
Jantetelco	760	1,634	729	226	189	314
Chalcatzingo	326	771	289	154	66	69
Tenango	489	658	449	256	149	44
TOTAL	2432	4808	2302	1031	584	668

Fuente: Anuario Estadístico del Estado de Morelos, ed. 2001

De la población económicamente activa, el 32% percibe ingresos menores a un salario mínimo, el 53% dos veces el salario mínimo y el 15% no específico.

Vivienda

De acuerdo con el Censo de Población y Vivienda realizado por el INEGI en el año 2000, se tiene que la distribución de la población en las principales localidades es la siguiente de acuerdo a la *tabla 2.4*.

Tabla 2.4 Distribución de la población.

LOCALIDAD	POBLACION	VIVIENDAS
Amayuca	4560	923
Jantetelco	3969	863
Chalcatzingo	2073	394
Tenango	1798	371

Fuente: Anuario Estadístico del Estado de Morelos, ed. 2001

El tipo de vivienda es unifamiliar, de una sola planta, con patio o huerta anexa. Los materiales utilizados en la construcción de las viviendas son piedra, adobe, tabique, tabicón, teja y lámina.

2.2.3.2 Actividades productivas

Desde el punto de vista económico, el desarrollo del municipio esta actualmente ligado a las actividades primarias, especialmente a las agrícolas. Por los bajos niveles de ingreso, es posible deducir que son poco productivas, ya que el 50% aproximadamente de las tierras son de temporal.

Agricultura.- La labor agrícola esta basada en su mayor parte por pequeñas unidades de cultivo labradas y cosechadas en su mayoría por grupos familiares, destinando su producción para el autoconsumo y los excedentes para su comercialización. En términos generales, se puede decir que, las prácticas de cultivo se realizan bajo una explotación media de mecanización, sin dejar de tener importancia el auxilio de los implementos manuales de labranza. Los cultivos que destacan son: caña de azúcar, arroz, sorgo de grano, maíz y frijol.

Ganadería.- Consiste en pequeños rebaños de ganado porcino, vacuno, bovino, caprino y aves manejados sin ninguna técnica, en pastoreo libre, los que fundamentalmente se dedican a la engorda y producción de leche.

Floricultura.- Se cultivan plantas y flores de ornato, destaca la nochebuena.

Fruticultura.- Los principales productos que se cultivan son la ciruela, guayaba y aguacate.

2.2.3.3. Servicios

Educación

La oferta educativa en el municipio cubre la gama de requerimientos desde el nivel preescolar hasta el nivel secundaria (tabla 2.5), no cuenta con escuelas a nivel Bachillerato ni Profesional.

Tabla 2.5 Instalaciones educativas, alumnos y maestros con los que cuenta el municipio

	PRESCOLAR	PRIMARIA	SECUNDARIA
ESCUELAS	7	12	5
ALUMNOS	472	2301	955
MAESTROS	18	77	44
ALUMNOS/MAESTROS	26	30	22

Fuente: Anuario Estadístico del Estado de Morelos, ed. 2001

En cuanto al alfabetismo podemos observar lo siguiente (tabla 2.6):

Tabla 2.6 Alfabetismo en población de 15 años o más.

POBLACION DE 15 AÑOS O MAS	ALFABETAS	ANALFABETAS	NO ESPECIFICADO
HOMBRES	3469	384	2
MUJERES	3803	630	2
TOTAL	7272	1014	4
	87.72%	12.23%	0.02%

Fuente: Anuario Estadístico del Estado de Morelos, ed. 2001

Como se puede observar la población mayor de 15 años tiene un porcentaje elevado de alfabetización.

Salud

En el municipio de Jantetelco existen cuatro clínicas de la Secretaría de Salud y una clínica del IMSS en la cabecera municipal con una cobertura total del 70% (tabla 2.7).

Tabla 2.7 Unidades médicas y personal médico.

	UNIDADES MEDICAS	PERSONAL MEDICO
IMSS	1	3
SSA	4	5

Fuente: Anuario Estadístico del Estado de Morelos, ed. 2001

Energía eléctrica

Un 95 % de las poblaciones dentro del área del anteproyecto, cuenta con los servicios de electrificación, aunque las subestaciones de transmisión y distribución se encuentran en otros municipios aledaños no se carece de este servicio.

Servicios públicos

La cobertura de servicios públicos de acuerdo a las apreciaciones del ayuntamiento se muestra en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Cobertura de servicios públicos.

SERVICIOS	COBERTURA
Agua potable	80%
Alumbrado público	80%
Mantenimiento del drenaje	85%
Recolección de basura y limpieza de las vías públicas	75%
Seguridad pública	70%
Pavimentación	80%
Mercados y centrales de abasto	50%

2.2.3.4. Infraestructura

Carreteras.- Las vías de acceso a la zona de estudio son la carretera federal No. 140 Cuautla-Izúcar de Matamoros que cruza de Este a Oeste, pasando por los poblados de Jantetelco y Amayuca, por su clase es la de mayor importancia en la zona. La carretera estatal cruza la zona de Sur a Norte, partiendo desde Axochiapan, pasando por las principales poblaciones y llegando al poblado de Hueyapan y una carretera de menor clase que comunica el poblado de Tlacotepec con Tetela del Volcán.

El transporte de pasajeros en la modalidad de autobuses esta soportado por una serie de líneas de transporte foráneo que tiene como destinos, las ciudades de Cuautla, Axochiapan, Izúcar de Matamoros e incluso el Distrito Federal. Cabe señalar que no existen centrales camioneras en la región, el punto donde se efectúan el ascenso y descenso de pasajeros es el denominado Crucero de Amayuca, puesto que estos autobuses transitan principalmente por la carretera federal Cuautla-Izúcar

Estaciones y longitud de la red ferroviaria.- La zona de estudio no cuenta con líneas de ferrocarril, únicamente un ramal Cuautla-Izucar de Matamoros pasa cercano al poblado de Tetelilla en el Sur de la zona.

Comunicación aérea.- No se cuenta con este servicio en la zona, el aeródromo más cercano a ésta se encuentra en la ciudad de Cuautla y el aeropuerto más cercano en el Estado, es el de Tetlama en el municipio de Temixco cercano a la ciudad de Cuernavaca.

Correos, telégrafos y Teléfonos.- En la zona se dispone del servicio de telégrafos y correo únicamente en la cabecera municipal y se tiene una cobertura del 40% con respecto al teléfono convencional y una cobertura nula en telefonía celular.

Obras hidráulicas existentes.- En el municipio de Jantetelco Morelos se cuenta con la siguiente infraestructura hidráulica (tabla 2.9):

Tabla 2.9 Infraestructura hidráulica existente.

NOMBRE	UBICACION	TIPO DE PRESA	CAPACIDAD (m ³)	ALTUR A (m)	LONGITUD DE CORONA (m)
El arco	Jantetelco	Homogénea de tierra	-	4	498
Los carros	Jantetelco	Materiales graduados	1,000,000	50	352
El ciruelo	Jantetelco	Homogénea de tierra	100,000	11	472
La esperanza	Jantetelco	Homogénea de tierra	40,000	6	260
Los lavaderos	Jantetelco	Homogénea de tierra	160,000	7	406
Agiluz	Jantetelco	Mampostería	-	6	106
El panteón	Jantetelco	Homogénea de tierra	-	4	633
Tenango	Jantetelco	Mampostería	-	4	452
El venado	Jantetelco	Homogénea de tierra, flexible	270,000	8	710

Fuente: Comisión Nacional Del Agua

La infraestructura de la zona de riego es a base de canales abiertos, con una red de distribución de 3 mil metros de longitud, de los cuales 300 metros están revestidos.

2.2.3.5. Uso del agua y suelos

Uso del agua

El uso consuntivo predominante en la región es el agrícola en el cual los métodos aplicados para el riego son tradicionales en la mayoría de las superficies. En segundo lugar se encuentra el uso público, el cual cubre los servicios de agua potable y alcantarillado.

Uso del suelo

La cobertura del suelo en la cuenca de la Barranca de Amatzinac en la parte alta se compone de una zona sin cobertura vegetal en la parte del cono, una parte de bosque mesófilo de montaña, bosques de pino-encino y en la parte baja del cono bosque de oyamel. En la zona de lomeríos la cobertura vegetal consiste en una asociación de bosque de encino-pino con pastizales inducidos como vegetación secundaria,

enseguida se presenta, ya en la planicie una selva baja caducifolia con pastizales inducidos como vegetación secundaria, a la cual siguen áreas de agricultura de temporal y algunas de riego.

De la superficie aproximada del municipio de Jantetelco (80.826 km²) en forma general, se utilizan 3445 Ha para uso agrícola, 5383 Ha para uso pecuario y 1986 Ha para uso forestal.

2.2.3.6. Tenencia de la tierra

El régimen de la propiedad que predomina en la zona es el ejidal, aunque también encontramos régimen de pequeña propiedad y comunal.

En la zona baja de la Barranca de Amatzinac los principales ejidos, que también corresponden al nombre de las principales poblaciones son: Jonacatepec (cabecera municipal), Chalcatzingo, Tetelilla, Tenango y una pequeña ampliación del ejido de Zacualpan denominada "Campo el Rosario" que colinda al Norte con el ejido de Jantetelco que se encuentra también con parte de su superficie en esta zona. Las superficies de pequeña propiedad son las de menor extensión dentro de la zona de influencia del anteproyecto y en general se localizan principalmente en las inmediaciones de las áreas urbanas o centros de población.

En la tabla 2.10 se muestra la distribución de superficies en hectáreas según el régimen de tenencia por población y en la Tabla 2.11 las superficies por ejidos según el número de ejidatarios y su dotación.

Tabla 2.10 Distribución de superficies por régimen de propiedad (Ha).

LOCALIDAD	ÁREA		
	SUPERFICIE EJIDAL	PEQUEÑA PROPIEDAD	COMUNAL
Jonacatepec	1,661	150.0	----
Chalcatzingo	985	84.0	----
Tenango	1,178	74.4	----
Tetelilla	1,050	139.2	----

Fuente: Datos proporcionados por los Presidentes del Comisariado Ejidal

Tabla 2.10 Ejido, número de ejidatarios y superficie de dotación.

EJIDO	EJIDATARIOS	DOTACIÓN Ha.
Jonacatepec	400	1,661
Chalcatzingo	328	985
Tenango	160	1,178
Tetelilla	450	1,050

Fuente: Datos proporcionados por los Presidentes del Comisariado Ejidal

CAPÍTULO 3

ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1. Topografía

3.1.1. Topografía del vaso y la boquilla

El estudio topográfico del anteproyecto consta de la topografía general del vaso y la boquilla con curvas de nivel a cada metro a escala 1:2000. Topográficamente la boquilla es asimétrica con pendiente mayor en la margen izquierda. En la figura 3.1 se muestra la topografía del vaso con el eje del anteproyecto y sombreada el área de inundación al nivel del N.A.M.E.

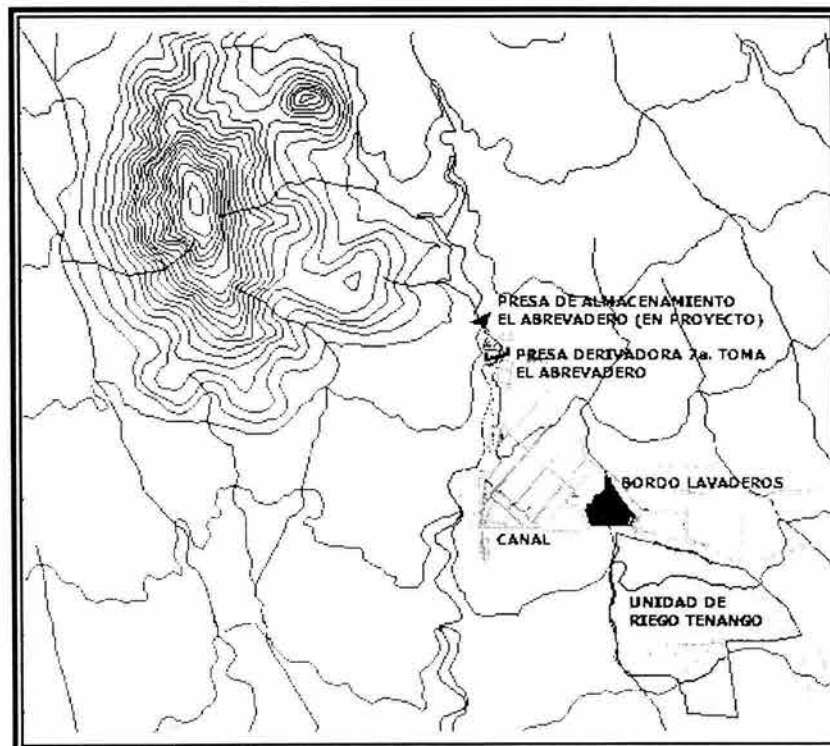


Figura 3.1 Topografía del vaso

3.1.2. Topografía de la zona de riego

La topografía se elaboró con curvas de nivel a cada metro escala 1:2000 en una superficie de aproximadamente 280 Km², superficie donde quedan comprendidas las 224 Ha del anteproyecto en estudio. En la zona del anteproyecto se observa una

topografía variable en la que destaca principalmente una planicie con relieve suavemente ondulado a plano, compuesta por elementos aislados en el paisaje y por las estribaciones de la Sierra Nevada.

3.2. Geología

El sitio del anteproyecto se localiza dentro de la provincia fisiográfica conocida como "Eje Neovolcánico " en la subprovincia de "Lagos y Volcanes del Anáhuac", cercana a los límites de la provincia fisiográfica de la "Sierra Madre del Sur".

3.2.1. Condiciones geológicas del vaso y la boquilla

El estudio geológico exploratorio realizado consistió en recuperación de núcleos de 20 metros de profundidad con broca de diamante y barril muestreador, se realizaron tres exploraciones, una en cada margen y otra en el cauce. También se efectuaron pruebas de permeabilidad tipo Lefranc a cada 5 metros en el lugar del anteproyecto. De acuerdo al estudio geológico exploratorio se presentan las siguientes características en la margen izquierda, cauce, margen derecha y vaso:

Margen Izquierda.- Está cubierta casi en su totalidad por depósito de talud constituido por diminutos fragmentos angulosos y semirredondeados de andesita, riocacita, y granodiorita semiempacados en una matriz arcillosa. Esta capa que forma el depósito de talud, tiene un espesor promedio de 20 cm y se encuentra sumamente retrabajada al grado de presentar apariencia de suelo. A la capa le subyace una brecha lítica de composición andesítica y riocacítica de color café a café rojizo, cuyos fragmentos van desde aproximadamente 1.0 cm hasta 30 cm, empacados en una matriz arcillosa y vítrea fuertemente cementada y compactada. En esta brecha predomina la matriz sobre los granos y los afloramientos se observan en forma esporádica en la ladera y partes altas de la margen, aflorando totalmente en el corte que forma la parte baja de la ladera donde se tiene una pared casi vertical de aproximadamente 8.0 m.

Cauce.- El cauce tiene una longitud aproximada de 25 m, cubierto en su totalidad por material de acarreo constituido por fragmentos que van desde el tamaño de grava hasta fragmentos de aproximadamente 1.5 y 2.0 m, siendo su composición en su mayor parte andesítica, basáltica, riódacítica y granodiorítica.

Margen Derecha.- Esta margen presenta una distribución litológica similar a la margen izquierda, ya que está cubierta casi en su totalidad por un depósito de talud al cual subyace la brecha descrita para la margen izquierda y cuyos afloramientos se localizan en la base de esta margen.

Vaso.- El vaso presenta una distribución litológica similar a la boquilla, o sea, que de las cotas medias y hacia las cotas altas se tiene depósito de talud y en los cortes que forman la barranca y hacia la base de ambas márgenes se tiene la brecha lítica ya descrita anteriormente. Aquí resalta hacia la parte media, la cola del vaso y sobre la margen derecha la presencia de una roca intrusiva granodiorítica perteneciente al tronco Ígneo de Chalcatzingo, la cual presenta un color gris claro a blanco ostión y/o marfil y se encuentra fuertemente fracturada. Además, es notoria la presencia en todo el vaso y en ambas márgenes, terrazas aluviales constituidas por material de acarreo, formado por fragmentos de roca del tamaño de la grava y hasta 3 m de diámetro; se tiene escasa arena.

3.2.2. Disponibilidad de materiales

La identificación y el estudio de los bancos de préstamo de materiales para las actividades constructivas de las diversas obras del anteproyecto se llevó a cabo con base en las visitas de campo efectuadas, logrando seleccionar los bancos de agregados Coayuca (grava-arena) y el de la Barranca de Amatzinac (roca y rezaga) a una distancia de 17 y 1 Km. Respectivamente (figura 3.2). Cabe mencionar que estos bancos ya fueron explotado con anterioridad en la construcción de las presas Los Carros y Cayehuacán por lo que ya existen caminos de acceso hasta el lugar.

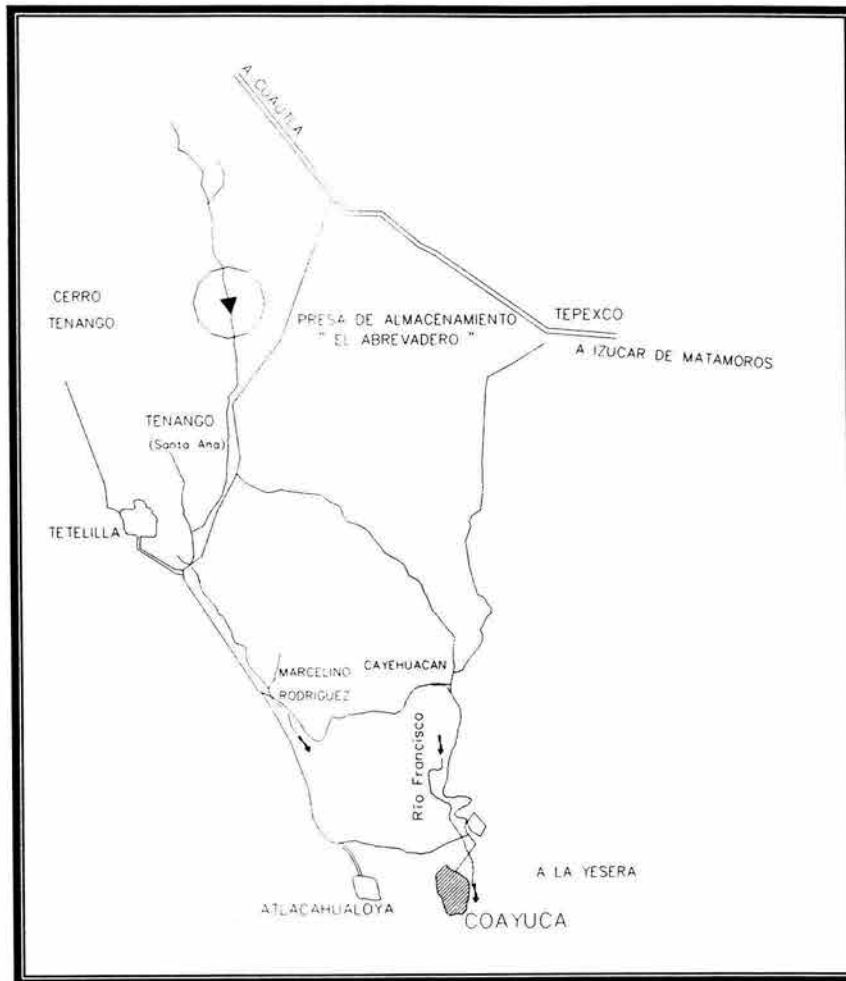


Figura 3.2 Ubicación de los bancos de préstamo.

3.2.3. Conclusiones del estudio

Con base al resultado obtenido en las exploraciones geológicas con recuperación de núcleos y pruebas de permeabilidad realizadas en la boquilla en las cuales predominan los valores de poco permeables del anteproyecto de la presa de almacenamiento "El Abrevadero", se concluyó que el sitio es favorable para llevar a cabo la obra proyectada. Asimismo, el lugar reúne las condiciones geológicas favorables y en función de la disponibilidad de materiales, la topografía del lugar y al análisis técnico y económico conviene construir una cortina vertedora de sección gravedad de concreto.

3.2.4. Recomendaciones

Con base al resultado obtenido en las exploraciones y sobre todo en atención al resultado de las pruebas de permeabilidad, se recomienda llevar a cabo trabajos de inyectado a fin de lograr en la roca condiciones de impermeabilidad total, así como de una mejor estabilidad; para ello se deberán realizar 2 tipos de inyectado, el de "pantalla" hasta una profundidad aproximada de 17 m a lo largo del eje de la boquilla y el de "carpeta" localizado unos 7 m aguas arriba y 7 m aguas abajo del eje, a una profundidad aproximada a 5 m, estos trabajos de inyectado deberán hacerse una vez que hayan concluido las limpias.

3.3. Hidrología

Los estudios de hidrología son fundamentales en el anteproyecto de una obra de infraestructura hidráulica y de ellos depende en gran medida que el funcionamiento de la misma tenga resultados óptimos para los fines para la cual fue planeada. El objetivo de estos estudios es determinar la potencialidad hidráulica de la cuenca y poder establecer los datos del anteproyecto, básicos para el diseño de las estructuras que constituyen una presa.

3.3.1. Régimen de la corriente

Con el fin de estimar el escurrimiento generado en el sitio del anteproyecto por la Barranca de Amatzinac, se subdividió ésta en subcuencas, como se muestra en la figura 3.3. Cabe señalar que no se considero la subcuenca de la Barranca de Amatzinac denominada subcuenca "a", ya que los volúmenes escurridos en la época de estiaje son objeto de disputa entre los usuarios y los de épocas de lluvias están comprometidos con el proyecto de la Barranca de Amatzinac. Por lo tanto se estimó el escurrimiento de las cuencas de la Barranca de San Bartolo y Popotlán sumadas en el punto del sitio de la derivadora Jantetelco de la Barranca de Amatzinac, a los cuales se

les dedujeron los volúmenes comprometidos actualmente y a futuro para esa derivadora.

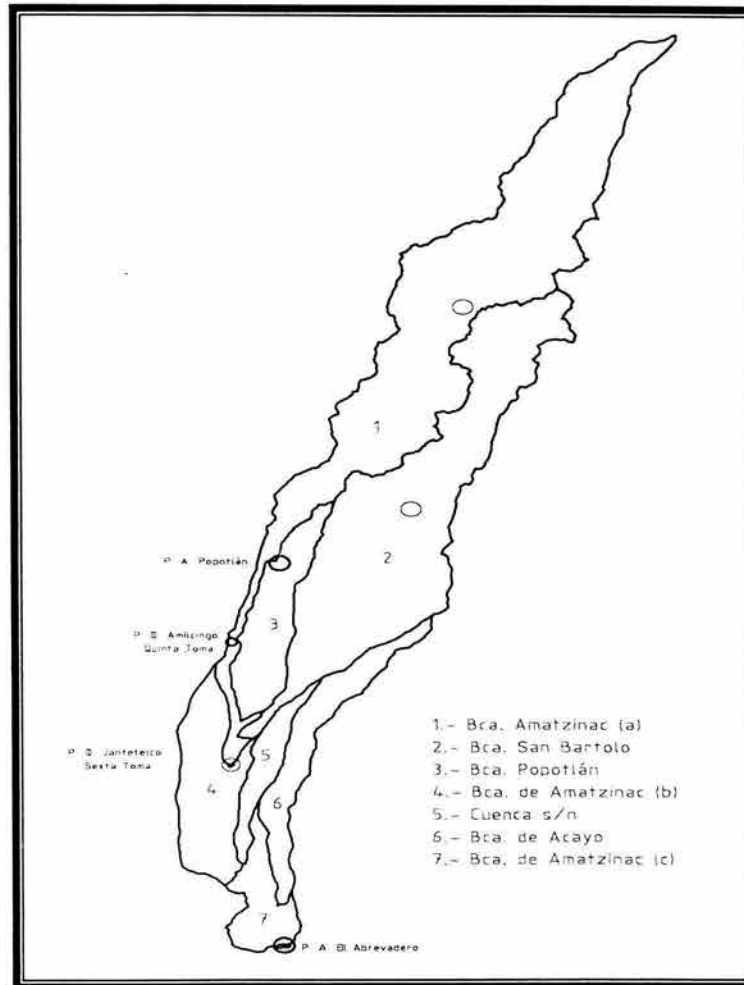


Figura 3.3 Subcuencas de la Barranca de Amatzinac

Enseguida se estimaron los volúmenes generados en las subcuencas de la Barranca S/N, Acayo y Tequesquía, los que sumados con los anteriores entran al almacenamiento como el volumen escurrido total. Para generar los volúmenes escurridos se utilizaron dos métodos, el de coeficientes de escurrimiento de la SARH y el método del índice de precipitación antecedente o condición de humedad antecedente (CHA) del Soil Conservation Service. El primer método tiene un incremento de tiempo en el cálculo de un mes y el segundo se calculó con frecuencia diaria. Los resultados del segundo método se sintetizaron en un registro mensual y con

finés de comparación se generó la gráfica de escurrimientos medios mensuales para ambos métodos (figura 3.4).

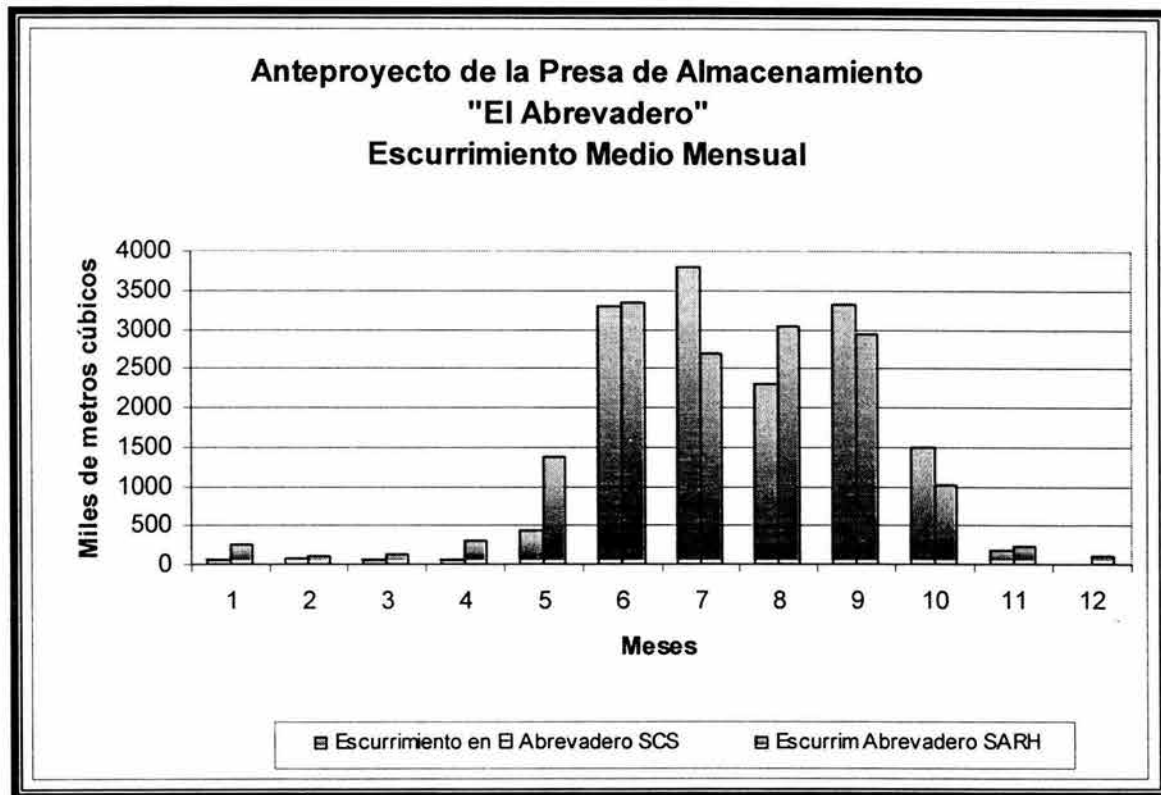


Figura 3.4 Gráfica de escurrimientos medios mensuales

En la tablas 3.1 y 3.2 se resumen los escurrimientos medios mensuales utilizados en los cálculos en los cuales se emplearon datos de precipitación de la estación climatológica Tlacotepec, ubicada en el municipio de Zacualpan de Amilpas, Morelos con periodo de operación útil de 1961 a 1996 para las subcuencas de San Barloto, Acayo, Tequesquía. La suma de los escurrimientos de la subcuencas anteriores, los escurrimientos derivados en Jantetelco y los escurrimientos después de Jantetelco, resumen la entrada a la presa y de acuerdo a los cálculos el volumen de escurrimiento medio anual es de 15Mm^3 .

Cálculo por el método del Soil Conservation Service (SCS), mediante la Condición de Humedad Antecedente (CHA), según datos diarios, convertidos a mensuales.

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1981	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,111.93	2,133.33	0.00	2,442.89	193.85	831.12	0.00	7,713.12
1982	0.00	0.00	0.00	0.00	58.89	4,988.91	100.73	1,139.42	5,628.98	3,434.34	0.00	0.00	15,349.27
1983	0.00	0.00	0.00	0.00	1,877.62	2,402.26	8,785.47	1,418.47	4,393.25	747.43	0.00	0.00	19,624.51
1984	0.00	0.00	0.00	0.00	2,982.17	5,712.25	2,500.69	193.85	1,363.46	534.92	0.00	0.00	13,297.34
1985	266.15	0.00	0.00	0.00	1,535.54	0.00	0.00	7,470.44	17.05	41.84	0.00	0.00	9,331.02
1986	0.00	0.00	41.84	0.00	1,387.85	4,411.02	4,078.96	3,249.13	2,412.02	17.05	0.00	0.00	15,605.88
1987	1,179.06	0.00	0.00	0.00	0.00	7,833.74	283.19	5,131.16	5,337.68	1,363.48	0.00	0.00	21,128.30
1988	0.00	0.00	0.00	0.00	224.31	7,709.58	3,382.32	0.00	142.67	0.00	0.00	117.78	11,576.57
1989	0.00	0.00	17.05	0.00	0.00	807.83	2,197.32	6,880.32	9,589.50	980.63	0.00	0.00	20,272.66
1990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,772.10	3,933.95	125.53	4,642.47	611.52	0.00	0.00	16,085.57
1991	0.00	0.00	0.00	0.00	58.89	1,871.16	475.93	441.74	3,831.04	2,405.25	0.00	0.00	9,023.90
1992	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5,874.11	488.44	534.56	1,867.02	0.00	0.00	0.00	8,764.13
1993	0.00	0.00	0.00	0.00	2,657.68	1,311.35	9,900.02	1,787.22	6,703.72	3,657.98	0.00	0.00	26,017.99
1994	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,148.63	2,618.72	302.20	3,368.23	1,060.27	0.00	0.00	14,498.05
1995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9,034.65	2,141.63	3,342.50	6,593.19	0.00	0.00	0.00	21,111.97
1996	0.00	0.00	0.00	0.00	169.06	1,993.32	5,929.66	8,020.03	1,898.04	6,940.40	0.00	0.00	24,850.51
1997	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,254.54	0.00	125.53	941.28	1,043.53	0.00	0.00	9,364.86
1998	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,228.19	0.00	3,017.67	2,373.60	2,197.48	0.00	0.00	14,814.84
1999	0.00	0.00	0.00	0.00	1,693.40	17.05	186.10	1,389.53	3,798.68	0.00	0.00	0.00	7,074.76
2000	0.00	1,115.82	0.00	0.00	325.04	2,243.87	1,798.83	3,247.06	4,871.82	0.00	0.00	0.00	13,602.43
2001	0.00	0.00	17.05	534.92	0.00	2,804.83	7,754.94	5,348.38	6,967.34	0.00	17.05	0.00	23,444.50
2002	0.00	0.00	1,735.25	0.00	848.16	712.28	3,616.41	0.00	694.54	885.58	0.00	0.00	8,492.20
2003	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,298.88	7,538.82	41.84	4,916.99	483.58	0.00	0.00	15,281.11
2004	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	860.97	5,168.11	1,027.84	4,475.49	936.56	0.00	0.00	12,468.79
2005	0.00	0.00	17.05	534.92	0.00	4,871.98	4,203.46	1,851.48	5,684.32	763.53	0.00	0.00	17,726.74
2006	0.00	0.00	17.05	341.00	0.00	805.44	2,989.80	325.04	2,065.48	3,093.11	0.00	0.00	9,716.92
2007	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,836.05	6,917.19	1,183.12	3,349.93	2,604.86	3,443.93	0.00	24,316.65
2008	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10,027.60	10,650.27	3,669.11	235.70	0.00	0.00	24,482.67
2009	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2,623.74	629.05	1,862.68	0.00	0.00	0.00	5,115.47
2010	0.00	0.00	0.00	0.00	1,220.89	3,395.40	2,714.47	58.89	4,431.58	618.25	1,285.47	0.00	13,724.95
2011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9,123.42	0.00	1,635.09	1,145.95	0.00	0.00	11,804.46
2012	0.00	1,183.40	0.00	0.00	17.05	3,108.59	0.00	874.85	399.89	1,989.88	368.88	0.00	7,940.12
2013	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,047.46	0.00	1,077.17	3,482.08	0.00	0.00	10,606.70
2014	0.00	58.89	0.00	0.00	0.00	1,637.87	4,478.83	5,501.16	1,078.88	5,290.17	0.00	0.00	18,041.79
2015	0.00	807.83	0.00	0.00	0.00	4,391.79	6,578.49	6,964.55	4,727.87	3,657.99	0.00	0.00	27,128.52
2016	534.92	0.00	0.00	0.00	712.26	17.05	6,257.71	593.81	193.85	2,882.62	0.00	0.00	11,292.21
Esc. medio mensual.	55.00	87.94	51.26	39.19	438.58	3,283.53	3,804.21	2,292.95	3,314.80	1,483.32	165.12	3.27	15,019.18
Hp media mensual mm	14.10	8.40	7.40	18.60	85.30	225.90	183.70	192.60	201.00	70.30	15.80	6.70	988.90

Tabla 3.1 Escurrimientos mensuales en miles de metros cúbicos.

Cálculo por el método de los Coeficientes de Escurrimiento de la SARH, de datos mensuales de lluvia

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1961	79.60	2.80	7.10	65.40	496.00	2.641.32	2.459.20	2.063.40	2.467.50	563.98	1.061.53	0.00	11,926.83
1962	0.00	0.00	7.70	461.60	1.104.20	2.539.04	1.383.40	2.415.54	3.835.10	1.837.11	112.00	0.00	13,695.89
1963	0.00	0.00	475.00	445.40	2.792.12	3,849.52	5,022.47	2,354.56	3,173.34	1,663.53	90.90	96.10	19,952.84
1964	0.00	0.00	0.00	124.10	3,198.31	4,104.53	2,593.15	1,738.98	3,257.30	380.50	363.90	309.30	16,070.07
1965	495.57	33.10	133.90	113.80	1,000.75	1,883.80	2,148.60	3,658.73	1,376.70	1,281.70	181.40	76.30	12,394.15
1966	142.00	0.00	698.60	264.20	1,478.65	2,535.81	3,139.11	3,410.72	3,023.61	1,230.30	0.00	5.00	15,926.00
1967	850.50	0.00	315.30	203.90	883.50	5,265.48	1,739.47	4,471.00	4,834.41	1,841.06	266.90	0.00	20,691.52
1968	35.60	283.20	78.80	564.60	1,411.87	4,093.77	1,280.41	1,142.00	1,645.50	648.50	35.60	721.00	11,928.85
1969	249.50	0.00	668.40	31.50	937.70	2,046.67	3,449.54	7,854.81	4,356.55	877.33	0.00	0.00	20,169.10
1970	0.00	0.00	0.00	0.00	808.30	4,850.50	3,168.05	1,937.30	4,640.98	699.71	76.80	0.00	16,179.84
1971	0.00	0.00	31.60	0.00	1,269.40	2,727.86	1,864.03	3,021.23	4,066.77	1,797.44	145.40	11.10	14,934.83
1972	18.70	0.00	100.50	462.00	1,063.30	3,427.41	2,623.86	1,265.61	2,468.63	277.00	482.20	35.90	12,205.11
1973	0.00	24.10	0.00	760.50	2,648.43	4,319.30	4,877.75	5,333.16	3,597.23	1,814.81	44.10	0.00	23,417.38
1974	0.00	0.00	25.30	186.30	904.90	3,916.78	2,268.75	2,588.20	3,603.14	842.34	229.30	0.00	14,564.71
1975	358.80	40.10	0.00	0.00	2,431.30	4,580.39	2,681.46	3,130.01	3,131.55	1,170.40	148.00	0.00	17,522.02
1976	0.00	52.60	0.00	1,174.90	692.08	3,014.59	5,158.34	5,181.38	3,600.97	2,425.48	401.40	50.70	21,752.44
1977	183.80	16.40	2.70	122.90	1,701.30	3,390.82	1,476.00	1,390.00	2,230.51	290.55	122.90	17.80	10,925.68
1978	103.10	49.80	535.90	185.50	1,284.80	4,640.10	2,456.20	2,566.12	4,066.14	814.43	669.90	0.00	17,371.99
1979	0.00	26.00	31.00	142.50	1,431.91	951.70	2,195.28	1,780.20	1,650.75	545.20	0.00	285.00	9,049.54
1980	1,185.90	0.00	0.00	349.70	1,451.57	1,567.13	2,710.93	2,709.03	2,928.49	714.60	30.40	0.00	13,647.75
1981	481.60	607.30	104.70	1,128.30	1,264.80	5,827.48	6,160.07	5,831.13	2,808.66	1,444.80	10.50	0.00	25,689.34
1982	0.00	582.90	0.00	128.90	1,035.93	2,103.31	747.53	649.00	1,240.90	844.92	0.00	0.00	7,333.39
1983	276.60	407.60	135.40	0.00	43.70	2,890.37	2,495.72	1,470.10	3,532.73	681.53	180.50	0.00	12,114.25
1984	325.00	80.00	33.30	0.00	1,338.30	3,211.73	4,231.05	2,872.01	3,892.83	376.98	0.00	0.00	16,361.20
1985	27.60	533.80	92.00	983.30	1,111.70	5,370.02	3,301.51	4,952.09	2,564.23	339.49	381.00	0.00	19,656.74
1986	21.40	324.20	47.40	853.33	1,937.60	3,529.78	1,444.64	2,241.87	2,001.84	1,253.57	221.70	13.80	13,891.13
1987	0.00	0.00	127.30	328.70	501.10	4,508.67	3,590.76	1,506.20	3,413.02	0.00	1,177.35	0.00	15,155.10
1988	0.00	0.00	342.60	0.00	208.80	4,453.70	1,953.23	4,523.57	2,138.87	946.58	0.00	0.00	14,566.35
1989	0.00	0.00	0.00	0.00	432.20	2,201.50	1,666.35	2,622.43	1,883.00	556.10	140.30	173.10	9,674.98
1990	180.50	70.30	26.60	596.60	2,880.30	4,628.14	3,284.68	3,883.60	3,410.87	2,889.41	0.00	106.30	21,739.30
1991	0.00	0.00	0.00	0.00	861.10	3,489.90	1,233.34	1,028.30	1,988.88	1,168.63	503.70	0.00	10,271.85
1992	2,198.10	45.79	155.30	177.00	1,151.30	1,994.28	3,011.50	2,395.51	2,792.53	775.45	946.07	262.20	16,905.03
1993	0.00	156.50	0.00	38.60	114.80	2,539.60	289.00	1,356.60	2,596.82	0.00	115.70	0.00	7,207.42
1994	474.70	0.00	0.00	87.60	650.00	3,746.98	1,641.92	4,050.13	2,932.02	994.84	140.20	0.00	14,618.39
1995	727.50	0.00	26.70	635.00	4,021.80	1,497.52	4,405.43	7,632.14	2,302.44	1,865.01	353.50	945.30	24,412.34
1996	0.00	0.00	287.30	650.30	1,500.51	2,303.30	2,768.52	2,173.30	2,152.58	1,510.29	0.00	181.50	13,527.60
Esc. medio mensual	253.90	92.67	124.62	312.43	1,359.11	3,360.38	2,688.26	3,033.55	2,933.57	1,024.64	240.35	91.46	15,484.17
Hp media mensual mm	14.10	6.40	7.40	18.60	85.30	225.90	183.70	192.60	201.00	70.30	15.80	5.70	969.90

Tabla 3.2 Escurrimientos mensuales en miles de metros cúbicos.

Régimen de demandas

La zona de riego se dedicará al cultivo en dos ciclos agrícolas considerando para ello las características de precipitación y temperatura de la zona, así como el tipo de cultivo apto para la región y las prácticas agrícolas. Los cultivos propuestos y los volúmenes necesarios para estos en función del estudio agrológico realizado para la Comisión Nacional del Agua, son los siguientes: Primavera-Verano: arroz, maíz, sorgo, frijol, tomate, jitomate y pepino (tabla 3.3); Otoño-Invierno: maíz, maíz forrajero, jitomate, tomate, pepino, frijol, calabacita (tabla 3.4).

Tabla 3.3 Plan de cultivos ciclo otoño-invierno

OTOÑO-INVIERNO															
CULTIVO	%	Ha	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
MAIZ	12.5	14.2	30,785.40	14,849.40	14,668.30	14,668.30	-	-	-	-	-	-	-	-	74,971.50
MAIZ FORRAJERO	12.5	14.2	11,408.70	11,408.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,928.00	40,745.40
JITOMATE	12.5	14.2	16,298.20	14,487.20	4,889.40	-	-	-	-	-	-	-	-	28,974.50	64,649.30
TOMATE	8.33	9.47	9,658.20	9,658.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,678.50	38,994.80
PEPINO	8.33	9.47	9,416.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,382.50	19,799.20
FRIJOL	29.2	33.13	50,705.40	23,240.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42,254.50	116,199.80
CALABACITA	16.7	18.93	14,487.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,765.10	35,252.30
SUMA	100	113.6	142,759.70	73,643.50	19,557.80	14,668.30	-	-	-	-	-	-	-	139,983.00	390,612.30

Tabla 3.4 Plan de cultivos ciclo primavera-verano

PRIMAVERA-VERANO															
CULTIVO	%	Ha	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
ARROZ	25	56.79	-	-	-	-	-	-	145,596.80	23,904.00	19,557.80	28,250.10	62,295.20	-	279,603.80
SORGO	36	80.45	-	-	-	-	-	-	34,890.10	40,021.00	63,623.20	41,047.20	5,130.90	-	184,712.40
MAIZ	13	28.4	-	-	-	-	-	-	28,250.10	11,227.60	13,762.90	1,810.90	20,644.30	-	75,695.90
CEBOLLA	6.4	14.2	-	-	-	-	-	-	8,873.40	3,259.60	16,298.20	3,984.00	-	-	32,415.20
PEPINO	4.2	9.47	-	-	-	-	-	-	5,312.00	7,847.30	-	-	-	-	13,159.20
TOMATE	11	23.66	-	-	-	-	-	-	19,618.10	5,734.50	14,789.10	-	-	-	40,141.70
FRIJOL	4.7	10.41	-	-	-	-	-	-	-	4,913.60	10,491.20	1,195.20	-	-	16,600.00
SUMA	100	223.37	-	-	-	-	-	-	242,540.60	96,907.60	138,522.20	76,287.40	88,070.40	-	642,328.20

Con respecto a la cantidad de agua que se estima demandará la zona de riego, esta será de aproximadamente 6,314 m³/Ha al año. Los volúmenes calculados al año para el calendario de cultivos, considerando las 224 Ha son los que se muestran en la tabla 3.5.

Tabla 3.5 Régimen de demandas

Régimen de Demandas (114 ha en O-I y 224 en P-V)			
Época	MES	DEMANDA	
		miles de m ³	%
Otoño-Invierno	DICIEMBRE	139.98	19.5%
	ENERO	142.76	19.9%
	FEBRERO	73.64	10.3%
	MARZO	19.56	2.7%
	ABRIL	14.67	2.0%
	MAYO	0	0.0%
Primavera-verano	JUNIO	0	0.0%
	JULIO	242.54	17.2%
	AGOSTO	96.91	6.9%
	SEPTIEMBRE	138.52	9.8%
	OCTUBRE	76.29	5.4%
	NOVIEMBRE	88.07	6.2%
TOTAL		1032.94	100.0%
Lamina bruta (m)		0.63	
Eficiencia %		78.4	

En función del área por regar, de la cantidad de agua que se consideró demandará la zona de riego y de las características de los canales de conducción se estimó el gasto de la obra de toma en $0.30 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.3.2. Estudio de avenidas

Dentro del anteproyecto de una presa es de primordial importancia la determinación del gasto de la avenida máxima que podría ocurrir, en cierto número de años. La avenida de diseño es aquella que entra a un vaso de almacenamiento y cuyo tránsito por el mismo produce escurrimientos que determinan la capacidad del vertedor. La selección de la avenida de diseño depende básicamente del riesgo que se desee asociar a la construcción de la presa, el cual se relaciona con factores como la capacidad y altura de la cortina, así como de los requerimientos de evacuación de personas y daños potenciales aguas abajo de la obra.

Los métodos para calcular la avenida de diseño se pueden clasificar en tres grupos: empíricos, estadísticos e hidrometeorológicos. Los primeros se basan en las calibraciones de características físicas de la cuenca, como el área o la pendiente media, para su empleo en cuencas similares.

Los criterios estadísticos ajustan una distribución estadística conocida como la Gumbel, la lognormal, o la de Pearson tipo III a un registro de datos de una estación hidrométrica determinada. Finalmente los criterios hidrometeorológicos utilizan la precipitación máxima probable, así, con la tormenta de diseño se genera un hidrograma unitario mediante el auxilio de la relación lluvia-escurrimiento, y al descontar las pérdidas se obtiene la avenida de diseño.

En el anteproyecto en estudio, no se cuenta con registro de gastos, por lo que se trabajó con alturas de precipitación. Para el estudio de avenidas se utilizó la información de las subcuencas San Barloto, Acayo, Tequesquía y con base en los datos de precipitación (tabla 3.6) que se registraron en la estación climatológica

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1958	91.10	13.40	0.00	0.30	36.90	217.80	186.00	204.10	235.80	165.80	156.40	20.30	1,327.90
1959	12.60	0.00	0.00	32.00	57.80	293.40	139.00	124.10	133.10	234.30	1.50	0.00	1,027.80
1960	3.90	6.50	0.00	2.30	65.30	192.10	257.30	289.70	139.50	111.70	0.00	0.00	1,068.30
1961	5.60	0.20	0.50	1.90	34.70	206.20	184.10	129.00	196.70	43.40	80.60	0.00	882.90
1962	0.00	0.00	0.50	30.10	67.10	189.60	90.20	179.70	272.80	138.40	7.30	5.20	980.90
1963	0.00	0.00	25.70	0.00	139.00	205.10	319.80	137.10	195.60	89.10	4.90	5.20	1,121.50
1964	16.50	6.50	0.00	7.50	216.00	255.10	168.60	107.10	203.80	27.20	22.00	18.70	1,049.00
1965	35.20	7.70	0.00	46.50	78.90	130.80	117.30	299.20	74.40	89.70	12.60	5.30	897.60
1966	8.60	14.00	32.30	18.00	97.30	171.10	213.20	227.40	193.50	74.50	0.00	0.30	1,050.20
1967	51.10	0.00	6.70	24.10	45.90	288.10	92.70	238.50	270.90	105.80	15.20	0.00	1,139.00
1968	2.50	19.90	5.40	38.80	101.20	330.90	91.40	80.30	115.70	45.60	2.50	50.70	884.90
1969	13.40	0.00	35.80	1.70	8.80	109.10	197.60	412.80	278.70	41.90	0.00	0.00	1,099.80
1970	0.00	0.00	0.00	0.00	48.40	329.40	214.40	101.80	304.60	46.50	4.60	0.00	1,049.70
1971	1.10	0.00	14.70	25.40	43.20	155.70	121.10	185.50	269.10	131.50	17.60	0.70	965.60
1972	1.30	0.00	7.00	31.50	55.80	273.80	187.40	87.00	184.20	19.30	33.60	0.00	880.90
1973	0.00	1.20	0.00	37.90	139.80	199.80	282.90	242.10	209.70	102.00	2.20	0.00	1,217.60
1974	0.00	0.00	1.60	11.80	50.40	277.40	162.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	992.90
1975	20.60	2.30	0.00	0.10	130.90	304.60	166.10	155.40	206.70	67.20	8.50	0.00	1,062.40
1976	0.10	2.70	0.00	60.30	37.20	162.70	271.60	288.60	191.50	150.30	19.40	0.70	1,185.10
1977	12.00	1.20	0.20	9.00	124.60	296.30	107.00	244.80	159.90	30.30	9.00	1.30	995.60
1978	6.00	2.90	21.20	10.80	62.80	304.50	143.00	163.90	252.00	62.20	39.00	0.00	1,068.30
1979	0.00	2.10	2.50	11.50	127.30	75.30	179.80	153.80	164.90	44.00	0.00	23.00	784.20
1980	78.00	0.00	0.00	23.00	98.40	117.30	184.80	196.60	217.40	47.00	2.00	0.00	964.50
1981	23.00	29.00	5.00	57.20	60.40	273.50	327.20	277.50	164.00	75.00	0.50	0.00	1,292.30
1982	0.00	52.00	2.00	18.00	99.90	192.50	95.60	57.90	116.90	84.00	0.00	0.00	718.80
1983	19.00	28.00	9.30	0.00	3.00	186.50	219.50	101.00	273.00	50.50	12.40	0.00	902.20
1984	19.50	4.80	2.00	0.00	80.30	200.00	244.30	179.60	256.30	13.90	0.00	0.00	1,000.70
1985	16.50	6.50	5.40	18.00	81.80	217.80	205.10	182.00	172.80	24.40	20.70	0.00	951.00
1986	16.50	6.50	5.40	18.00	81.80	217.80	180.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	1,015.70
1987	16.50	0.00	5.40	18.00	81.80	217.80	180.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	1,009.20
1988	16.50	6.50	5.40	18.00	81.80	217.80	180.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	1,015.70
1989	16.50	6.50	5.40	18.00	81.80	217.80	180.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	1,015.70
1990	9.50	3.70	1.40	31.40	157.60	245.30	183.00	197.20	206.70	144.80	0.00	5.70	1,186.30
1991	0.00	0.00	0.00	0.00	64.10	259.80	160.80	75.70	159.40	98.60	37.50	0.00	855.90
1992	127.60	12.80	9.30	1.30	128.80	137.50	177.60	137.40	168.70	58.00	60.00	15.70	1,034.70
1993	0.00	13.80	0.00	3.40	10.10	208.30	77.20	101.70	242.00	17.40	10.20	0.00	684.10
1994	16.50	6.50	5.40	18.00	81.80	217.80	180.30	182.00	206.70	77.90	17.60	5.20	1,015.70
Promedio	17.76	6.95	5.82	17.40	80.07	218.82	180.25	179.74	201.91	78.42	18.54	4.97	1,010.66

Tabla 3.6 Registro de precipitaciones en la estación Tlacotepec.

Tlacotepec con periodo de operación útil de 1958 a 1994 se procedió a determinar la avenida máxima probable, calculando la tormenta de diseño para un periodo de retorno $Tr = 1,000$ años y $Tr = 10,000$ años, obteniendo un gasto máximo de $349 \text{ m}^3/\text{s}$ y $415 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

3.3.3. Dimensionamiento del vaso

La simulación del funcionamiento del vaso de almacenamiento permite determinar la capacidad óptima de la presa a partir de la interrelación del régimen de la corriente, las condiciones de lluvia y evaporación locales, capacidades del vaso y las demandas. Para el diseño del vaso de almacenamiento es necesario contar con planos topográficos y registros hidrológicos. Los primeros proporcionan la relación que hay entre los volúmenes, áreas y elevaciones del vaso, y los segundos sirven para estimar los volúmenes o gastos que llegarán al vaso durante su operación. Los datos de partida para la simulación del funcionamiento de un vaso son:

- ❖ Volúmenes escurridos hasta el sitio de la presa.
- ❖ Datos pluviométricos en forma de láminas de evaporación neta mensual.
- ❖ Características topográficas del vaso expresadas por los datos de elevaciones-áreas-capacidades.
- ❖ Distribución de las demandas mensuales a lo largo del año.
- ❖ Políticas establecidas sobre los déficit máximos admisibles de acuerdo al uso del agua.
- ❖ Capacidad de azolves o muerta.

Para la simulación del funcionamiento del vaso del anteproyecto se utilizó el método analítico con intervalos mensuales y capacidades de conservación desde 1.0 hasta 3.0 Mm^3 , obteniendo para el área de la zona de riego una capacidad de conservación de 1.146 Mm^3 menos la capacidad útil del bordo "Los Lavaderos" estimada en 160,000 m^3 queda una capacidad de conservación de 0.986 Mm^3 , a la que le corresponde una elevación de 103.34 metros, la cual representará el N.A.M.O. La capacidad para azolves será de 0.249 Mm^3 y de la curva elevaciones-capacidades (figura 3.5) se observa que le corresponde una elevación de 95.16 metros sobre la que se ubicará el umbral de la obra de toma. En el apéndice A se presenta el funcionamiento aceptado del vaso.

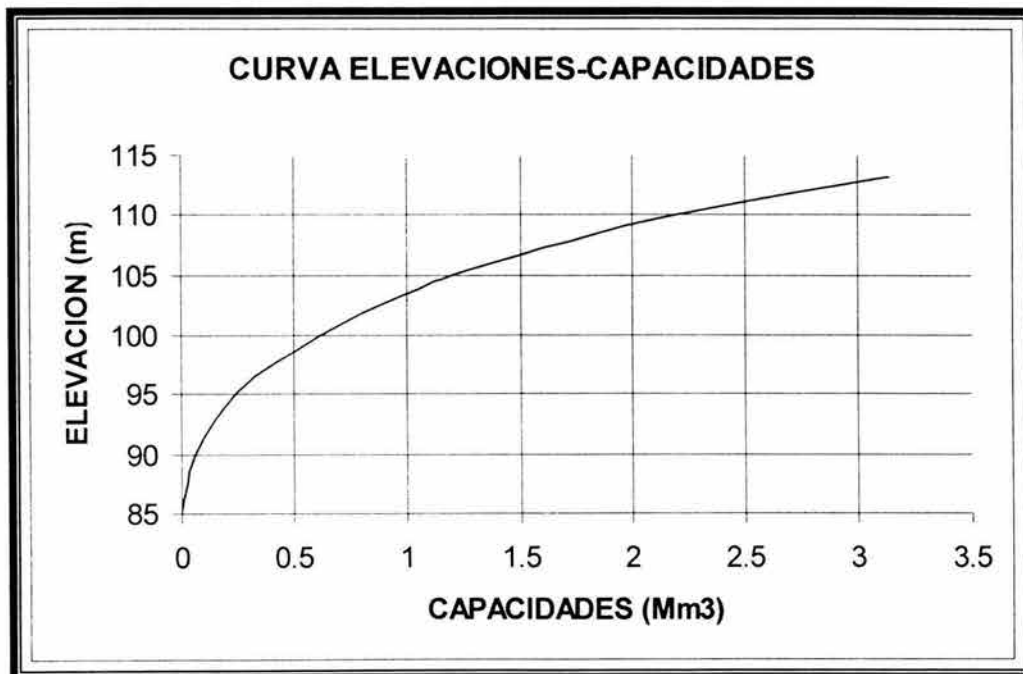


Figura 3.5 Curva elevaciones-capacidades

3.3.4. Tránsito de avenidas

Al simular el tránsito de la avenida máxima por el vaso de almacenamiento, a través de un procedimiento analítico, podremos obtener el hidrograma de salida y los volúmenes retenidos para un gasto máximo, dado un hidrograma de entrada. El obtener esta información tendrá los siguientes propósitos:

- ❖ Conocer el superalmacenamiento.
- ❖ Dimensionar la obra de excedencias para un gasto máximo de descarga.
- ❖ Determinar el N.A.M.E. y fijar la altura de la cortina.
- ❖ Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación es adecuada.
- ❖ Dimensionar las obras de desvío y ataguías.

Para el tránsito de avenidas del anteproyecto se utilizó la información de las subcuencas de San Barloto, Acayo, Tequesquía, los hietogramas de las tormentas de diseño y la curva elevaciones-capacidades del vaso de la presa. En el tránsito de avenidas se simularon longitudes del vertedor de 25 y 50 metros para el periodo de retorno $Tr = 1,000$ años con un gasto de $349 \text{ m}^3/\text{s}$ y para $Tr = 10,000$ años con un gasto de $415 \text{ m}^3/\text{s}$ con cargas de 2.28 y 2.53 metros respectivamente. Dado que no existen restricciones topográficas se seleccionó la longitud de 50 metros y la avenida de diseño de $349 \text{ m}^3/\text{s}$ asociada a el periodo de retorno de 1000 años con elevación al N.A.M.E. = 105.62 metros. Esta consideración se realizó tomando como base la normatividad establecida por la Subdirección General Técnica de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional del Agua para presas de almacenamiento clasificadas dentro de la categoría de "Medianas", en las cuales se involucra, tanto la altura como la posibilidad de riesgo hacia aguas abajo.

Cabe señalar que los datos que se tomaron para el diseño de las estructuras de la presa, se obtuvieron del análisis de la avenida máxima, con pico en $349 \text{ m}^3/\text{s}$ y en caso de presentarse la avenida correspondiente al periodo de 10,000 años, la capacidad del vaso con la altura de la cortina propuesta, es aceptable para absorber esta avenida.

3.4. Impacto ambiental

Los estudios de impacto ambiental son una herramienta para la toma de decisiones en la etapa de planeación de cualquier obra de infraestructura y permite seleccionar la mejor alternativa, o sea, la que ofrezca los mayores beneficios tanto en el aspecto socioeconómico como en el aspecto ambiental. El estudio del impacto ambiental es una acción planteada para identificar y predecir la modificación de los componentes del ecosistema, interpretar, manifestar la información acerca de los impactos y así recomendar las medidas correspondientes para prevenir o minimizar los efectos adversos.

Las obras civiles relacionadas con el uso y manejo del agua cuyo objetivo fundamental es utilizar y manejar el agua para protección del hombre y sostenimiento de las actividades humanas son proyectadas para beneficio de la sociedad, pero adicional a esto se generan impactos negativos en el ambiente. En el caso de la construcción de una presa se pueden presentar los siguientes impactos: disminución en la aportación de agua en las zonas bajas, pérdida sustancial del recurso por evaporación e infiltración, lo cual tiene repercusiones en el clima y niveles freáticos de la zona; en el área de inundación del vaso desaparece el ecosistema terrestre y el nuevo ecosistema acuático puede estar eutroficado debido a la descomposición de materia orgánica presente, al no preverse el desmonte selectivo del área a inundar, entre otros. En el caso del anteproyecto en estudio se presentan las características del sitio, la identificación de los impactos durante las diferentes etapas y las recomendaciones para la prevención y mitigación del impacto ambiental.

3.4.1. Características del sitio

La cuenca de la Barranca de Amatzinac en la actualidad es más o menos uniforme en cuanto a su grado de deterioro, aprovechamiento, composición florística y faunística. El ecosistema en general se encuentra alterado a causa de la precaria agricultura de temporal, la escasa población asentada y la ganadería extensiva.

La flora dentro del área del anteproyecto y la zona de influencia está formada principalmente por selva baja caducifolia de clima cálido constituida por arbustos de cubata, huizache y tehuistle, árboles de jacaranda, tabachín, casahuate, ceiba y bugambilia. La vegetación presente donde se localizará el vaso, el vertedor, la obra de toma, la corona y el muro de cierre topográfico corresponde a vegetación de tipo matorral espinoso y de galería, mientras que las áreas adyacentes al vaso se encuentran cubiertas por diversos cultivos y algunas áreas son dedicadas al pastoreo.

La fauna dentro del área del anteproyecto y la zona de influencia está constituida por mapache, tejón, zorrillo, armadillo, liebre, conejo común, coyote, gato montes, comadreja, cacomixtle, tlacuache, murciélago, chachalaca, urraca, zopilote, aura cuervo, lechuza y reptiles como iguana, lagartija y diferentes culebras. En el área del anteproyecto no se localizan especies que estén amenazadas, que sean endémicas, raras o con protección especial conforme a lo señalado en la Norma Oficial Mexicana NOM-059-ECOL-2001, Protección Ambiental (Especies Nativas de México de Flora y Fauna Silvestres), Categorías de riesgo y especificaciones para su inclusión o cambio (Lista de especies en riesgo), publicada el 6 de marzo de 2002 en el Diario Oficial de la Federación.

El área de inundación del vaso de la presa se ubica totalmente dentro del cauce de la Barranca de Amatzinac, siendo esta una zona federal en la cual no existe propiedad ejidal o particular que pudiera ser afectada. Asimismo, la zona en general no se localiza en alguna área natural protegida de carácter federal o estatal.

3.4.2. Identificación de impactos ambientales

Para la identificación de los impactos ambientales en los elementos del ecosistema se utilizaron diversas técnicas, las cuales se apoyaron en la cartografía y literatura del INEGI, trabajo de campo y entrevistas a los pobladores del área del anteproyecto. A continuación se presentan los impactos ambientales identificados en las etapas de preparación del sitio, construcción y operación.

Etapa de preparación del sitio

Durante el desarrollo de esta etapa las actividades que se identificaron como capaces de causar impactos ambientales fueron: desmonte, deshierbe, desraíce, limpia y trazo de las obras, estos se identificaron como impactos ambientales potenciales, de carácter adverso y benéfico sobre el suelo, agua superficial, agua subterránea, flora y fauna, así como en el aspecto socioeconómico.

Los impactos socioeconómicos tendrán una permanencia prácticamente indefinida, como lo es el caso de las acciones necesarias para adecuar los caminos de acceso, ya que si bien habrá de cambiar de manera permanente el uso del suelo, impacto considerado de forma adversa, también se ofrecerán mejores vías de comunicación para los habitantes del área, lo cual se considera positivo y permanente.

Etapa de construcción

La construcción de la obra de desvío, así como de la cortina para el nuevo embalse, producirán la modificación puntual de la topografía y la eliminación de la vegetación por efecto del desmonte. Conforme a la evaluación realizada habrán de generarse impactos adversos sobre el agua superficial, el agua subterránea, suelo, flora y fauna, así como sobre el aspecto socioeconómico.

En cuanto a los impactos ambientales potenciales que se derivan de la ejecución de las acciones contempladas en esta etapa, desde la perspectiva del factor socioeconómico, se puede identificar la generación de empleos, el cual es benéfico pero poco significativo, ya que tendrá un carácter temporal y desaparecerán las fuentes de trabajo una vez terminada esta etapa.

Al crear el embalse y subir el nivel del agua, se perderá la flora al quedar inundada la zona del vaso. La inundación de la vegetación así como de la materia orgánica del suelo producirá una demanda de oxígeno durante la oxidación de la materia orgánica que a su vez producirá un decremento en el oxígeno disuelto en el agua.

Etapa de operación

Los principales impactos que se identificaron para esta etapa fueron los relacionados con la calidad del agua, ya que a nivel del embalse, es factible esperar, por las variaciones de los niveles de almacenamiento, un posible aumento en la erosión de algunas partes de la rivera, generando un aumento en los sólidos disueltos dentro del embalse. Al modificarse el régimen de la corriente por la presencia de la cortina, habrá de disminuir el aporte de material de arrastre aguas abajo de la corriente.

Por lo que se refiere a la zona de riego, en esta habrán de darse la mayor cantidad de impactos benéficos de gran significancia, con forme a los objetivos establecidos del anteproyecto. Por otro lado se consideró como posible, la presencia de impactos adversos, los cuales podrían afectar la calidad del agua de la Barranca de Amatzinac por la presencia de residuos de agroquímicos, los cuales se utilizarán en toda el área que se pretende beneficiar con el riego.

3.4.3. Recomendaciones para la prevención y mitigación del impacto ambiental

Con el fin de disminuir los impactos ambientales generados en la zona por la construcción de la presa de almacenamiento “El abrevadero” se recomiendan las siguientes medidas para las etapas de preparación del sitio, construcción, operación, mantenimiento y abandono de la obra.

Etapa de preparación del sitio y construcción

- ❖ Los trabajos de desmonte y despalme para el embalse se realizaran en forma gradual y unidireccional, con el objeto de permitir la salida de la fauna silvestre que habita en el área del anteproyecto, particularmente aquella de lento desplazamiento como es el caso de los reptiles y anfibios, con el fin de permitir su reacomodo en otras zonas.

- ❖ Realizar todas las actividades que impliquen movimientos de tierra dentro de la superficie destinada para el anteproyecto, instrumentando las medidas adecuadas para evitar la desestabilización de los terrenos adyacentes.
- ❖ Rescatar la capa superficial de suelo vegetal que será removida durante las actividades de desmonte, para enriquecer aquellas áreas que se conserven en su estado natural y/o en zonas erosionadas aguas arriba del sitio donde estará el embalse.
- ❖ Instalar letrinas portátiles en cantidad suficiente para todo el personal que labore en el desarrollo del anteproyecto, las cuales deberán contar con el mantenimiento periódico que requieran.
- ❖ Evitar que fuera de las áreas designadas y acondicionadas previamente, se realicen trabajos de mantenimiento a la maquinaria y equipos que se utilicen, y durante los mismos se prohíba la disposición de los residuos y desechos tanto sólidos como líquidos producto de los trabajos, en el suelo.

Etapas de operación y mantenimiento

- ❖ Se deberá realizar un programa de reforestación para compensar los impactos adversos que ocasionará la realización del anteproyecto, que considere entre otras cosas la rehabilitación de la cubierta vegetal de los sitios que hayan resultado afectados y que no estén considerados para la construcción de obras futuras. Las especies propuestas para la reforestación estarán determinadas en función de la vegetación existente en los alrededores, pendientes del terreno, condiciones edafológicas y entorno paisajístico.
- ❖ Desmantelar la infraestructura de apoyo que fue utilizada en las etapas de preparación del sitio y construcción del anteproyecto.

- ❖ Ubicar puntos de monitoreo de manera estratégica en donde se localizarán las aguas de retorno agrícola, así como las de la Barranca de Amatzinac después de recibirlas, con la finalidad de detectar la posible contaminación por agroquímicos u otros contaminantes, para prever afectaciones a los consumidores.

- ❖ Restituir la cubierta vegetal en lo posible en las zonas de trabajo que resulten afectadas como el campamento, el camino y su derecho de vía.

Etapas de abandono

- ❖ Proceder a la rehabilitación del sitio a sus condiciones originales, considerando para ello la demolición de la infraestructura construida si al terminar la vida útil del anteproyecto, no existen posibilidades de renovación o algún uso alternativo.

3.5. Datos del anteproyecto

Tomando en consideración los resultados del estudio hidrológico para determinar los niveles, capacidades y gastos de diseño correspondientes a las demandas, se pueden establecer los siguientes datos del anteproyecto para la presa de almacenamiento “El abrevadero”:

Tabla 3.6 Datos del anteproyecto

Vaso	Cantidad
Capacidad total	1.317 Mm ³
Capacidad de azolves	0.249 Mm ³
Capacidad de conservación	0.986 Mm ³
Capacidad útil	0.737 Mm ³
Superalmacenamiento	0.331 Mm ³
Elevación del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO)	103.34 m
Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)	105.62 m
Cortina	Cantidad
Bordo libre	1.72 m
Altura máxima de la cortina a partir del cauce	23.50 m
Altura máxima de la cortina a partir del desplante	29.50 m
Longitud de la cortina	227.00 m
Longitud de los muros	276.00 m
Elevación de la corona	107.34 m
Vertedor	Cantidad
Elevación de la cresta vertedora	103.34 m
Longitud de cresta vertedora	50.00 m
Carga sobre la cresta vertedora	2.28 m
Gasto de diseño del vertedor	349 m ³ /s
Obra de toma	Cantidad
Elevación del umbral de la obra de toma	95.16 m
Elevación del nivel de aguas mínimo (NAMIN)	96.84 m
Gasto de diseño de la obra de toma	0.30 m ³ /s
Gasto de diseño de la obra de desvío	100 m ³ /s

CAPÍTULO 4

*ANTEPROYECTO DE LA PRESA Y
ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS*

4.1. Descripción general de las estructuras principales

En el capítulo anterior se mencionaron las características topográficas, geológicas e hidrológicas del sitio del anteproyecto y se establecieron los datos de diseño para la presa, lo cual permitió elegir el mejor tipo para las condiciones propias del lugar. Con base en lo anterior se presenta la descripción de las estructuras que integrarán la presa de almacenamiento.

4.1.1. Cortina

La presa de almacenamiento "El Abrevadero" consistirá en una cortina de tipo gravedad con una altura máxima de 23.5 metros, medidos desde el nivel del cauce del río a la elevación 83.84 m. Se integrará por una sección vertedora de 50 m de longitud, formada por monolitos de 10 m de longitud, colocados en la parte central de la boquilla y tramos de sección no vertedora, colocados en ambos márgenes. La altura máxima de la cortina en la sección vertedora será de 19.50 metros a partir del fondo del cauce, la profundidad de desplante será variable con un máximo de 6 metros.

La cortina alojará en su interior en sentido longitudinal bajo la sección vertedora una galería, la cual servirá para recolectar las posibles filtraciones que se generen y para inspección. La sección será de portal con un ancho de 2 metros y una altura de 3 metros. La galería será de concreto reforzado, las entradas tendrán puertas de lámina galvanizada con ventilas de malla ciclónica y para descender existirán dos escaleras de concreto armado con pasamanos de tubo de hierro.

La captación de las filtraciones a través de las perforaciones será conducida con un tubo de PVC o dren colector de 16 cm de diámetro a cada 5 m, que atraviesa la cortina descargando el agua hacia aguas abajo de la cortina. Además de las perforaciones para drenaje, se contará con un sistema de perforaciones de 8 cm de diámetro a cada 6 m para drenaje inferior a través del concreto y la roca.

La sección no vertedora tendrá un ancho de corona de 5 m, tendrá una longitud de 227 metros y será provista de un parapeto de 2 metros de altura para lograr una elevación máxima de 107.34 metros, con lo cual se conseguirá una altura efectiva total de 23.50 metros a partir del fondo del cauce. El parapeto se prolongará hasta el terreno natural para lo cual, después de terminar la corona en ambas márgenes se continuará en forma de muro de concreto armado empotrado en el terreno natural para formar una longitud total de la cortina de 552 metros. (Ver plano 4.1).

La sección transversal quedará limitada aguas arriba por un paramento que baja verticalmente desde la corona hasta el nivel de desplante. Aguas abajo, queda limitada por un paramento vertical que va desde la corona hasta interceptar el talud de 0.75 con el cual se continúa hasta el desplante.

4.1.2. Obra de excedencias

La obra de excedencias se formará con la sección vertedora, la cual como ya se menciono quedará constituida por monolitos centrales, cuya sección transversal tendrá un paramento aguas arriba, similar al de la sección no vertedora, coronándose con un cimacio de cresta libre, cuya cresta se encontrará a la elevación 103.34 m para continuar hacia aguas abajo hasta encontrar un talud de 0.75:1 con lo que se inicia una rápida o canal de descarga del vertedor, siendo paralelo al paramento de aguas abajo de la sección no vertedora y remetida 2.00 m del cuerpo de la cortina.

El canal de descarga o rápida tiene una longitud de 12.50 m, medidos desde el punto de tangencia del cimacio hasta el inicio del la cubeta de lanzamiento; tendrá un ancho constante de 50 m y quedará provisto de unos muros laterales que van de 2.00 m de altura al inicio para reducirse a 1.50 m en la terminación.

Al pie de la rápida se ha proyectado una cubeta de lanzamiento tipo salto de ski, la cual descargará los excedentes al río, lanzando el flujo de agua lo más lejos posible de la presa. El perfil estará formado por un arco de circunferencia, descrito por una radio de 6

metros y un ángulo total de $73^{\circ}07'48''$; la elevación del fondo de la cubeta es la 87.94 m y la posición de la nariz de la misma es la 88.94 m. (Ver plano 4.2).

4.1.3. Obra de toma

La obra de toma se ubicará en la margen izquierda, atravesando el cuerpo de la cortina en dirección normal a su eje. Constará de una entrada con estructura de rejillas de acero, inmediatamente después de la estructura de rejillas, habrá una transición abocinada, ya dentro del cuerpo de la cortina se pasará de una sección rectangular de 1.3x0.9 m a una sección circular de 40.60 cm de diámetro interior, paredes de 6.35 mm y 16 metros de longitud de tubería de acero.

La tubería trabajará a presión y sobre ella se instalarán dos válvulas de mariposa de 40.60 cm de diámetro, una será de operación y la otra de emergencia, las cuales se alojarán en una caseta de operación con salida al tanque de descarga. En la descarga de la válvula después del tubo difusor, ya fuera de la cortina, se ha previsto un tanque de descarga revestido de concreto, seguido de una transición a canal trapecial de tierra, para descargar finalmente al cauce natural de la Barranca de Amatzinac en forma inmediata. (Ver plano 4.3).

4.1.4. Obra de desvío

El manejo del río se realizará sobre su propio cauce, por tal motivo la obra de desvío se localizará en el cuerpo de la cortina bajo la galería de inspección en el sentido del cauce en la parte más profunda del mismo; la obra tendrá la capacidad para desalojar un gasto de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ asociado a un periodo de retorno de 25 años.

Consistirá en una galería de sección rectangular, formada por dos muros longitudinales de sección trapecial de 1 metro de base, 0.5 metros en la corona y 4 metros de altura y

una losa superior de 50 cm de peralte, simplemente apoyada, con un claro de 3.5 metros y una longitud de 19.55 metros.

La estructura de cierre estará formada por dos viguetas de acero estructural situadas cada una a los lados de la entrada de la galería las cuales tiene una muesca que junto con el paramento de la cortina forman un pequeño canal que tiene la función de guiar las piezas de obturación constituidas por agujas de madera de 20x25x170 cm. (Ver plano 4.4).

No existirán obras complementarias pues existe camino hasta el sitio del anteproyecto, los bancos de grava-arena y de roca ya fueron explotados con anterioridad y también existen accesos.

4.2. Cortina

A continuación se analizará la estabilidad de la cortina de gravedad propuesta con base en las características de la zona y los factores que intervinieron en su elección. Antes de realizar el análisis se definen las diferentes fuerzas que actúan en ella.

4.2.1. Fuerzas que actúan en la cortina

Las fuerzas más importantes que debe ser capaz de resistir una cortina son: la gravedad (peso de la cortina), el empuje hidrostático, la subpresión, el empuje de los azolves, las fuerzas sísmicas, la presión del hielo y los esfuerzos por temperatura.

Peso de la cortina.- El peso de la cortina es el producto de su volumen y del peso específico del material empleado; la dirección de la fuerza es vertical y su punto de aplicación coincide con el centro de gravedad de la sección. Si existen compuertas en la cresta, otras estructuras auxiliares o equipos de peso importante también se deben de tener en cuenta para determinar la resultante y la posición de su línea de acción.

Empuje hidrostático.- El empuje hidrostático actúa normal a la superficie del paramento y aumenta proporcionalmente a la profundidad. El empuje puede actuar en uno o en ambos paramentos, o sea, en el de aguas arriba y en el de aguas arriba y aguas abajo.

Fuerza de subpresión.- Las fuerzas de subpresión se originan dentro de una cortina de concreto y su cimentación como resultado de la penetración preferencial del agua generando presiones internas en todas direcciones en los poros, grietas y hendiduras.

Empuje de los azolves.- La acumulación gradual de depósitos importantes de sedimentos acarreados por la corriente durante la vida útil de la presa en el vaso contra el paramento de aguas arriba de la misma, generan una fuerza resultante horizontal, la cual esta en función de la profundidad del sedimento y el peso específico sumergido del mismo.

Fuerzas sísmicas.- Las fuerzas sísmicas tienen el efecto de mover el terreno en el cual se apoya la cortina y transmitirle aceleraciones que pueden aumentar las presiones del agua sobre ella, así como los esfuerzos dentro de la misma. La fuerza debida a la acción del sismo es horizontal y se obtiene multiplicando el peso total de la estructura por el coeficiente sísmico respectivo, de acuerdo a la zona sísmica.

4.2.2. Estabilidad estructural de la cortina

4.1.2.1 Combinaciones de carga

Las cortinas de gravedad deben diseñarse considerando las combinaciones usuales de carga que tengan probabilidad razonable de ocurrencia simultánea, empleando en cada caso el factor de seguridad adecuado. Las condiciones de estabilidad de la cortina se analizan bajo las siguientes combinaciones de carga:

- a) **Cargas ordinarias.**- En esta condición se toma en cuenta el empuje hidrostático a la elevación de las aguas normales en el embalse, o sea, el N.A.M.O., el peso propio de la cortina, la subpresión y el empuje de azolves.
- b) **Cargas extraordinarias por hidrología.**- Para esta condición se emplea el N.A.M.E. en el embalse para el empuje hidrostático, el peso propio de la cortina, subpresión y el empuje de azolves.
- c) **Cargas extraordinarias por sismo.**- En esta condición se aplican las cargas ordinarias más los efectos del sismo pseudoestático.
- d) **Cargas extraordinarias por vaso vacío.**- Para este caso se considera únicamente el peso propio de la cortina más el efecto del sismo pseudoestático.

4.1.2.2. Condiciones de estabilidad

Al evaluar todas las condiciones de cargas probables incluyendo la condición de vaciado total del embalse, la sección de la cortina debe demostrar un margen de seguridad aceptable con respecto al vuelco, al deslizamiento y a los esfuerzos excesivos.

Volteo.- Bajo la acción de las fuerzas externas existe una tendencia de las cortinas de gravedad a volcarse girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación o alrededor de la arista de aguas abajo.

Deslizamiento.- La fuerza horizontal tiende a desplazar la cortina en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarresta la resistencia producida por la fricción y la resistencia al corte del concreto o de la cimentación.

Esfuerzos excesivos.- La falla de la estabilidad de la estructura ira asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que es necesario

mantenerlos dentro de los límites aceptables. Cerca del talón y el pie de la cortina se desarrollan concentraciones de esfuerzos, y es posible que se generen esfuerzos de tensión moderados en el talón.

4.1.2.3 Condiciones de seguridad

Las cortinas de concreto tipo gravedad deben proyectarse para que resistan con seguridad las causas que atentan contra su estabilidad. La estabilidad de la cortina debe cumplir con las siguientes condiciones de seguridad:

1. Los esfuerzos máximos de compresión deben ser menores que los permisibles.
2. Los esfuerzos mínimos de compresión deben ser mayores que los permisibles.
3. El esfuerzo cortante medio en cualquier plano horizontal debe ser menor que el esfuerzo permisible.

En la figura 4.1 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la sección transversal de la cortina de gravedad. Las fuerzas representadas son el peso propio W , la componente horizontal del empuje hidrostático E_h , la subpresión U , la fuerza de inercia producida por el sismo sobre la cortina S , la fuerza del agua provocada por el sismo P_e y el empuje de azolves E_{az} .

La estabilidad de la sección no vertedora se analizará a partir del fondo del cauce del río y por conveniencia las cargas se expresan por metro de longitud de la cortina, o sea, se determinan para una sección transversal bidimensional con ancho unitario paralelo al eje de la cortina.

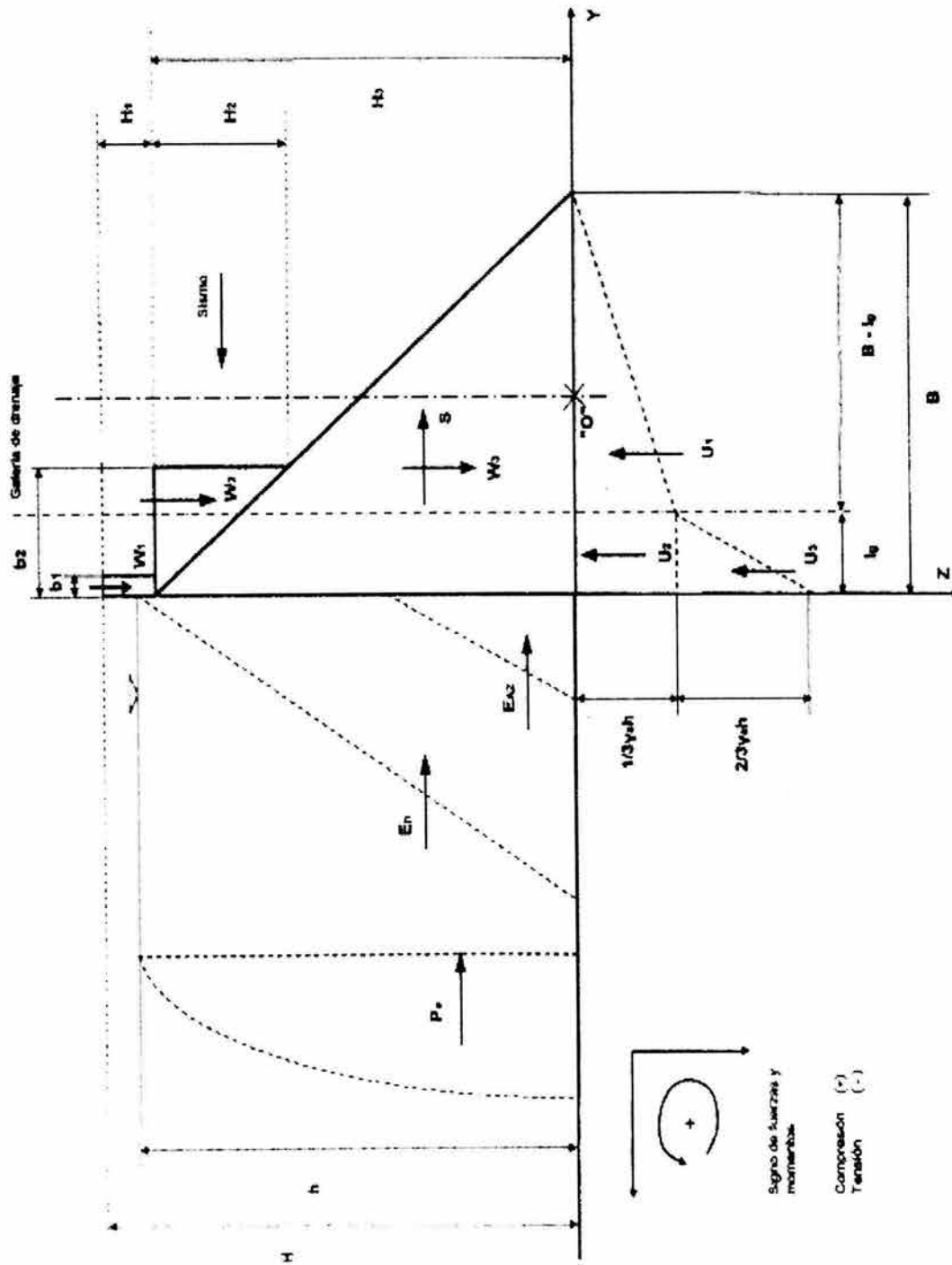


Figura 4.1 Diagrama de cuerpo libre de la sección transversal de la cortina

4.2.3. Análisis de estabilidad

Definición de las literales utilizadas.

W	Peso propio
B	Base de la cortina
H	Altura
γ_c	Peso volumétrico del concreto
E_h	Empuje del agua al N.A.M.O.
h	Carga hidráulica
γ_a	Peso volumétrico del agua
U	Subpresión
l_g	Distancia de la galería de drenaje al eje de la cortina.
E_{AZ}	Empuje de azolves
h_{AZ}	Carga de azolves.
γ	Peso volumétrico de los azolves.
S	Sismo en el cuerpo de la cortina
P_{eo}	Sismo en el agua

4.2.3.1 Cargas ordinarias

a) Cálculo de la magnitud y posición de las fuerzas actuantes en la cortina.

❖ *Peso propio*

$$W_1 = b_1 H_1 \gamma_c \qquad Y = \frac{1}{2} B - \frac{1}{2} b_1$$

$$W_1 = 0.3 * 2 * 2.4 = 1.44T \qquad Y = 9.13 \text{ m.}$$

$$W_2 = \frac{b_2 H_2 \gamma_c}{2} \qquad Y = \frac{1}{2} B - \frac{2}{3} b_2$$

$$W_2 = \frac{5 \cdot 6 \cdot 2.4}{2} = 36T \quad Y = 5.95 \text{ m.}$$

$$W_3 = \frac{BH_3 \gamma_c}{2} \quad Y = \frac{1}{2}B - \frac{1}{3}B$$

$$W_3 = \frac{18.55 \cdot 21.50 \cdot 2.4}{2} = 478.59T \quad Y = 3.10 \text{ m.}$$

❖ *Empuje del agua al N.A.M.O.*

$$E_h = \frac{h^2 \gamma_a}{2} \quad Z = \frac{1}{3}h$$

$$E_h = \frac{1 \cdot (19.50)^2 \cdot 1}{2} = 190.13T \quad Z = 6.50 \text{ m.}$$

❖ *Subpresión*

$$U_1 = \frac{(B - l_g)(1/3(\gamma_a h))}{2} \quad Y = \frac{1}{2}B - \frac{1}{3}(B - l_g)$$

$$U_1 = \frac{14.55 \cdot 6.50 \cdot 1}{2} = 47.29T \quad Y = 4.43 \text{ m.}$$

$$U_2 = l_g(1/3h\gamma_a) \quad Y = \frac{1}{2}B - \frac{1}{2}l_g$$

$$U_2 = 4 \cdot 6.5 \cdot 1 = 26T \quad Y = 7.28 \text{ m.}$$

$$U_3 = \frac{l_g(2/3(\gamma_a h))}{2} \quad Y = \frac{1}{2}B - \frac{1}{3}l_g$$

$$U_3 = \frac{4 \cdot 13 \cdot 1}{2} = 26T \qquad Y = 7.95 \text{ m.}$$

❖ *Empuje de azolves*

$$E_{AZ} = \frac{\gamma \cdot h_{AZ}^2}{2} \qquad Y = \frac{1}{3} h_{AZ}$$

$$E_{AZ} = \frac{0.4 \cdot (11.32)^2 \cdot 1}{2} = 25.63T \qquad Z = 3.77 \text{ m.}$$

b) Cálculo de momentos respecto al centro de gravedad

Tabla 4.1 Momentos para la combinación de cargas ordinarias

CARGA	VALOR (T)		DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)	
	H	V	Y	Z	(+)	(-)
W1		1.44	9.13		13.15	
W2		36.00	5.95		214.20	
W3		478.59	3.10		1483.63	
U1		47.29	4.43			209.49
U2		26.00	7.28			189.28
U3		26.00	7.95			206.70
Eh	190.13			6.50		1235.85
EAZ	25.63			3.77		96.63
SUMA	215.76	416.74			1710.98	1937.94

c) Cálculo de los esfuerzos de compresión

Para calcular los esfuerzos verticales sobre planos horizontales, se utiliza la fórmula de la escuadría a flexocompresión, tomando en cuenta las fuerzas calculadas anteriormente.

❖ Características geométricas de la base:

Área $A = 18.55 * 1 = 18.55m^2$

Momento de inercia $I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 * (18.55)^3}{12} = 531.93m^4$

Posición de la resultante $Y = \frac{h}{2} = \frac{18.55}{2} = 9.28m$

Momento neto $M_n = M_{positivo} - M_{negativo} = 1710.98 - 1937.94 = -226.97T - m$

Excentricidad $e_y = \frac{M_n}{F_v} = \frac{-226.97}{416.74} = -0.54m$

Resultante $R = \sqrt{(F_H)^2 + (F_V)^2} = \sqrt{(215.76)^2 + (416.74)^2} = 469.28T$

Elementos mecánicos $N = 416.74T$ $M_n = -226.97T - m$

Esfuerzos verticales en los extremos de la base

$$\sigma_z = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} Y \quad \sigma_z = \frac{416.74}{18.55} \pm \frac{(-226.97)}{531.93} * 9.28 = 22.47 \pm (-3.96)$$

Esfuerzos en el talón $\sigma_t = 22.47 - (-3.96) = 26.43 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzos en el pie $\sigma_p = 22.47 + (-3.96) = 18.51 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzo principal en el talud aguas abajo

$$\sigma_{IP} = \sigma_p (1 + K^2) \quad K = 0.75 \text{ talud aguas abajo}$$

$$\sigma_{IP} = 18.51(1 + (0.75)^2) = 28.92 \frac{T}{m^2}$$

Revisión de esfuerzos permisibles

Esfuerzo normal de compresión máximo permisible a los 90 días según U.S.B.R.

$$\sigma_{permisible} = \frac{fc'}{F.S.} \quad fc' = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{permisible} = \frac{100}{4} = 25 \frac{kg}{cm^2} \quad \sigma_{permisible} = 250 \frac{T}{m^2}$$

Con lo cual se cumple que:

$$\sigma_{IP} \leq \sigma_{permisible} \quad 28.92 \leq 250$$

Como puede observarse los esfuerzos en la base son menores que el permisible.

d) Cálculo de los esfuerzos mínimos de compresión

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ZA} = P * \gamma_A * H_A - \frac{ft'}{F.S.}$$

donde:

$\gamma_A \cdot H_A$ Subpresión máxima.

P Término de reducción de subpresión; igual a 1 si no hay drenes y de 0.4 si los hay.

f_t' Resistencia última a la tensión; en el concreto es igual a $0.05f_c'$ a los 90 días.

Debiéndose cumplir la siguiente condición: $\sigma_{ZU} \triangleright \sigma_{ZA}$

El momento neto sin subpresión tiene un valor de: $M_n = 378.51T - m$

Como no se consideraron los efectos de subpresión tenemos: $F_v = 516.03T$

Cálculo de esfuerzos sin subpresión en el talón de la presa.

$$\sigma_{ZU} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} Y \quad \sigma_{ZU} = \frac{516.03}{18.55} - \frac{378.51}{531.93} * 9.28 = 27.82 - 6.60$$

$$\sigma_{ZU} = 21.22T / m^2$$

La resistencia última a la tensión es:

$$f_t' = 0.05 * 100 = 5kg / cm^2$$

$$\sigma_{ZA} = 0.4 * 1 * 19.50 - \frac{50}{4}$$

$$\sigma_{ZA} = -4.7T / m^2 \quad \sigma_{ZU} \triangleright \sigma_{ZA}$$

e) Resistencia al deslizamiento

Para que no haya deslizamiento se tiene que cumplir que la fricción cortante (F.C.) sea mayor que el factor de seguridad (F.S.).

$$F.C. \geq F.S.$$

De acuerdo al U.S.B.R. el Factor de Seguridad vale:

- 3 Para condiciones de carga ordinaria; 4 en la cimentación.
- 2 Para condiciones de carga extraordinaria; 2.7 en la cimentación.
- 1 Para condiciones de carga extrema; 2 en la cimentación.

La fricción cortante se calcula con la ecuación:

$$F.C. = \frac{NTan\theta + CA}{F_H}$$

donde:

- N Suma de las fuerzas normales o verticales
- Tan θ Fricción interna del concreto = 1.0 (U.S.B.R.)
- C Resistencia al cortante del concreto a la cimentación: del concreto = 0.75 de f_c de la roca = entre 140 y 490 T/m² (U.S.B.R.)
- A Área de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al que se este realizando el análisis.

Para el caso que nos ocupa tomaremos los siguientes valores:

$$\text{Tan}\theta = 0.9$$

$$C = 140 \text{ T/m}^2$$

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

$$F.C. = \frac{416.74 * 0.9 + 140 * 18.55}{215.76} = 13.77 > 4$$

4.2.3.2 Cargas extraordinarias por hidrología

a) Cálculo de la magnitud y posición de las fuerzas actuantes en la cortina.

Las fuerzas que actúan en este caso, son las mismas calculadas para la condición anterior, con la salvedad de que en este caso el empuje hidrostático es considerado al N.A.M.E.

❖ *Empuje del agua al N.A.M.E.*

$$E_h = \frac{1 * (21.78)^2 * 1}{2} = 237.18T \quad Z = 7.26 \text{ m.}$$

❖ *Subpresión*

$$U_1 = \frac{14.55 * 7.26 * 1}{2} = 52.82T \quad Y = 4.43 \text{ m.}$$

$$U_2 = 4 * 7.26 * 1 = 29.04T \quad Y = 7.28 \text{ m.}$$

$$U_3 = \frac{4 * 14.52 * 1}{2} = 29.04T \quad Y = 7.95 \text{ m.}$$

b) Cálculo de momentos con respecto al centro de gravedad

Tabla 4.2 Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por hidrología

CARGA	VALOR (T)		DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)	
	H	V	Y	Z	(+)	(-)
W ₁		1.44	9.13		13.15	
W ₂		36.00	5.95		214.20	
W ₃		478.59	3.10		1483.63	
U ₁		52.82	4.43			233.99
U ₂		29.04	7.28			211.41
U ₃		29.04	7.95			230.87
E _h	237.18			7.26		1721.93
E _{AZ}	25.63			3.77		96.63
SUMA	262.81	405.13			1710.98	2494.82

c) Cálculo de los esfuerzos de compresión.

Momento neto $M_n = 1710.98 - 2494.82 = -783.85T - m$

Excentricidad $e_y = \frac{M_n}{F_v} = \frac{-783.85}{405.13} = -1.93m$

Resultante $R = \sqrt{(F_H)^2 + (F_V)^2} = \sqrt{(262.81)^2 + (405.13)^2} = 482.91T$

Dado que la posición de la resultante cae dentro del tercio medio de la sección transversal, sólo habrá esfuerzos de compresión en la base.

Elementos mecánicos $N = 405.13T$ $M_n = -783.85T - m$

Esfuerzos verticales en los extremos de la base

$$\sigma_z = \frac{405.13}{18.55} \pm \frac{(-783.85)}{531.93} * 9.28 = 21.84 \pm (-13.67)$$

Esfuerzos en el talón $\sigma_T = 21.84 - (-13.67) = 35.51 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzos en el pie $\sigma_p = 21.84 + (-13.67) = 8.17 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzo principal en el talud aguas abajo $\sigma_l = 8.17(1 + (0.75)^2) = 12.77 \frac{T}{m^2}$

Revisión de esfuerzos permisibles

Esfuerzo normal de compresión máximo permisible a los 90 días según U.S.B.R.

$$\sigma_{permisible} = \frac{fc}{F.S.} \quad fc = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{permisible} = \frac{100}{2.7} = 37.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{permisible} = 370.37 \frac{T}{m^2}$$

Como puede observarse los esfuerzos en la base son menores que el permisible.

d) Cálculo de los esfuerzos mínimos de compresión.

El momento neto sin subpresión vale: $M_n = -107.58T - m$

Como no se consideraron los efectos de subpresión tenemos: $F_v = 516.03T$

Cálculo de esfuerzos sin subpresión en el talón de la presa.

$$\sigma_{zu} = \frac{516.03}{18.55} - \frac{(-107.58)}{531.93} * 9.28 = 27.82 + 1.88 \quad \sigma_{zu} = 29.70T / m^2$$

La resistencia última a la tensión es:

$$ft' = 0.05 * 100 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ZA} = 0.4 * 1 * 19.50 - \frac{50}{2.7}$$

$$\sigma_{ZA} = -10.72T / m^2 \quad \sigma_{ZU} \triangleright \sigma_{ZA}$$

e) Resistencia al deslizamiento.

$$F.C. = \frac{NTan\theta + CA}{F_H}$$

$$F.C. = \frac{405.13 * 0.9 + 140 * 18.55}{262.81} = 11.27 \triangleright 2.7$$

4.2.3.3. Cargas extraordinarias por sismo

Las fuerzas que actúan en este caso, son las mismas calculadas para la condición a, con la salvedad de que para esta combinación de cargas se toman en cuenta los efectos del sismo.

a) Cálculo de la magnitud y posición de las fuerzas actuantes en la cortina.

❖ *Sismo en el cuerpo de la cortina*

Este efecto se calcula con la fórmula $S = \alpha * W$, donde α es el coeficiente sísmico de la región; para nuestro caso vale 0.16, de acuerdo a la zonificación sísmica que presenta el manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad de la República Mexicana, para la región donde se ubicará la cortina.

$$S_1 = \alpha W_1 \quad Z_1 = H - \frac{1}{2} H_1$$

$$S_1 = 0.16 * 1.44 = 0.23T \quad Z_1 = 22.50 \text{ m.}$$

$$S_2 = \alpha W_2 \quad Z_2 = H_3 - \frac{1}{3} H_2$$

$$S_2 = 0.16 * 36 = 5.76T \quad Z_2 = 19.50 \text{ m.}$$

$$S_3 = \alpha W_3 \quad Z_3 = \frac{1}{3} H_3$$

$$S_3 = 0.16 * 478.59 = 76.57T \quad Z_3 = 7.17 \text{ m.}$$

❖ *Sismo en el agua*

En las cortinas con paramento vertical o inclinado, el aumento de la presión del agua p_e a cualquier elevación debida a un sismo, esta dada por la siguiente ecuación:

$$p_e = C \alpha \gamma_a h$$

De acuerdo a las ecuaciones que presento Carl Zangar para calcular las presiones hidrodinámicas ejercidas sobre muros verticales o inclinados por los sismos oscilatorios.

donde:

- C Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones.
- α Coeficiente sísmico de la región.
- γ_a Peso específico del agua.
- h Profundidad total del agua en el vaso.
- y Distancia vertical desde la superficie del agua a la elevación en estudio.
- C_m Valor máximo de C para un talud constante dado.

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right]$$

El coeficiente dimensional C esta definido en función del talud del paramento y de su valor máximo C_m . De la figura B.1 del apéndice B se pueden obtener valores de C para taludes de distintos grados y relaciones de y y h . El valor total de la fuerza horizontal P_e , a cualquier elevación a la distancia y y abajo de la superficie del agua y el momento total del vuelco arriba de esa elevación son:

$$P_e = 0.726 p_e y$$

$$M_e = 0.299 p_e y^2$$

Para la relación $y/h=1$ el coeficiente C se reduce a: $C = \frac{C_m}{2}$

Como el ángulo del paramento con la vertical es cero, $\psi=0$, el valor de C_m según la figura B.1 del apéndice B es de 0.73.

$$p_e = \frac{0.73}{2} * 0.16 * 1 * 19.50 \quad p_e = 1.14 T / m^2$$

$$P_e = 0.726 * 1.14 * 19.50 \quad P_e = 16.12 T$$

$$M_e = 0.299 * 16.12 * (19.50)^2 \quad M_e = 1832.76 T - m$$

b) Cálculo de momentos con respecto al centro de gravedad.

Tabla 4.3 Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por sismo

CARGA	VALOR (T)		DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)	
	H	V	Y	Z	(+)	(-)
W1		1.44	9.13		13.15	
W2		36.00	5.95		214.20	
W3		478.59	3.10		1483.63	
U1		47.29	4.43			209.49
U2		26.00	7.28			189.28
U3		26.00	7.95			206.70
S1	0.23			22.50		5.18
S2	5.76			19.50		112.32
S3	76.57			7.17		549.01
Pe	16.12					1832.76
Eh	190.13			6.50		1235.85
EAZ	25.63			3.77		96.63
SUMA	314.44	416.74			1710.98	4437.21

c) Cálculo de los esfuerzos de compresión.

Momento neto $M_n = 1710.98 - 4437.21 = -2726.23T - m$

Excentricidad $e_y = \frac{M_n}{F_v} = \frac{-2726.23}{416.74} = -6.54m$

Resultante $R = \sqrt{(F_H)^2 + (F_V)^2} = \sqrt{(314.44)^2 + (416.74)^2} = 522.06T$

Elementos mecánicos $N = 416.74T$ $M_n = -2726.23T - m$

Esfuerzos verticales en los extremos de la base

$$\sigma_z = \frac{416.74}{18.55} \pm \frac{(-2726.23)}{531.93} * 9.28 = 22.47 \pm (-47.56)$$

Esfuerzos en el talón $\sigma_t = 22.47 - (-47.56) = 70.03 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzos en el pie $\sigma_p = 22.47 + (-47.56) = -25.09 \frac{T}{m^2}$

Esfuerzo principal en el talud aguas abajo

$$\sigma_t = -25.09(1 + (0.75)^2) = -39.20 \frac{T}{m^2}$$

Revisión de esfuerzos permisibles

Esfuerzo normal de compresión máximo permisible a los 90 días según U.S.B.R.

$$\sigma_{permisible} = \frac{f_c'}{F.S.} \quad f_c' = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{permisible} = \frac{100}{2.7} = 37.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{permisible} = 370.4 \frac{T}{m^2}$$

Como puede observarse los esfuerzos en la base son menores que el permisible.

d) Cálculo de los esfuerzos mínimos de compresión

El momento neto sin subpresión vale: $M_n = -2120.76T - m$

Como no se consideraron los efectos de subpresión tenemos: $F_v = 516.03T$

Cálculo de esfuerzos sin subpresión en el talón de la presa.

$$\sigma_{ZU} = \frac{516.03}{18.55} - \frac{(-2120.76)}{531.93} * 9.28 = 27.82 - (-37.00)$$

$$\sigma_{ZU} = 64.82T / m^2$$

La resistencia última a la tensión es:

$$f_t' = 0.05 * 100 = 5kg / cm^2$$

$$\sigma_{ZA} = 0.4 * 1 * 19.50 - \frac{50}{2.7}$$

$$\sigma_{ZA} = -10.72T / m^2 \quad \sigma_{ZU} \triangleright \sigma_{ZA}$$

e) Resistencia al deslizamiento

$$F.C. = \frac{NTan\theta + CA}{F_H}$$

$$F.C. = \frac{416.74 * 0.9 + 140 * 18.55}{314.44} = 9.45 \triangleright 2.7$$

4.2.3.4. Cargas extraordinarias por vaso vacío

a) Cálculo de la magnitud y posición de las fuerzas.

❖ *Peso propio*

$$W_1 = 1.44T$$

$$Y = 6.78 \text{ m.}$$

$$W_2 = 36T \qquad Y = 5.95 \text{ m.}$$

$$W_3 = 478.59T \qquad Y = 3.10 \text{ m.}$$

❖ *Sismo en el cuerpo de la cortina*

$$S_1 = 0.23T \qquad Z_1 = 22.50 \text{ m.}$$

$$S_2 = 5.76T \qquad Z_2 = 19.50 \text{ m.}$$

$$S_3 = 76.57T \qquad Z_3 = 7.17 \text{ m.}$$

b) Cálculo de momentos con respecto al centro de gravedad.

Tabla 4.4 Momentos para la combinación de cargas extraordinarias por vaso vacío

CARGA	VALOR (T)		DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)	
	H	V	Y	Z	(+)	(-)
W1		1.44	9.13		13.15	
W2		36.00	5.95		214.20	
W3		478.59	3.10		1483.63	
S1	0.23			22.64		5.21
S2	5.76			19.80		114.05
S3	76.57			7.26		555.90
SUMA	82.56	516.03			1710.98	675.15

c) Cálculo de los esfuerzos de compresión.

Momento neto $M_n = 1710.98 - 675.15 = 1035.83T - m$

$$\text{Excentricidad} \quad e_y = \frac{M_n}{F_v} = \frac{1035.83}{516.03} = 2.01m$$

$$\text{Resultante} \quad R = \sqrt{(F_H)^2 + (F_v)^2} = \sqrt{(82.56)^2 + (516.03)^2} = 522.59T$$

$$\text{Elementos mecánicos} \quad N = 516.03T \quad M_n = 1035.83T - m$$

Esfuerzos verticales en los extremos de la base

$$\sigma_z = \frac{516.03}{18.55} \pm \frac{1035.83}{531.93} * 9.28 = 27.82 \pm 18.07$$

$$\text{Esfuerzos en el talón} \quad \sigma_t = 27.82 - 18.07 = 9.75 \frac{T}{m^2}$$

$$\text{Esfuerzos en el pie} \quad \sigma_p = 27.82 + 18.07 = 45.89 \frac{T}{m^2}$$

Esfuerzo principal en el talud aguas abajo

$$\sigma_l = 45.89(1 + (0.75)^2) = 71.70 \frac{T}{m^2}$$

Revisión de esfuerzos permisibles

Esfuerzo normal de compresión máximo permisible a los 90 días según U.S.B.R.

$$\sigma_{permisible} = \frac{fc'}{F.S.} \quad fc' = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{permisible} = \frac{100}{2.7} = 37.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{permisible} = 370.4 \frac{T}{m^2}$$

d) Resistencia al deslizamiento.

$$F.C. = \frac{NTan\theta + CA}{F_H}$$

$$F.C. = \frac{516.03 * 0.9 + 140 * 18.55}{82.56} = 37.08 > 2.7$$

En la tabla 4. 5 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los cuatro casos de análisis.

CARGAS ORDINARIAS								
CARGA	VALOR (T)	DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)		FUERZAS Y MOMENTOS	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	
		Y	Z	(+)	(-)			
CON SUBPRESION								
						HORIZONTALES	215.76 T	
						VERTICALES	416.74 T	
W1	Peso propio	1.44	9.13	13.15		POSITIVO	1710.98 T-m	FRICCIÓN CORTANTE F.C. = 13.77
W2	Peso propio	36.00	5.95	214.20		NEGATIVO	1937.94 T-m	ESFUERZO EN EL TALÓN $\sigma_1 = 26.43 \text{ T/m}^2$
W3	Peso propio	478.59	3.10	1483.63		NEGATIVO	226.97 T-m	ESFUERZO EN EL PIE $\sigma_1 = 16.51 \text{ T/m}^2$
U1	Subpresión	47.29	4.43		309.49	RESULTANTE	489.29 T	ESFUERZO PRINCIPAL $\sigma_1 = 28.93 \text{ T/m}^2$
U2	Subpresión	26.00	7.28		189.28	EXCENTRICIDAD	-0.54 m	ESFUERZO PERMISIBLE $\sigma_2 = 250 \text{ T/m}^2$
U3	Subpresión	26.00	7.95		206.70			ESFUERZO SIN SUBPRESION $\sigma_{2L} = 21.22 \text{ T/m}^2$
En	Empuje hidrostático	190.13		6.50		HORIZONTALES	215.76 T	ESFUERZO DE SUBPRESION $\sigma_{2A} = -4.7 \text{ T/m}^2$
EAZ	Empuje de azolves	25.63		3.77		VERTICALES	516.03 T	
						POSITIVO	1710.98 T-m	
						NEGATIVO	1332.47 T-m	
						NEGATIVO	378.51 T-m	
CARGAS EXTRAORDINARIAS POR BIOPOLIGIA								
CARGA	VALOR (T)	DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)		FUERZAS Y MOMENTOS	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	
		Y	Z	(+)	(-)			
CON SUBPRESION								
						HORIZONTALES	262.81 T	
						VERTICALES	405.13 T	
W1	Peso propio	1.44	9.13	13.15		POSITIVO	1710.98 T-m	FRICCIÓN CORTANTE F.C. = 11.27
W2	Peso propio	36.00	5.95	214.20		NEGATIVO	2494.82 T-m	ESFUERZO EN EL TALÓN $\sigma_1 = 35.51 \text{ T/m}^2$
W3	Peso propio	478.59	3.10	1483.63		NEGATIVO	783.85 T-m	ESFUERZO EN EL PIE $\sigma_1 = 8.17 \text{ T/m}^2$
U1	Subpresión	52.42	4.43		333.99	RESULTANTE	482.91 T	ESFUERZO PRINCIPAL $\sigma_1 = 12.77 \text{ T/m}^2$
U2	Subpresión	29.04	7.28		211.41	EXCENTRICIDAD	-1.93 m	ESFUERZO PERMISIBLE $\sigma_2 = 370.37 \text{ T/m}^2$
U3	Subpresión	29.04	7.95		230.87			ESFUERZO SIN SUBPRESION $\sigma_{2L} = 29.70 \text{ T/m}^2$
En	Empuje hidrostático	237.16		7.26		HORIZONTALES	262.81 T	ESFUERZO DE SUBPRESION $\sigma_{2A} = -10.72 \text{ T/m}^2$
EAZ	Empuje de azolves	25.63		3.77		VERTICALES	516.03 T	
						POSITIVO	1710.98 T-m	
						NEGATIVO	1818.55 T-m	
						NEGATIVO	-107.58 T-m	
CARGAS EXTRAORDINARIAS POR SISMO								
CARGA	VALOR (T)	DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)		FUERZAS Y MOMENTOS	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	
		Y	Z	(+)	(-)			
CON SUBPRESION								
						HORIZONTALES	314.44 T	
						VERTICALES	416.74 T	
W1	Peso propio	1.44	9.13	13.15		POSITIVO	1710.98 T-m	FRICCIÓN CORTANTE F.C. = 7.68
W2	Peso propio	36.00	5.95	214.20		NEGATIVO	4457.21 T-m	ESFUERZO EN EL TALÓN $\sigma_1 = 70.03 \text{ T/m}^2$
W3	Peso propio	478.59	3.10	1483.63		NEGATIVO	-2726.25 T-m	ESFUERZO EN EL PIE $\sigma_1 = -25.06 \text{ T/m}^2$
U1	Subpresión	47.29	4.43		309.49	RESULTANTE	522.06 T	ESFUERZO PRINCIPAL $\sigma_1 = -39.20 \text{ T/m}^2$
U2	Subpresión	26.00	7.28		189.28	EXCENTRICIDAD	0.54 m	ESFUERZO PERMISIBLE $\sigma_2 = 370.4 \text{ T/m}^2$
U3	Subpresión	26.00	7.95		206.70			ESFUERZO SIN SUBPRESION $\sigma_{2L} = 54.62 \text{ T/m}^2$
S1	Sismo	0.23		22.50		EXCENTRICIDAD	0.54 m	ESFUERZO SIN SUBPRESION $\sigma_{2L} = 54.62 \text{ T/m}^2$
S2	Sismo	5.76		19.50				ESFUERZO DE SUBPRESION $\sigma_{2A} = -10.72 \text{ T/m}^2$
S3	Sismo	74.57		7.1		HORIZONTALES	314.44 T	
Pa	Sismo en el agua	16.12		3.90		VERTICALES	516.03 T	
En	Empuje hidrostático	190.13		6.50		POSITIVO	1710.98 T-m	
EAZ	Empuje de azolves	25.63		3.77		NEGATIVO	3831.73 T-m	
						NEGATIVO	2120.76 T-m	
CARGAS EXTRAORDINARIAS POR VENTO								
CARGA	VALOR (T)	DISTANCIA (m)		MOMENTO (T-m)		FUERZAS Y MOMENTOS	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	
		Y	Z	(+)	(-)			
CON SUBPRESION								
						HORIZONTALES	82.56 T	
						VERTICALES	516.03 T	
W1	Peso propio	1.44	9.13	13.15		POSITIVO	1710.98 T-m	FRICCIÓN CORTANTE F.C. = 31.08
W2	Peso propio	36.00	5.95	214.20		NEGATIVO	675.15 T-m	ESFUERZO EN EL TALÓN $\sigma_1 = 9.75 \text{ T/m}^2$
W3	Peso propio	478.59	3.10	1483.63		NEGATIVO	1030.82 T-m	ESFUERZO EN EL PIE $\sigma_1 = 45.89 \text{ T/m}^2$
S1	Sismo	0.23		22.50		EXCENTRICIDAD	0.54 m	ESFUERZO SIN SUBPRESION $\sigma_{2L} = 71.70 \text{ T/m}^2$
S2	Sismo	5.76		19.50				ESFUERZO PRINCIPAL $\sigma_1 = 71.70 \text{ T/m}^2$
S3	Sismo	74.57		7.26		RESULTANTE	522.06 T	ESFUERZO PERMISIBLE $\sigma_2 = 370.4 \text{ T/m}^2$
						EXCENTRICIDAD	2.01 m	

Tabla 4.5 Resumen de los resultados obtenidos en los cuatro casos de análisis.

4.3. Obra de excedencias

4.3.1. Estructura de control

La obra de excedencias quedará localizada en el cuerpo de la cortina formando el vertedor de demasías, el cual será de cresta libre con perfil tipo Creager, con paramento vertical aguas arriba, talud en la rápida de $t = 0.75:1$ y una longitud de 50 metros. El vertedor tendrá la capacidad para descargar un gasto de $349 \text{ m}^3/\text{s}$ asociado a una carga de 2.28 metros de acuerdo a la recomendación del estudio hidrológico y al tránsito de la avenida máxima probable.

4.3.1.1 Perfil del cimacio aguas abajo

El perfil del cimacio se calcula para que las descargas efectuadas con la carga de diseño sean lo más eficientes posible. Para lograr esto se requiere que el perfil del cimacio se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de la lámina vertiente, la cual debe deslizarse sin interferencia, consiguiendo que el agua se adhiera al paramento del perfil.

Para calcular la geometría del cimacio utilizaremos la ecuación general para cimacios desarrollada por el U. S. Army Corps of Engineers (USACE) conocidos como tipo WES

$$y = \left[\frac{x^n}{kH_d^{(n-1)}} \right] \quad (4.1)$$

donde:

H_d Carga de diseño excluida la carga de velocidad de llegada.

n y k Coeficientes experimentales que dependen del ángulo de inclinación del paramento aguas arriba de la cresta del cimacio respecto a la vertical (β) y de la relación entre la profundidad del canal de acceso y la carga de diseño (P/H_d).

x e y Coordenadas de un sistema de ejes cartesianos con origen en la cresta del cimacio y el eje de las ordenadas positivo en dirección hacia abajo.

Considerando $P/H_d > 1$ y talud vertical $\beta=0$ en la figura B.2 del apéndice B se obtienen los siguientes valores:

$$n=1.85 \text{ y } k=2.00$$

sustituyendo los valores de n y k en la ecuación (4.1) tenemos:

$$y = \left[\frac{x^{1.85}}{2 H_d^{(0.85)}} \right] \quad (4.2)$$

sustituyendo el valor de la carga de diseño ($H_d = 2.28 \text{ m}$) en la ecuación (4.2) se obtiene la ecuación del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta:

$$y = 0.2482 x^{1.85} \quad (4.3)$$

Las coordenadas del punto de tangencia (PT) del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta con el canal de descarga se obtienen derivando la ecuación (4.3) e igualándola con la pendiente del canal de descarga ($1/a$); considerando el talud del canal igual al talud del paramento de aguas abajo de la sección no vertedora de la presa (0.75:1) se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = 0.2482 (1.85) (x_i^{0.85}) = \frac{1}{0.75} \quad x_i = (2.904)^{\frac{1}{0.85}} \quad x_i = 3.505 \text{ m}$$

sustituyendo el valor de x_i en la ecuación (4.3) obtenemos:

$$y_i = 0.2482 x_i^{1.85} \quad y_i = 2.526 \text{ m}$$

Las coordenadas con el punto de tangencia del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta con el canal de descarga son:

$$x_t = 3.505 \text{ m} \quad y_t = 2.526 \text{ m}$$

4.3.1.2. Perfil del cimacio aguas arriba

Por tratarse de un cimacio WES con velocidad de llegada despreciable ($P/H_d \geq 1$) y talud vertical del paramento de aguas arriba de la cresta, se recomienda para este perfil una curva compuesta por dos curvas circulares consecutivas de radio $R_1 = 0.53H_d$ y $R_2 = 0.235H_d$ trazadas a partir de la cresta hacia aguas arriba.

De esta forma, las coordenadas del punto de intersección (PI) del perfil del cimacio de aguas arriba con el paramento vertical son las siguientes:

$$x_t = -0.282H_d \quad y_t = 0.1227H_d$$

sustituyendo el valor de la carga de diseño en las ecuaciones anteriores los radios de la curva compuesta y las coordenadas del punto de intersección son:

$$R_1 = 1.208 \text{ m} \quad R_2 = 0.536 \text{ m}$$
$$x_t = -0.643 \text{ m} \quad y_t = 0.280 \text{ m}$$

4.3.2. Estructura terminal

Finalmente tenemos la estructura terminal de la obra de excedencias, que para este caso se propuso fuera una cubeta de lanzamiento tipo salto de ski, la cual descargará los excedentes al río, lanzando el flujo de agua lo más lejos posible de la presa.

El perfil de la cubeta deflectora estará formado por un arco descrito por un radio de 6 metros y un ángulo total de $73^{\circ}07'48''$; la elevación del fondo de la cubeta es la 87.94 m y la posición de la nariz de la misma es la 88.94 m.

4.4. Obra de toma

4.4.1. Cálculos hidráulicos

El cálculo hidráulico que se presenta a continuación justifica las condiciones generales de la obra, así como su buen funcionamiento y la posibilidad de extraer el gasto de diseño con la carga correspondiente al nivel mínimo de operación, lo cual constituye el requisito fundamental del diseño.

Los datos del anteproyecto se desprenden del estudio hidrológico y son los siguientes:

❖ Nivel mínimo de operación	96.84 m.
❖ Elevación del umbral de la obra de toma	95.16 m.
❖ Elevación del N.A.M.O.	103.34 m.
❖ Gasto de diseño	$0.30 \text{ m}^3/\text{s}$
❖ Carga mínima de operación	1.68 m.

El cálculo hidráulico que se desarrollará se refiere a la estructura localizada dentro del cuerpo de la presa, ya que a la salida de ésta comienza la conducción propiamente dicha.

El funcionamiento a presión se analiza haciendo una revisión de las pérdidas hidráulicas para determinar la carga total indispensable para producir la descarga

requerida. El funcionamiento hidráulico de un sistema de tubo puede establecerse mediante la ecuación de Bernoulli entre la entrada y la salida.

$$\frac{P_e}{\rho} + \frac{(v_e)^2}{2g} + H_e = \frac{P_s}{\rho} + \frac{(v_s)^2}{2g} + H_s + \sum H_p$$

donde:

$$\frac{P_e}{\rho} = 0 \quad \frac{P_s}{\rho} = 0 \quad \frac{(v_e)^2}{2g} = 0 \quad \frac{(v_s)^2}{2g} = h_{vs}$$

quedando:

$$H_e = H_s + h_{vs} + \sum H_p$$

De la ecuación anterior tenemos que $\sum H_p$ es la suma de pérdidas de carga a lo largo de la tubería y para nuestro caso son las siguientes:

$$\sum H_p = h_e + h_r + h_f + h_{vm} + h_{vs}$$

siendo:

- he pérdidas por entrada
- hr pérdidas por rejilla
- hf pérdidas por fricción
- hvm pérdidas por válvula de mariposa
- hvs carga de velocidad a la salida

4.4.1.1. Cálculo de pérdidas

Volviendo a la ecuación de Bernoulli establecida anteriormente:

$$H_e = H_s + h_{vs} + \sum H_p$$

donde: $H_e = 1.68$ m. y $H_s = 0$

Es necesario que $H_e \geq h_{vs} + \sum H_p$

4.4.1.1.1 Pérdidas por entrada

De acuerdo al dimensionamiento geométrico de la estructura de entrada, se propuso utilizar soleras de 1/2" X 1 1/2" con separación de 0.10 m entre centro y centro, por lo tanto:

El área de obstrucción por metro cuadrado será: $A_o = 1 * 0.0127 * \frac{1}{0.10} = 0.127 m^2$

El área neta de paso entre rejillas por metro cuadrado es: $A_N = 1 - 0.127 = 0.873 m^2$

El área bruta de la estructura de rejillas es: $A_B = 1.305 * 0.904 = 1.18 m^2$

El área neta en toda la estructura es: $A_N = 0.873 * 1.18 = 1.03 m^2$

La velocidad a través de las rejillas es: $v = \frac{Q}{A_N} = \frac{0.30}{1.03} = 0.291 m/s$

De las fórmulas para cálculo de pérdidas de carga en conductos a presión de la Comisión Federal de Electricidad, esta pérdida se determina de la siguiente forma:

$$h_e = k \frac{(v_2)^2 - (v_1)^2}{2g}$$

donde:

- v_1 Velocidad de llegada ($v_1=0$)
- v_2 Velocidad en el tubo ($v_2=0.291\text{m/s}$)
- k Coeficiente ($k=0.1$ entrada hidrodinámica)

sustituyendo valores

$$h_e = 0.1 * \frac{(0.291)^2}{(2 * 9.81)} \quad h_e = 0.0004\text{m/s}$$

4.4.1.1.2. Pérdidas por rejillas

Para este caso utilizaremos la formula propuesta por Creager para entradas sumergidas completamente:

$$h_r = K_r \frac{(V_N)^2}{2g} \quad K_r = 1.45 - 0.45 \frac{A_N}{A_B} - \left(\frac{A_N}{A_B} \right)^2$$

donde:

- A_N Área neta de paso entre rejillas
- A_B Área bruta de entrada de rejillas
- V_N Velocidad neta a través de las rejillas

Se considerará un 50% de obstrucción en el área neta de las rejillas debido a los cuerpos de arrastre (hierbas, troncos, basura, etc.) de la corriente del río.

La velocidad a través de las rejillas será: $V_N = \frac{Q}{0.5 * A_N} = \frac{0.30}{0.5 * 1.03} = 0.583 \text{ m/s}$

Sustituyendo valores en la fórmula tenemos:

$$hr = \left[1.45 - 0.45 * 0.5 * \frac{1.03}{1.18} - \left(\frac{0.5 * 1.03}{1.18} \right)^2 \right] * \frac{(0.583)^2}{2 * 9.81} \quad hr = 0.0184 \text{ m}$$

4.4.1.1.3. Pérdidas por fricción

Las pérdidas por este concepto pueden ser evaluadas por la formula de Kozeny:

$$hf = \frac{V^2}{(8.86 \text{Log} D + N)^2} * \frac{L}{D}$$

donde :

- D Diámetro de la tubería (0.4060 m).
- L Longitud de la tubería (16 m).
- N Coeficiente de rugosidad (N=31 tubo de acero oxidado).
- V Velocidad

La velocidad es: $V = \frac{Q}{A}$

Y el área es: $A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * (0.4060)^2}{4} = 0.129 \text{ m}^2$

$$V = \frac{0.3}{0.129} = 2.326 \text{ m/s}$$

$$hf = \frac{(2.326)^2}{(8.86 \text{Log}(0.4060) + 31)^2} * \frac{16}{0.4060} \quad hf = 0.281m$$

4.4.1.1.4. Perdidas por válvula de mariposa

La fórmula es la general para pérdidas:

$$hvm = K \frac{(V_1)^2}{2g} \quad K = 0.24 \text{ (válvula totalmente abierta)}$$

$$hvm = 0.24 * \frac{(2.326)^2}{2 * 9.81} \quad hvm = 0.066m$$

4.4.1.1.5. Carga de velocidad a la salida

$$hvs = \frac{(V_1)^2}{2g} \quad hvs = \frac{(2.326)^2}{2 * 9.81} \quad hvs = 0.276m$$

Hasta este punto hemos calculado las pérdidas de carga hasta la salida de la atmósfera y tenemos:

Pérdida por entrada	$he = 0.0004m/s$
Pérdida por rejilla	$hr = 0.0184m$
Pérdida por fricción	$hf = 0.281m$
Pérdida por válvula de mariposa	$hvm = 0.066m$
Carga de velocidad a la salida	$hvs = 0.276m$

Anteriormente se estableció que:

$$He \geq hvs + \sum Hp$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$1.68 = 0.0004 + 0.0184 + 0.281 + 0.066 + 0.276$$

$$1.68 > 0.642$$

Como puede observarse la carga total necesaria contrarresta las diferentes pérdidas de carga con lo cual se puede garantizar la extracción del gasto de diseño de la obra de toma y verificar el funcionamiento hidráulico adecuado de la misma.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

Tomando en cuenta los recursos disponibles y las características del sitio se propuso el diseño de las obras que constituyen la presa, las cuales permitirán el aprovechamiento de la corriente del río Amatzinac. La construcción de esta obra permitirá satisfacer las necesidades de riego por lo cual se podrá sembrar toda la zona del ejido de Tenango, ya que actualmente se riegan únicamente 60 Ha al año, lo cual representa el 26% de la superficie total del ejido. Con esto se pretende evitar el tandeo de riego cada cuatro años y así elevar el nivel de ingreso de los productores.

Por las condiciones del suelo y climáticas se cuenta con especies y variedades de cultivos mejorados, las cuales se complementan con el nivel tecnológico de los usuarios de la zona para desarrollar un gran potencial productivo. Con el anteproyecto propuesto existirán cultivos en los ciclos otoño-invierno y primavera-verano. Se obtendrán excedentes netos agrícolas por el aumento de la superficie cultivada actualmente de 60 Ha físicas a 338 Ha cultivadas anualmente, 51% en el ciclo otoño-invierno y 100 en primavera-verano. Con esto se pretende incrementar la oferta de productos agrícolas, entre los cuales se tienen: hortalizas, maíz elotero, arroz, cebolla y frijol, que forman parte de la canasta de alimentos básicos de la población en el país.

A su término, la obra beneficiará a 480 morelenses del Ejido Tenango con la generación de aproximadamente 2470 jornales al año en el campo. Por otra parte, se abre la posibilidad para la obtención de excedentes netos agrícolas, así como el incremento en la productividad, tanto por el aumento efectivo en la superficie cultivada como por la asistencia técnica oficial y su incorporación gradual a la modernización del riego.

Con la realización del anteproyecto se coadyuvará a mejorar el nivel de empleo, reduciéndose también la emigración en la época de recesos agrícolas. La obra generará empleos, durante la etapa constructiva, a un gran número de habitantes de las comunidades aledañas a Tenango, en esta medida el proyecto contribuirá a mitigar el problema de desempleo en la región. La construcción de esta obra aportaría beneficios reales a la zona de orden socioeconómico, pues no solo incrementaría la producción agrícola en general, sino que se diversificaría. Adicionalmente los beneficios no

únicamente estarían relacionados con la producción, sino con el incremento de la calidad de vida de los habitantes de la región.

Se propone la ampliación del bordo “Los lavaderos” así como el revestimiento del canal de conducción y la rehabilitación de la zona de riego que permita mejorar la eficiencia en el uso del agua que conlleve a incrementar la producción y la productividad agrícola. También se sugiere que se otorguen apoyos para capacitación en técnicas de riego que se pudieran aplicar a la región que les permita mejorar la producción de los cultivos establecidos y mejorar la eficiencia del uso del agua. Esto, siempre y cuando se cuente con el servicio constante de asistencia técnica, ya que en la actualidad, el servicio de divulgación y asesoramiento resulta escaso, con resultados adversos para los agricultores.

La zona de estudio representa buenas perspectivas para la agricultura, dependiendo principalmente de la disponibilidad del agua que se tenga durante el año, de la eficiencia en su aplicación y del empleo de técnicas apropiadas de cultivo para cada una de las especies establecidas y/o por establecer.

Es importante resaltar que un anteproyecto con estas características esta sujeto a un análisis más profundo de información complementaria y que también depende de factores económicos, sociales y políticos de la zona y del país.

BIBLIOGRAFÍA

Baca Urbina Gabriel, 2001, ***Evaluación de proyectos, análisis y administración del riesgo***,

Bateman Thomas S, 2000, ***Administración una ventaja competitiva***. McGRAW-HILL, México.

Linsley Ray E., 1979, ***Ingeniería de los recursos hidráulicos***, Compañía Editorial Continental, S.A., México.

Aparicio Mijares Francisco, 2003, ***Fundamentos de hidrología de superficie***, LIMUSA, México.

Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, 2001, ***Anuario estadístico del estado de Morelos***, INEGI, México.

Torres Herrera Francisco, 1987, ***Obras hidráulicas***, LIMUSA, México.

Vázquez G. A., César V. E., 1994, ***Impacto Ambiental***, IMTA, México.

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1967, ***Diseño de presas pequeñas***, Compañía Editorial Continental, S.A., México.

Comisión Federal de Electricidad, Instituto de investigaciones Eléctricas, 1993, ***Manual de diseño de obras civiles: diseño por sismo***.

Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1975, ***Pequeños Almacenamientos***, Dirección General de Obras Hidráulicas, México.

Carvajal Rodríguez Roberto, 199 , ***Diseño de la obra de excedencias alojada en una presa tipo gravedad, ejemplo de aplicación***, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Sotelo Ávila Gilberto, 1994 ***Diseño hidráulico de estructuras***, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Ulloa Villanueva Alfonso, 1998, ***Anteproyecto preliminar de la presa Chinipas Chihuahua***, Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

APÉNDICE A

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

		CAPACIDAD TOTAL	1146.00			CAPACIDAD MUERTA	146.00		
		CAPACIDAD INICIAL	1146.00			VOLUMEN UTIL	1420.288		
AÑO	1961								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	11.2	11.3		852.2	.0	.0 .0
FEB	.0	145.9	145.9	11.6	9.6		694.7	.0	.0 .0
MAR	.0	38.8	38.8	14.0	8.6		642.0	.0	.0 .0
ABR	.0	29.1	29.1	14.0	8.1		598.8	.0	.0 .0
MAY	.0	.0	.0	10.8	7.8		588.0	.0	.0 .0
JUN	2111.9	.0	.0	-9.2	10.3		1146.0	1563.1	.0 .0
JUL	2133.3	244.1	244.1	-8.6	12.6		1146.0	1897.8	.0 .0
AGO	.0	97.6	97.6	-1.6	12.2		1050.0	.0	.0 .0
SEP	2442.9	139.5	139.5	-12.2	12.2		1146.0	2219.6	.0 .0
OCT	193.9	76.8	76.8	7.2	12.6		1146.0	109.8	.0 .0
NOV	831.1	88.6	88.6	2.2	12.6		1146.0	740.3	.0 .0
DIC	.0	277.2	277.2	10.6	11.3		858.2	.0	.0 .0
SUMA	7713.1	1420.3	1420.3	50.1			858.2	6530.6	.0 .0
AÑO	1962								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	9.1	9.0		566.5	.0	.0 .0
FEB	.0	145.9	145.9	7.3	6.7		413.3	.0	.0 .0
MAR	.0	38.8	38.8	8.9	5.8		365.6	.0	.0 .0
ABR	.0	29.1	29.1	7.7	5.7		328.8	.0	.0 .0
MAY	58.9	.0	.0	5.3	5.7		382.4	.0	.0 .0
JUN	4988.9	.0	.0	-4.5	9.5		1146.0	4229.8	.0 .0
JUL	100.7	244.1	244.1	3.9	11.9		998.6	.0	.0 .0
AGO	1139.4	97.6	97.6	-4.9	11.9		1146.0	899.4	.0 .0
SEP	5627.0	139.5	139.5	-20.4	12.6		1146.0	5507.9	.0 .0
OCT	3434.3	76.8	76.8	-4.6	12.6		1146.0	3362.1	.0 .0
NOV	.0	88.6	88.6	9.6	12.2		1047.8	.0	.0 .0
DIC	.0	277.2	277.2	8.9	10.6		761.6	.0	.0 .0
SUMA	15349.3	1420.3	1420.3	26.3			761.6	13999.3	.0 .0
AÑO	1963								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1	8.1		470.9	.0	.0 .0
FEB	.0	145.9	145.9	6.4	5.8		318.6	.0	.0 .0
MAR	.0	38.8	38.8	7.3	5.6		272.6	.0	.0 .0
ABR	.0	29.1	29.1	7.6	5.4		235.8	.0	.0 .0
MAY	1877.6	.0	.0	1.9	8.8		1146.0	965.6	.0 .0
JUN	2402.3	.0	.0	-8.6	12.6		1146.0	2410.9	.0 .0
JUL	8785.5	244.1	244.1	-18.7	12.6		1146.0	8560.1	.0 .0
AGO	1418.5	97.6	97.6	-1.5	12.6		1146.0	1322.4	.0 .0
SEP	4393.3	139.5	139.5	-10.2	12.6		1146.0	4264.0	.0 .0
OCT	747.4	76.8	76.8	.6	12.6		1146.0	670.0	.0 .0
NOV	.0	88.6	88.6	9.9	12.2		1047.5	.0	.0 .0
DIC	.0	277.2	277.2	8.4	10.6		761.8	.0	.0 .0
SUMA	19624.5	1420.3	1420.3	11.1			761.8	18192.9	.0 .0
AÑO	1964								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1	8.1		471.1	.0	.0 .0
FEB	.0	145.9	145.9	6.4	5.8		318.8	.0	.0 .0
MAR	.0	38.8	38.8	7.8	5.6		272.2	.0	.0 .0
ABR	.0	29.1	29.1	8.1	5.4		235.0	.0	.0 .0
MAY	2992.2	.0	.0	-4.1	8.8		1146.0	2085.3	.0 .0
JUN	5712.3	.0	.0	-20.7	12.6		1146.0	5732.9	.0 .0
JUL	2500.7	244.1	244.1	.8	12.6		1146.0	2255.7	.0 .0

AGO	193.9	97.6	97.6	.5	12.6	1146.0	95.8	.0	.0
SEP	1363.5	139.5	139.5	-13.1	12.6	1146.0	1237.1	.0	.0
OCT	534.9	76.8	76.8	6.8	12.6	1146.0	451.3	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	7.1	12.2	1050.3	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.0	10.6	767.0	.0	.0	.0
SUMA	13297.3	1420.3	1420.3	13.7		767.0	11858.2	.0	.0

AÑO	1965									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	266.1	282.6	282.6	4.6	9.4	745.9	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	7.8	8.6	592.2	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	10.1	7.6	543.4	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	9.8	7.1	504.4	.0	.0	.0	.0
MAY	1535.5	.0	.0	6.4	10.0	1146.0	887.6	.0	.0	.0
JUN	.0	.0	.0	-2.7	12.6	1146.0	2.7	.0	.0	.0
JUL	.0	244.1	244.1	-5.2	11.5	907.1	.0	.0	.0	.0
AGO	7470.4	97.6	97.6	-21.9	11.5	1146.0	7155.9	.0	.0	.0
SEP	17.0	139.5	139.5	-.8	12.1	1024.4	.0	.0	.0	.0
OCT	41.8	76.8	76.8	-1.0	11.4	990.4	.0	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.3	10.9	893.5	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.1	9.4	610.2	.0	.0	.0	.0
SUMA	9331.0	1420.3	1420.3	21.4		610.2	8046.1	.0	.0	.0

AÑO	1966									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.2	6.4	322.4	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.1	5.4	171.5	.0	.0	.0	.0
MAR	41.8	38.8	38.8	4.2	4.8	170.4	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	17.5	6.9	4.7	146.0	.0	11.6	39.9	
MAY	1397.8	.0	.0	4.1	8.4	1146.0	393.8	.0	.0	.0
JUN	4411.0	.0	.0	-5.5	12.6	1146.0	4416.5	.0	.0	.0
JUL	4077.0	244.1	244.1	-10.7	12.6	1146.0	3843.5	.0	.0	.0
AGO	3249.1	97.6	97.6	-14.0	12.6	1146.0	3165.6	.0	.0	.0
SEP	2412.0	139.5	139.5	-10.8	12.6	1146.0	2283.3	.0	.0	.0
OCT	17.0	76.8	76.8	1.1	12.3	1085.1	.0	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	9.5	11.6	987.0	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.1	10.1	701.6	.0	.0	.0	.0
SUMA	15605.9	1420.3	1408.7	3.2		701.6	14102.6	11.6	.8	

AÑO	1967									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	1179.1	282.6	282.6	6.2	10.7	1146.0	445.8	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	12.6	11.9	987.5	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	13.7	11.0	935.1	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	13.5	10.7	892.4	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	10.3	10.5	882.2	.0	.0	.0	.0
JUN	7833.7	.0	.0	-19.1	11.4	1146.0	7589.0	.0	.0	.0
JUL	283.2	244.1	244.1	4.7	12.6	1146.0	34.3	.0	.0	.0
AGO	5131.1	97.6	97.6	-15.8	12.6	1146.0	5049.4	.0	.0	.0
SEP	5337.7	139.5	139.5	-22.8	12.6	1146.0	5221.0	.0	.0	.0
OCT	1363.5	76.8	76.8	-2.8	12.6	1146.0	1289.4	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.6	12.2	1048.8	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	7.6	10.6	763.9	.0	.0	.0	.0
SUMA	21128.3	1420.3	1420.3	16.6		763.9	19629.1	.0	.0	.0

AÑO	1968									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.4	8.1	473.9	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	4.9	5.9	323.1	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.4	5.6	276.9	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	6.3	5.4	241.5	.0	.0	.0	.0
MAY	224.3	.0	.0	1.3	5.7	464.5	.0	.0	.0	.0
JUN	7709.6	.0	.0	-19.3	9.8	1146.0	7047.3	.0	.0	.0
JUL	3382.3	244.1	244.1	.0	12.6	1146.0	3138.2	.0	.0	.0
AGO	.0	97.6	97.6	3.1	12.2	1045.3	.0	.0	.0	.0

SEP	142.6	139.5	139.5	-3.7	11.7	1052.1	.0	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	4.4	11.4	970.9	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.8	10.7	873.4	.0	.0	.0
DIC	117.8	277.2	277.2	2.7	9.7	711.2	.0	.0	.0
SUMA	11576.6	1420.3	1420.3	23.5		711.2	10185.5	.0	.0

AÑO	1969									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPÓ	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.7	7.6	422.9	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.9	5.7	271.2	.0	.0	.0	.0
MAR	17.0	38.8	38.8	6.7	5.4	242.8	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.5	5.3	205.2	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.3	5.3	198.8	.0	.0	.0	.0
JUN	807.8	.0	.0	1.5	7.9	1005.2	.0	.0	.0	.0
JUL	2197.3	244.1	244.1	-7.7	12.0	1146.0	1820.1	.0	.0	.0
AGO	6680.3	97.6	97.6	-39.5	12.6	1146.0	6622.3	.0	.0	.0
SEP	9589.5	139.5	139.5	-21.4	12.6	1146.0	9471.4	.0	.0	.0
OCT	980.6	76.8	76.8	5.7	12.6	1146.0	898.1	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	10.3	12.2	1047.1	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.2	10.6	761.6	.0	.0	.0	.0
SUMA	20272.7	1420.3	1420.3	-9.9		761.6	18811.9	.0	.0	.0

AÑO	1970									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPÓ	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.4	8.1	471.6	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.9	5.8	319.8	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.0	5.6	273.0	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.4	5.4	235.5	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.3	5.4	229.2	.0	.0	.0	.0
JUN	6772.1	.0	.0	-15.6	8.8	1146.0	5870.9	.0	.0	.0
JUL	3933.9	244.1	244.1	-11.8	12.6	1146.0	3701.6	.0	.0	.0
AGO	125.5	97.6	97.6	-1.3	12.6	1146.0	29.3	.0	.0	.0
SEP	4642.5	139.5	139.5	-23.0	12.6	1146.0	4526.0	.0	.0	.0
OCT	611.5	76.8	76.8	5.4	12.6	1146.0	529.3	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	9.3	12.2	1048.1	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	9.4	10.6	761.5	.0	.0	.0	.0
SUMA	16085.6	1420.3	1420.3	8.5		761.5	14657.0	.0	.0	.0

AÑO	1971									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPÓ	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.7	8.1	471.1	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	6.4	5.8	318.8	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.4	5.6	271.6	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.0	5.4	234.4	.0	.0	.0	.0
MAY	58.9	.0	.0	4.6	5.5	288.8	.0	.0	.0	.0
JUN	1811.2	.0	.0	-5.8	9.1	1146.0	959.7	.0	.0	.0
JUL	475.8	244.1	244.1	-1.1	12.6	1146.0	231.8	.0	.0	.0
AGO	441.7	97.6	97.6	-11.2	12.6	1146.0	355.3	.0	.0	.0
SEP	3831.0	139.5	139.5	-22.2	12.6	1146.0	3713.8	.0	.0	.0
OCT	2405.3	76.8	76.8	-5.2	12.6	1146.0	2333.6	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	9.4	12.2	1048.0	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.2	10.6	762.6	.0	.0	.0	.0
SUMA	9023.9	1420.3	1420.3	8.3		762.6	7594.2	.0	.0	.0

AÑO	1972									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPÓ	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.2	8.1	472.7	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	6.5	5.8	320.4	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.1	5.6	273.5	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	6.5	5.4	237.9	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	4.0	5.4	234.0	.0	.0	.0	.0
JUN	5874.1	.0	.0	-14.4	8.8	1146.0	4976.5	.0	.0	.0
JUL	488.4	244.1	244.1	-9.1	12.6	1146.0	253.4	.0	.0	.0
AGO	534.6	97.6	97.6	1.9	12.6	1146.0	435.1	.0	.0	.0
SEP	1867.0	139.5	139.5	-9.6	12.6	1146.0	1737.2	.0	.0	.0

OCT	.0	76.8	76.8	8.4	12.2	1060.7	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	4.9	11.4	967.2	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.2	10.0	681.8	.0	.0	.0
SUMA	8764.1	1420.3	1420.3	22.6		681.8	7402.1	.0	.0
AÑO 1973									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.0	7.2	392.1	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.9	5.6	240.4	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.2	5.3	193.4	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	5.5	4.9	158.7	.0	.0	.0
MAY	2657.7	.0	.0	1.1	8.5	1146.0	1669.3	.0	.0
JUN	1311.3	.0	.0	-11.0	12.6	1146.0	1322.3	.0	.0
JUL	9900.0	244.1	244.1	-18.0	12.6	1146.0	9673.9	.0	.0
AGO	1787.2	97.6	97.6	-19.0	12.6	1146.0	1708.7	.0	.0
SEP	6703.7	139.5	139.5	-13.0	12.6	1146.0	6577.3	.0	.0
OCT	3658.0	76.8	76.8	-1.4	12.6	1146.0	3582.5	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	9.6	12.2	1047.8	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.0	10.6	762.5	.0	.0	.0
SUMA	26018.0	1420.3	1420.3	-17.0		762.5	24534.0	.0	.0
AÑO 1974									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	7.4	8.1	472.5	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.5	5.8	321.1	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.6	5.6	274.7	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	7.5	5.4	238.1	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	4.6	5.4	233.5	.0	.0	.0
JUN	7148.6	.0	.0	-12.1	8.8	1146.0	6248.2	.0	.0
JUL	2618.7	244.1	244.1	-6.9	12.6	1146.0	2381.5	.0	.0
AGO	302.2	97.6	97.6	-4.8	12.6	1146.0	209.4	.0	.0
SEP	3368.2	139.5	139.5	-16.9	12.6	1146.0	3245.7	.0	.0
OCT	1060.3	76.8	76.8	3.8	12.6	1146.0	979.6	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.9	12.2	1048.5	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.9	10.6	762.4	.0	.0	.0
SUMA	14498.0	1420.3	1420.3	13.4		762.4	13064.5	.0	.0
AÑO 1975									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.5	8.1	474.2	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.1	5.9	323.2	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	6.9	5.6	277.5	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	7.8	5.4	240.6	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	.2	5.4	240.4	.0	.0	.0
JUN	9034.7	.0	.0	-15.9	8.9	1146.0	8144.9	.0	.0
JUL	2141.6	244.1	244.1	-7.0	12.6	1146.0	1904.5	.0	.0
AGO	3342.5	97.6	97.6	-11.1	12.6	1146.0	3256.0	.0	.0
SEP	6593.2	139.5	139.5	-12.3	12.6	1146.0	6466.0	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	2.2	12.3	1066.9	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.5	11.4	969.8	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	7.9	10.0	684.7	.0	.0	.0
SUMA	21112.0	1420.3	1420.3	-2.1		684.7	19771.5	.0	.0
AÑO 1976									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.9	7.3	396.1	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.2	5.6	245.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.1	5.3	199.1	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	4.4	5.0	165.6	.0	.0	.0
MAY	169.1	.0	.0	4.9	5.4	329.8	.0	.0	.0
JUN	1893.3	.0	.0	-4.3	9.3	1146.0	1081.4	.0	.0
JUL	5929.7	244.1	244.1	-22.2	12.6	1146.0	5707.7	.0	.0
AGO	8020.0	97.6	97.6	-20.8	12.6	1146.0	7943.3	.0	.0
SEP	1898.0	139.5	139.5	-10.9	12.6	1146.0	1769.5	.0	.0
OCT	6940.4	76.8	76.8	-9.8	12.6	1146.0	6873.3	.0	.0

NOV	.0	88.6	88.6	4.0	12.2	1053.4	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.8	10.6	769.4	.0	.0	.0
SUMA	24850.5	1420.3	1420.3	-29.6		769.4	23375.2	.0	.0

AÑO 1977									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP0	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	6.1	8.2	480.6	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.0	5.9	329.7	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.5	5.6	283.5	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	5.6	5.5	248.8	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	.4	5.4	248.4	.0	.0	.0
JUN	7254.5	.0	.0	-15.9	8.9	1146.0	6372.8	.0	.0
JUL	.0	244.1	244.1	-1.4	11.5	903.3	.0	.0	.0
AGO	125.5	97.6	97.6	-1.1	10.7	932.4	.0	.0	.0
SEP	941.3	139.5	139.5	-9.3	11.6	1146.0	597.5	.0	.0
OCT	1043.5	76.8	76.8	4.7	12.6	1146.0	962.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	6.7	12.2	1050.7	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.4	10.6	767.1	.0	.0	.0
SUMA	9364.9	1420.3	1420.3	14.6		767.1	7932.2	.0	.0

AÑO 1978									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP0	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.9	8.2	478.6	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	4.1	5.9	328.6	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	4.7	5.6	285.1	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	7.5	5.5	248.5	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	4.2	5.4	244.3	.0	.0	.0
JUN	7226.2	.0	.0	-16.6	8.9	1146.0	6341.1	.0	.0
JUL	.0	244.1	244.1	-3.7	11.5	905.5	.0	.0	.0
AGO	3017.6	97.6	97.6	-5.4	11.5	1146.0	2684.9	.0	.0
SEP	2373.6	139.5	139.5	-19.0	12.6	1146.0	2253.1	.0	.0
OCT	2197.5	76.8	76.8	1.1	12.6	1146.0	2119.5	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	3.9	12.2	1053.5	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.9	10.6	769.4	.0	.0	.0
SUMA	14814.8	1420.3	1420.3	-6.4		769.4	13398.6	.0	.0

AÑO 1979									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP0	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	6.3	8.2	480.4	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.3	5.9	329.3	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.3	5.6	283.2	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	7.1	5.5	247.0	.0	.0	.0
MAY	1693.4	.0	.0	1.1	8.9	1146.0	793.3	.0	.0
JUN	17.0	.0	.0	5.3	12.6	1146.0	11.7	.0	.0
JUL	186.1	244.1	244.1	-8.9	12.4	1096.8	.0	.0	.0
AGO	1389.5	97.6	97.6	-6.1	12.4	1146.0	1248.9	.0	.0
SEP	3788.7	139.5	139.5	-10.4	12.6	1146.0	3659.6	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	5.6	12.2	1063.5	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.3	11.4	966.6	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	4.1	10.0	685.3	.0	.0	.0
SUMA	7074.8	1420.3	1420.3	25.1		685.3	5713.5	.0	.0

AÑO 1980									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP0	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	-.1	7.3	402.8	.0	.0	.0
FEB	1115.8	145.9	145.9	7.9	9.6	1146.0	218.8	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	16.1	12.4	1091.1	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	13.1	11.9	1048.9	.0	.0	.0
MAY	325.0	.0	.0	6.0	12.2	1146.0	222.0	.0	.0
JUN	2243.9	.0	.0	1.9	12.6	1146.0	2242.0	.0	.0
JUL	1798.8	244.1	244.1	-6.2	12.6	1146.0	1560.9	.0	.0
AGO	3247.1	97.6	97.6	-12.3	12.6	1146.0	3161.8	.0	.0
SEP	4871.8	139.5	139.5	-16.2	12.6	1146.0	4748.6	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	3.7	12.3	1065.5	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	7.3	11.4	969.6	.0	.0	.0

DIC	.0	277.2	277.2	7.0	10.0	685.4	.0	.0	.0
SUMA	13602.4	1420.3	1420.3	28.0		685.4	12154.1	.0	.0

AÑO	1981								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPORACION	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	3.1	7.3	399.6	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	3.8	5.6	249.9	.0	.0	.0
MAR	17.0	38.8	38.8	6.5	5.4	221.7	.0	.0	.0
ABR	534.9	29.1	29.1	6.4	6.5	721.1	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	8.5	9.1	712.6	.0	.0	.0
JUN	2804.8	.0	.0	-19.2	10.8	1146.0	2390.7	.0	.0
JUL	7754.9	244.1	244.1	-23.4	12.6	1146.0	7534.2	.0	.0
AGO	5348.4	97.6	97.6	-22.0	12.6	1146.0	5272.8	.0	.0
SEP	6967.3	139.5	139.5	-9.2	12.6	1146.0	6837.1	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	1.9	12.3	1067.3	.0	.0	.0
NOV	17.0	88.6	88.6	8.4	11.5	987.3	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.9	10.1	703.2	.0	.0	.0
SUMA	23444.5	1420.3	1420.3	-28.5		703.2	22034.9	.0	.0

AÑO	1982								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPORACION	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	6.1	7.5	414.4	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	2.3	5.7	266.3	.0	.0	.0
MAR	1735.3	38.8	38.8	11.7	9.0	1146.0	805.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	18.7	12.4	1098.2	.0	.0	.0
MAY	848.2	.0	.0	2.8	12.4	1146.0	797.6	.0	.0
JUN	712.3	.0	.0	-7.2	12.6	1146.0	719.5	.0	.0
JUL	3616.4	244.1	244.1	2.4	12.6	1146.0	3369.9	.0	.0
AGO	.0	97.6	97.6	7.7	12.1	1040.7	.0	.0	.0
SEP	694.5	139.5	139.5	-3.3	12.1	1146.0	453.1	.0	.0
OCT	885.6	76.8	76.8	-1.6	12.6	1146.0	810.3	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	10.4	12.2	1047.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.4	10.6	763.4	.0	.0	.0
SUMA	8492.2	1420.3	1420.3	56.3		763.4	6955.3	.0	.0

AÑO	1983								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPORACION	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	4.2	8.1	476.6	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	3.1	5.9	327.7	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	6.7	5.6	282.2	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.4	5.5	244.7	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	7.4	5.4	237.3	.0	.0	.0
JUN	2299.9	.0	.0	-6.9	8.8	1146.0	1398.2	.0	.0
JUL	7538.8	244.1	244.1	-13.0	12.6	1146.0	7307.7	.0	.0
AGO	41.8	97.6	97.6	-1.1	12.4	1091.3	.0	.0	.0
SEP	4917.0	139.5	139.5	-21.6	12.4	1146.0	4744.5	.0	.0
OCT	483.6	76.8	76.8	5.1	12.6	1146.0	401.6	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	6.1	12.2	1051.3	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	7.2	10.6	766.8	.0	.0	.0
SUMA	15281.1	1420.3	1420.3	5.5		766.8	13852.0	.0	.0

AÑO	1984								
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPORACION	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	4.3	8.2	479.9	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.1	5.9	328.9	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.5	5.6	282.7	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	9.1	5.5	244.5	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	3.0	5.4	241.4	.0	.0	.0
JUN	861.0	.0	.0	-7.7	8.7	1110.1	.0	.0	.0
JUL	5168.1	244.1	244.1	-21.1	12.5	1146.0	4909.1	.0	.0
AGO	1027.6	97.6	97.6	-10.1	12.6	1146.0	940.2	.0	.0
SEP	4475.5	139.5	139.5	-21.6	12.6	1146.0	4357.6	.0	.0
OCT	936.6	76.8	76.8	6.3	12.6	1146.0	853.5	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.3	12.2	1049.1	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	6.7	10.6	765.1	.0	.0	.0

SUMA 12468.8 1420.3 1420.3 -10.2 765.1 11060.4 .0 .0

AÑO 1985

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1	8.1	474.4	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.0	5.9	323.6	.0	.0	.0	.0
MAR	17.0	38.8	38.8	8.3	5.6	293.5	.0	.0	.0	.0
ABR	534.9	29.1	29.1	8.2	7.3	791.1	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	10.1	9.7	781.0	.0	.0	.0	.0
JUN	4672.0	.0	.0	-16.7	11.0	1146.0	4323.7	.0	.0	.0
JUL	4203.5	244.1	244.1	-11.3	12.6	1146.0	3970.6	.0	.0	.0
AGO	1851.5	97.6	97.6	-16.3	12.6	1146.0	1770.2	.0	.0	.0
SEP	5684.3	139.5	139.5	-9.4	12.6	1146.0	5554.2	.0	.0	.0
OCT	763.5	76.8	76.8	5.5	12.6	1146.0	681.2	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	5.5	12.2	1051.9	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	5.8	10.6	768.8	.0	.0	.0	.0

SUMA 17726.7 1420.3 1420.3 2.8 768.8 16299.9 .0 .0

AÑO 1986

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1	8.2	478.1	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.3	5.9	326.9	.0	.0	.0	.0
MAR	17.0	38.8	38.8	8.4	5.6	296.7	.0	.0	.0	.0
ABR	341.0	29.1	29.1	6.8	6.2	601.8	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	3.6	7.9	598.2	.0	.0	.0	.0
JUN	905.4	.0	.0	-9.2	10.3	1146.0	366.8	.0	.0	.0
JUL	2969.8	244.1	244.1	1.3	12.6	1146.0	2724.3	.0	.0	.0
AGO	325.0	97.6	97.6	-3.3	12.6	1146.0	230.8	.0	.0	.0
SEP	2065.5	139.5	139.5	-5.3	12.6	1146.0	1931.3	.0	.0	.0
OCT	3093.1	76.8	76.8	-5	12.6	1146.0	3016.8	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.8	12.2	1048.5	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.8	10.6	762.5	.0	.0	.0	.0

SUMA 9716.9 1420.3 1420.3 33.0 762.5 8270.0 .0 .0

AÑO 1987

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1	8.1	471.7	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	4.9	5.8	321.0	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.1	5.6	274.1	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	7.8	5.4	237.2	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.9	5.4	230.2	.0	.0	.0	.0
JUN	6836.6	.0	.0	-13.1	8.8	1146.0	5934.0	.0	.0	.0
JUL	6917.2	244.1	244.1	-14.0	12.6	1146.0	6687.0	.0	.0	.0
AGO	1163.1	97.6	97.6	2.2	12.6	1146.0	1063.4	.0	.0	.0
SEP	3349.9	139.5	139.5	-13.9	12.6	1146.0	3224.4	.0	.0	.0
OCT	2604.9	76.8	76.8	10.5	12.6	1146.0	2517.5	.0	.0	.0
NOV	3443.9	88.6	88.6	1.4	12.6	1146.0	3353.9	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	9.5	11.3	859.2	.0	.0	.0	.0

SUMA 24315.7 1420.3 1420.3 18.4 859.2 22780.2 .0 .0

AÑO 1988

MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	9.1	9.0	567.5	.0	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	7.3	6.7	414.3	.0	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.9	5.8	367.7	.0	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	9.2	5.7	329.4	.0	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	8.1	5.6	321.3	.0	.0	.0	.0
JUN	.0	.0	.0	-6.8	5.6	328.0	.0	.0	.0	.0
JUL	10027.6	244.1	244.1	-3.9	9.2	1146.0	8969.4	.0	.0	.0
AGO	10550.3	97.6	97.6	-22.4	12.6	1146.0	10475.1	.0	.0	.0
SEP	3669.1	139.5	139.5	-6.2	12.6	1146.0	3535.8	.0	.0	.0
OCT	235.7	76.8	76.8	4.0	12.6	1146.0	154.9	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	10.4	12.2	1047.0	.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.9	10.6	760.9	.0	.0	.0	.0

SUMA 24482.7 1420.3 1420.3 25.5 760.9 23135.2 .0 .0

AÑO	1989									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	8.1		8.1	470.1	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	6.4		5.8	317.9	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.5		5.5	270.6	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.7		5.4	232.8	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.7		5.4	226.1	.0	.0	.0
JUN	.0	.0	.0	-2.1		5.4	228.2	.0	.0	.0
JUL	2623.7	244.1	244.1	-2.0		8.8	1146.0	1463.7	.0	.0
AGO	629.0	97.6	97.6	-11.3		12.6	1146.0	542.7	.0	.0
SEP	1862.7	139.5	139.5	-7.8		12.6	1146.0	1731.0	.0	.0
OCT	.0	76.8	76.8	5.4		12.2	1063.7	.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	8.6		11.4	966.5	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	7.2		10.0	682.1	.0	.0	.0
SUMA	5115.5	1420.3	1420.3	36.5			682.1	3737.4	.0	.0

AÑO	1990									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	4.0		7.2	395.5	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	3.9		5.6	245.7	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	6.1		5.3	200.9	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	4.6		5.0	167.2	.0	.0	.0
MAY	1220.9	.0	.0	-1.3		8.5	1146.0	243.3	.0	.0
JUN	3395.4	.0	.0	-16.0		12.6	1146.0	3411.4	.0	.0
JUL	2714.5	244.1	244.1	-8.0		12.6	1146.0	2478.3	.0	.0
AGO	58.9	97.6	97.6	-8.5		12.5	1115.8	.0	.0	.0
SEP	4431.6	139.5	139.5	-10.6		12.5	1146.0	4272.5	.0	.0
OCT	618.3	76.8	76.8	-5.9		12.6	1146.0	547.3	.0	.0
NOV	1285.5	88.6	88.6	8.2		12.6	1146.0	1188.6	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	5.3		11.3	863.4	.0	.0	.0
SUMA	13725.0	1420.3	1420.3	-18.1			863.4	12141.4	.0	.0

AÑO	1991									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.6		9.1	575.2	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	5.6		6.8	423.7	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	7.7		5.9	377.3	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.4		5.7	339.7	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.5		5.7	333.2	.0	.0	.0
JUN	.0	.0	.0	-4.4		5.7	337.6	.0	.0	.0
JUL	9123.4	244.1	244.1	-1.8		9.3	1146.0	8072.7	.0	.0
AGO	.0	97.6	97.6	6.0		12.1	1042.5	.0	.0	.0
SEP	1535.1	139.5	139.5	-5.7		12.1	1146.0	1297.8	.0	.0
OCT	1145.9	76.8	76.8	-1.8		12.6	1146.0	1070.9	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	4.9		12.2	1052.5	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	5.1		10.6	770.1	.0	.0	.0
SUMA	11804.5	1420.3	1420.3	36.1			770.1	10441.4	.0	.0

AÑO	1992									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP	AREA	MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	-4.7		8.3	492.2	.0	.0	.0
FEB	1183.4	145.9	145.9	5.9		9.9	1146.0	377.8	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	13.6		12.4	1093.6	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	13.8		11.9	1050.7	.0	.0	.0
MAY	17.0	.0	.0	.7		11.8	1067.0	.0	.0	.0
JUN	3108.6	.0	.0	-2.6		12.3	1146.0	3032.3	.0	.0
JUL	.0	244.1	244.1	-6.6		11.5	908.4	.0	.0	.0
AGO	874.7	97.6	97.6	-4.4		11.5	1146.0	543.9	.0	.0
SEP	399.9	139.5	139.5	-7.7		12.6	1146.0	268.1	.0	.0
OCT	1989.7	76.8	76.8	1.0		12.6	1146.0	1911.8	.0	.0
NOV	366.9	88.6	88.6	1.1		12.6	1146.0	277.1	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	4.6		11.3	864.1	.0	.0	.0
SUMA	7940.1	1420.3	1420.3	14.9			864.1	6411.0	.0	.0

AÑO 1993									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	4.7	9.1	576.7	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	4.1	6.8	426.7	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	6.8	5.9	381.1	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	6.7	5.8	345.3	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.6	5.7	338.7	.0	.0	.0
JUN	.0	.0	.0	-6.5	5.7	345.1	.0	.0	.0
JUL	6047.5	244.1	244.1	2.4	9.3	1146.0	5000.1	.0	.0
AGO	.0	97.6	97.6	-.8	12.2	1049.3	.0	.0	.0
SEP	1077.2	139.5	139.5	-16.2	12.2	1146.0	857.2	.0	.0
OCT	3482.1	76.8	76.8	5.4	12.6	1146.0	3399.9	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	5.5	12.2	1051.9	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	7.5	10.6	767.2	.0	.0	.0
SUMA	10606.7	1420.3	1420.3	26.3		767.2	9257.1	.0	.0

AÑO 1994									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	6.1	8.2	478.4	.0	.0	.0
FEB	58.9	145.9	145.9	6.6	6.1	384.8	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	8.8	5.7	337.3	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	8.8	5.6	299.4	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	6.7	5.6	292.7	.0	.0	.0
JUN	1637.9	.0	.0	-8.6	9.1	1146.0	793.3	.0	.0
JUL	4476.8	244.1	244.1	.0	12.6	1146.0	4232.6	.0	.0
AGO	5501.2	97.6	97.6	-17.5	12.6	1146.0	5421.1	.0	.0
SEP	1076.9	139.5	139.5	-10.4	12.6	1146.0	947.8	.0	.0
OCT	5290.2	76.8	76.8	1.5	12.6	1146.0	5211.9	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	9.4	12.2	1047.9	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	8.9	10.6	761.8	.0	.0	.0
SUMA	18041.8	1420.3	1420.3	20.3		761.8	16606.6	.0	.0

AÑO 1995									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	.0	282.6	282.6	5.0	8.1	474.2	.0	.0	.0
FEB	807.8	145.9	145.9	10.7	9.8	1125.5	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	18.3	12.2	1068.4	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	14.2	11.7	1025.1	.0	.0	.0
MAY	.0	.0	.0	-2.6	11.5	1027.6	.0	.0	.0
JUN	4391.8	.0	.0	.8	12.1	1146.0	4272.6	.0	.0
JUL	6578.5	244.1	244.1	-13.5	12.6	1146.0	6347.8	.0	.0
AGO	6964.5	97.6	97.6	-29.6	12.6	1146.0	6896.6	.0	.0
SEP	4727.9	139.5	139.5	-3.5	12.6	1146.0	4591.9	.0	.0
OCT	3658.0	76.8	76.8	.2	12.6	1146.0	3581.0	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	7.1	12.2	1050.3	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	4.9	10.6	768.1	.0	.0	.0
SUMA	27128.5	1420.3	1420.3	12.0		768.1	25689.9	.0	.0

AÑO 1996									
MES	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPAO	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
ENE	534.9	282.6	282.6	8.6	10.5	1011.8	.0	.0	.0
FEB	.0	145.9	145.9	9.4	10.8	856.5	.0	.0	.0
MAR	.0	38.8	38.8	11.6	10.0	806.1	.0	.0	.0
ABR	.0	29.1	29.1	11.9	9.7	765.1	.0	.0	.0
MAY	712.3	.0	.0	2.5	11.0	1146.0	328.9	.0	.0
JUN	17.0	.0	.0	-1.7	12.6	1146.0	18.8	.0	.0
JUL	6257.7	244.1	244.1	-10.9	12.6	1146.0	6024.5	.0	.0
AGO	593.8	97.6	97.6	-1.6	12.6	1146.0	497.9	.0	.0
SEP	193.9	139.5	139.5	-5.9	12.6	1146.0	60.3	.0	.0
OCT	2982.6	76.8	76.8	-5.1	12.6	1146.0	2910.8	.0	.0
NOV	.0	88.6	88.6	10.4	12.2	1047.0	.0	.0	.0
DIC	.0	277.2	277.2	5.3	10.6	764.5	.0	.0	.0
SUMA	11292.2	1420.3	1420.3	34.4		764.5	9841.1	.0	.0

PERIODO DE CALCULO 1961-1997 (36 AÑOS)

CAPACIDAD TOTAL 1146.000 CAPACIDAD MUERTA 146.000 CAPACIDAD INICIAL 1146.000

CONDICIONES RESTRICTIVAS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

	PERMITIDAS	OBTENIDAS
I.- DEFICITARIAS ANUALES		
I.1.- DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL	60.00	.00
I.2.1.- DEFICIENCIA MAXIMA ACUMULADA EN DOS AÑOS CONSECUTIVOS	90.00	.00
I.2.2.- DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL EN DOS AÑOS CONSECUTIVOS	55.00	.00
I.3.1.- DEFICIENCIA MAXIMA ACUMULADA EN TRES AÑOS CONSECUTIVOS	110.00	.00
I.3.2.- DEFICIENCIA MAXIMA ANUAL EN TRES AÑOS CONSECUTIVOS	50.00	.00
I.4.- DEFICIENCIA MAXIMA PARA LA QUE NO SE CONSIDERA AÑO DEFICITARIO	1.00	-----
II.- DEFICIENCIAS MAXIMAS ACUMULADAS EN EL PERIODO	5.00	.02
III.- NUMERO MAXIMO DE AÑOS CON DEFICIT		
III.1.- AÑOS CONSECUTIVOS CON DEFICIT	3	0
III.2.- AÑOS NO CONSECUTIVOS CON DEFICIT	9	0
IV.- DEFICITARIAS MENSUALES		
IV.1.- DEFICIENCIA MAXIMA MENSUAL	40.00	100.00
V.- NUMERO MAXIMO DE MESES CON DEFICIENCIAS		
V.1.- MESES CONSECUTIVOS CON DEFICIENCIAS	3	0
V.2.- MESES NO CONSECUTIVOS CON DEFICIENCIAS	15	1

FUNCIONAMIENTO ANALITICO DEL VASO

CAP. TOT = 1.1 HM3. SUP. BENEF. = 224.9 HA. DEM. ANUAL/HA. = 6314.7 M3

CAPACIDAD TOTAL	1146000.0 M3
CAPACIDAD UTIL	1000000.0 M3
CAPACIDAD DE AZOLVES	146000.0 M3
VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL	15029780.0 M3
VOLUMEN APROVECHADO MEDIO ANUAL	1419966.0 M3
PORCIENTO DE APROVECHAMIENTO	9.4 %
VOLUMEN EVAPORADO MEDIO ANUAL	13509.4 M3
PORCIENTO DE EVAPORACION	.1 %
VOLUMEN DERRAMADO MEDIO ANUAL	13596300.0 M3
PORCIENTO DE DERRAMES	90.5 %
DEMANDA ANUAL POR HECTAREA	6314.7 M3
SUPERFICIE BENEFICIADA	224.9 HA.
PORCIENTO DE DEFICIENCIAS	.0 %
PERIODO DE ESTUDIO : 1961-1997	36 AÑOS

APÉNDICE B

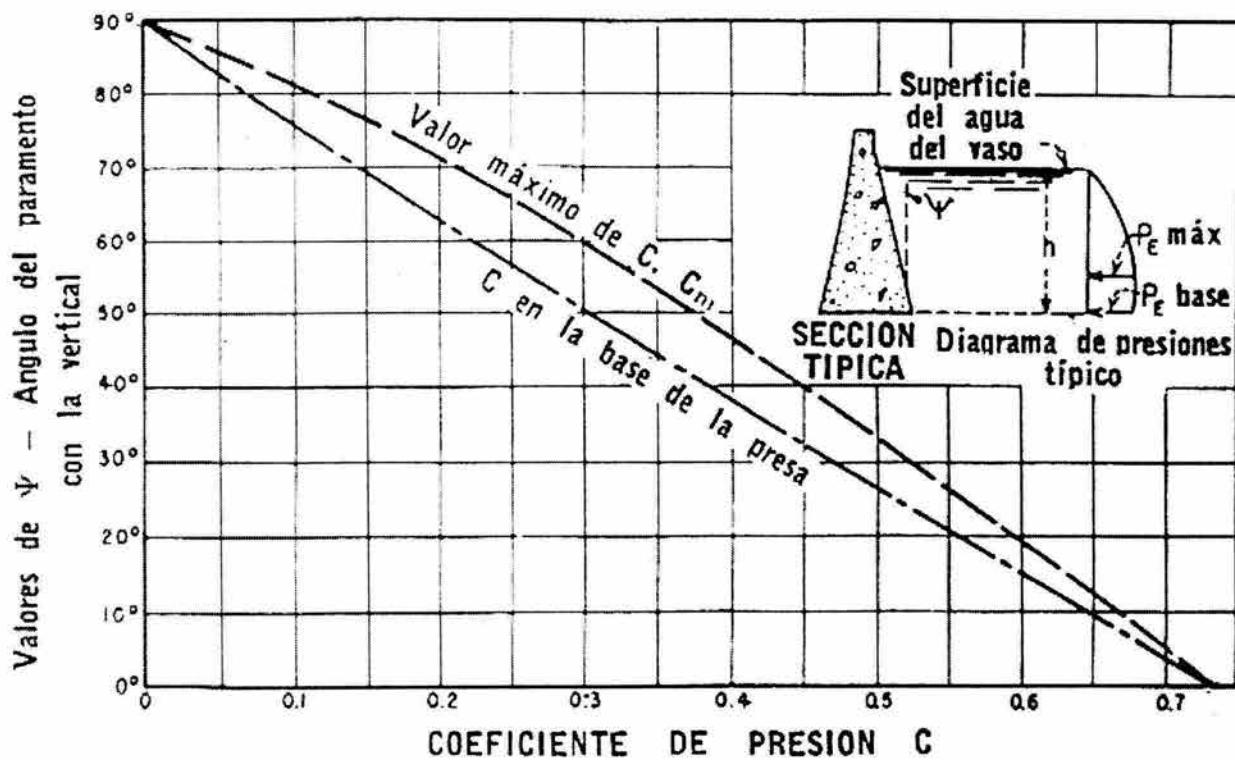


Figura B.1 Coeficientes para las presiones de la base y para las máximas para paramentos de talud constante.

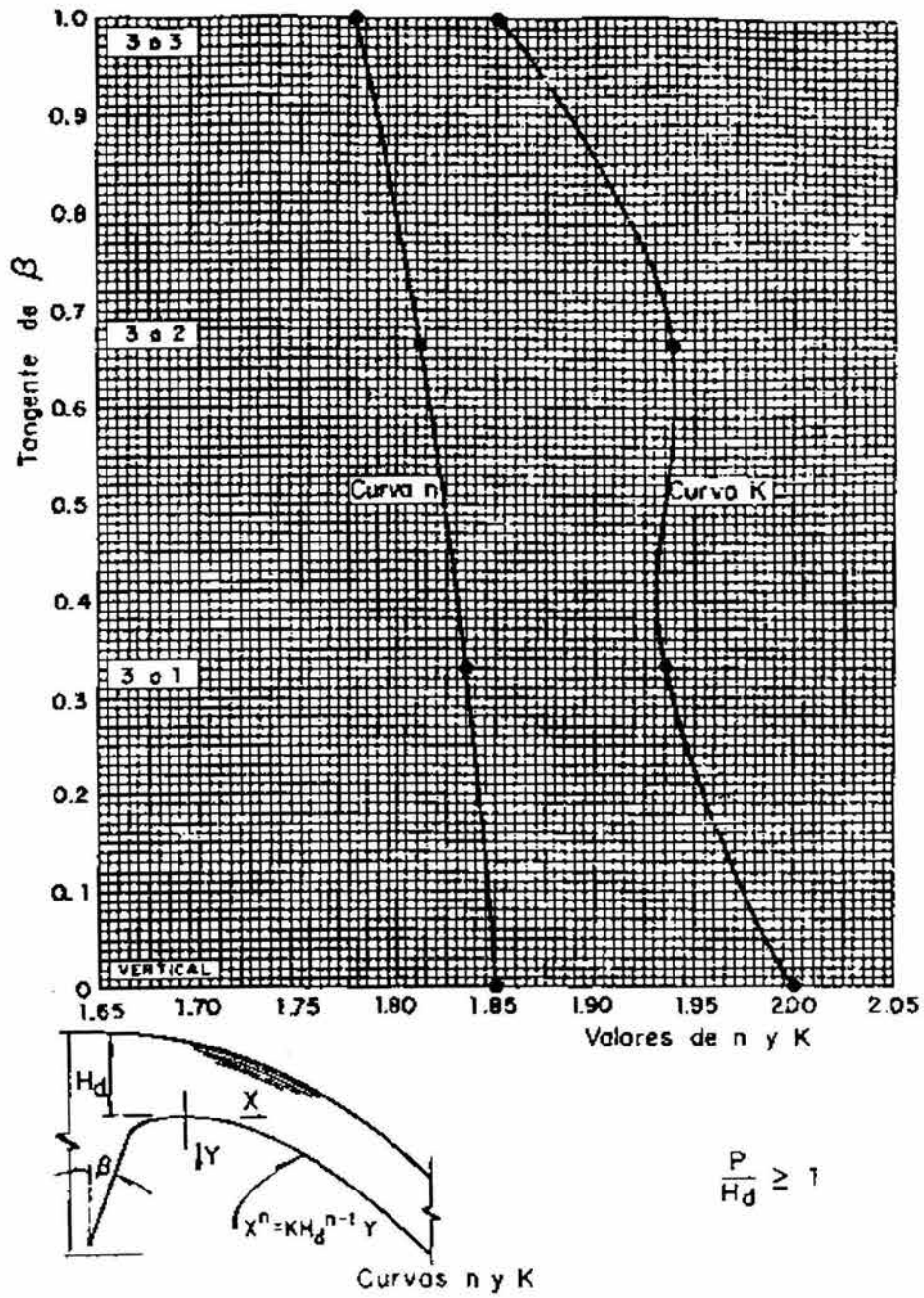
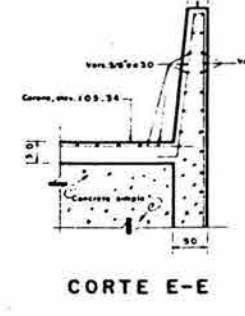
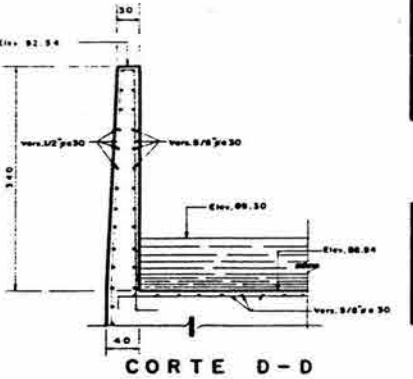
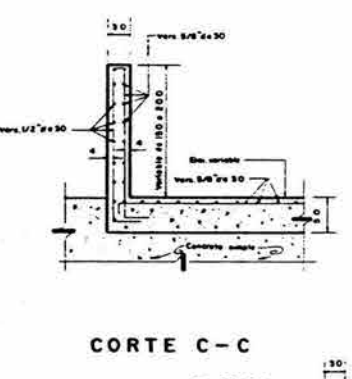
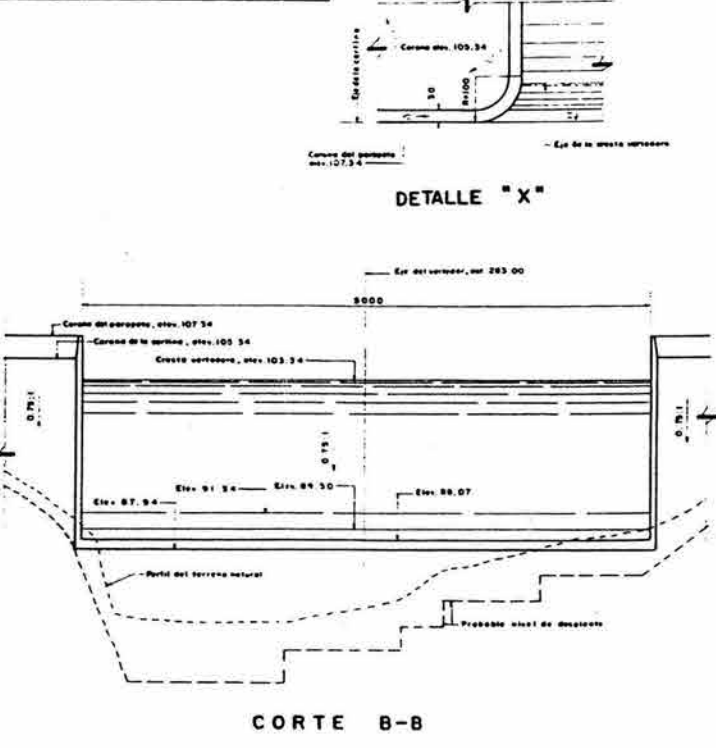
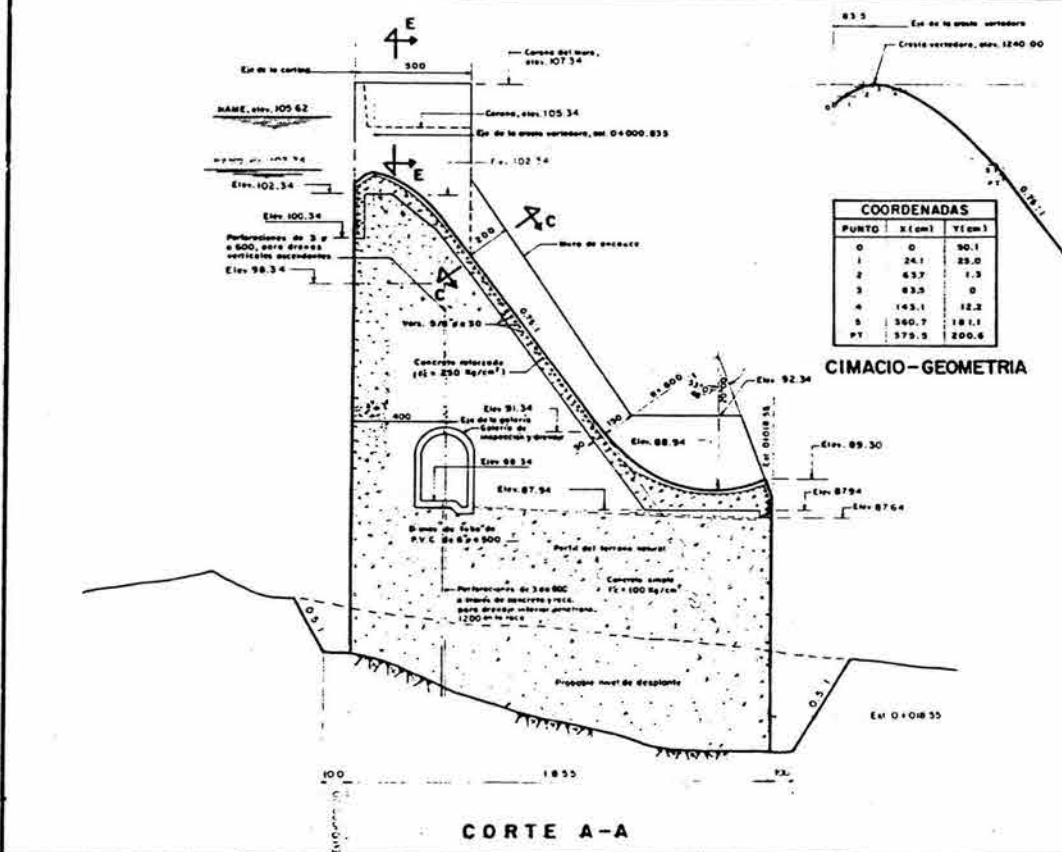
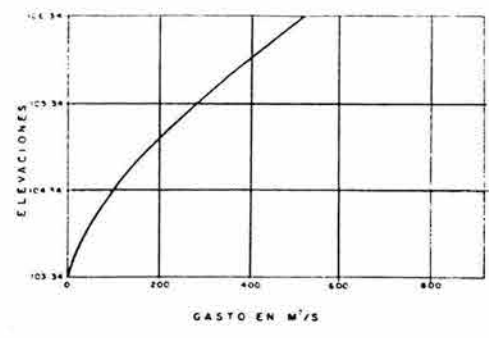
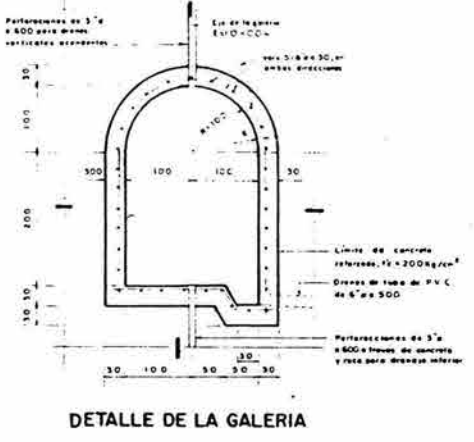
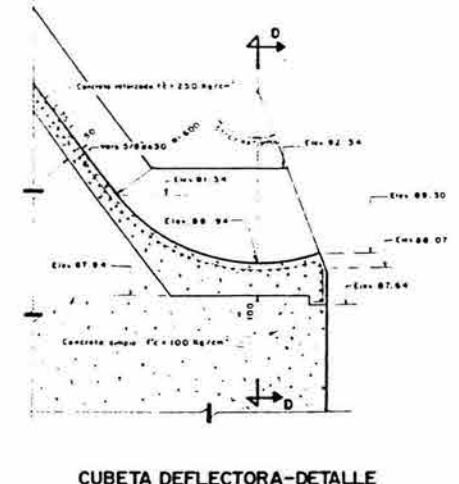
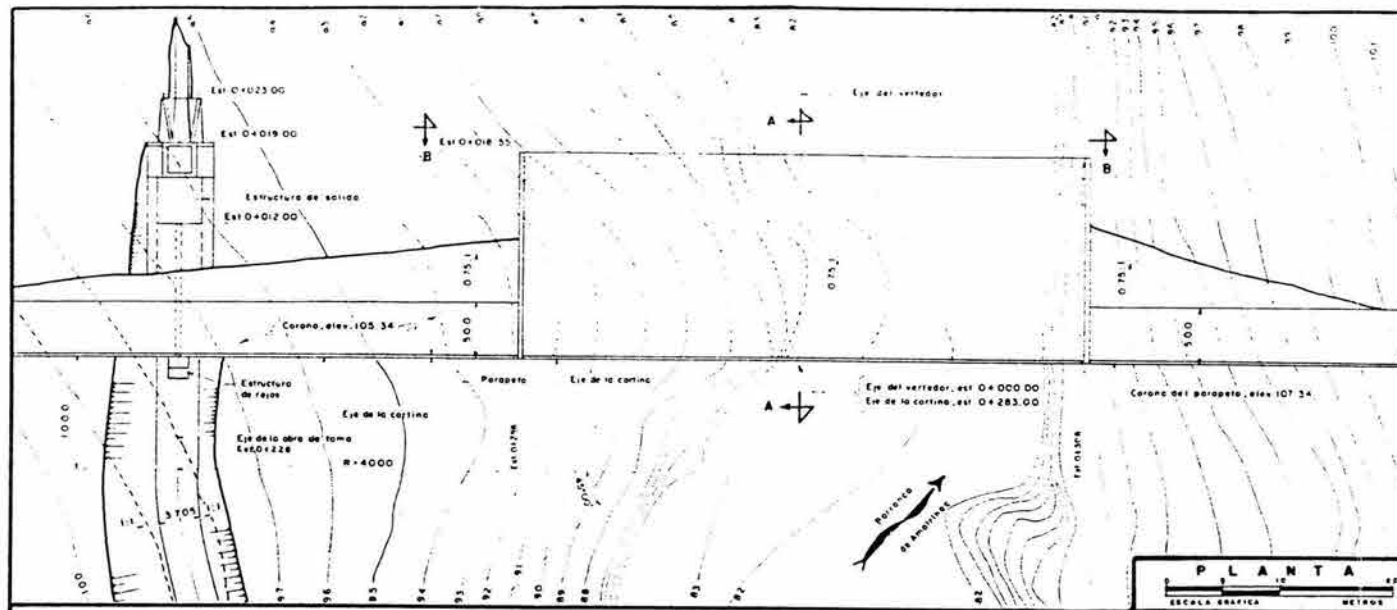


Figura B.2 Talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable.

PLANOS

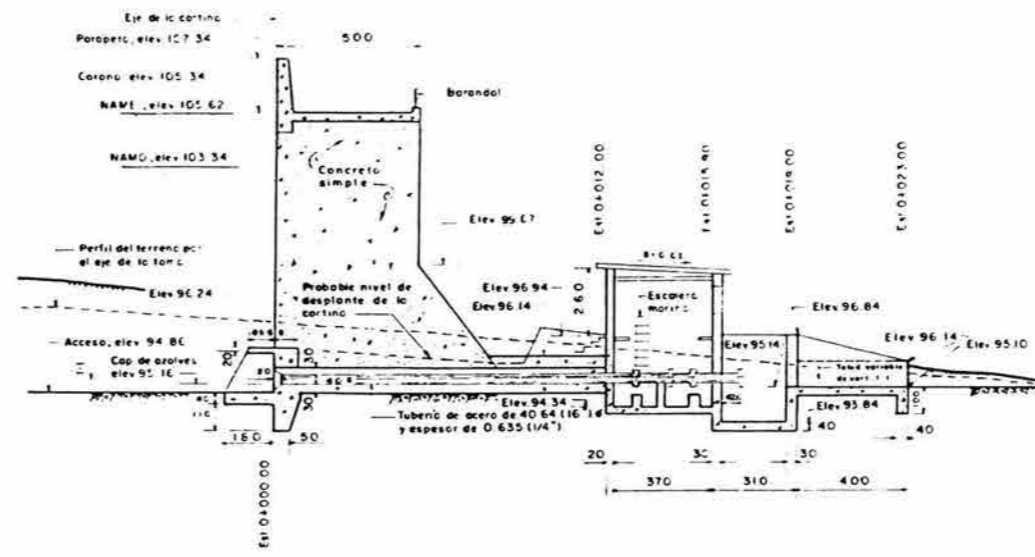
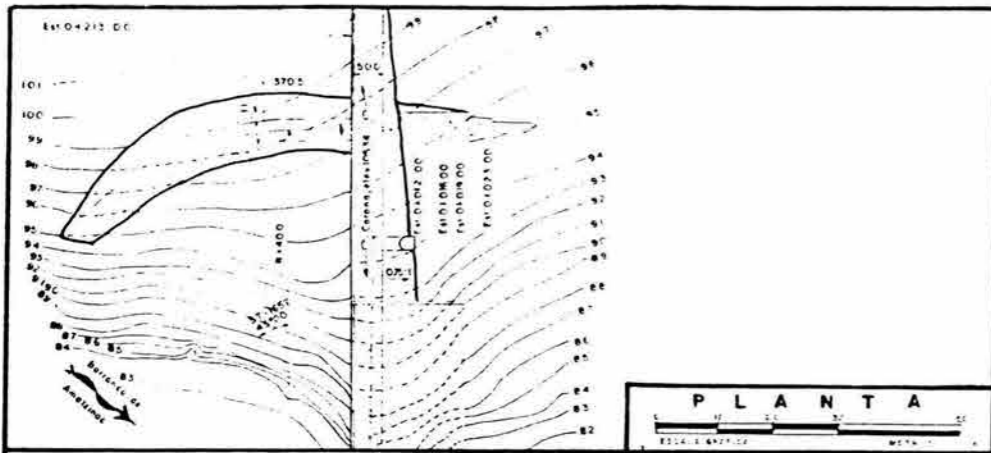


CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Estación	m ²	4825
Concreto simple (f'c = 100 kg/cm ²)	m ³	11870
Concreto reforzado (f'c = 200 kg/cm ²)	m ³	18
Concreto reforzado (f'c = 250 kg/cm ²)	m ³	1100
Acero de refuerzo	23400	

DATOS DE PROYECTO	
NAME, elev.	109.62 m
Cresta vertedero (B=800), elev.	103.34 m
Longitud de crujía	80.00 m
Sección mínima de la cuneta de alivio	3.00 m
T _r	1000 años
Costo de obra	348.8 millones

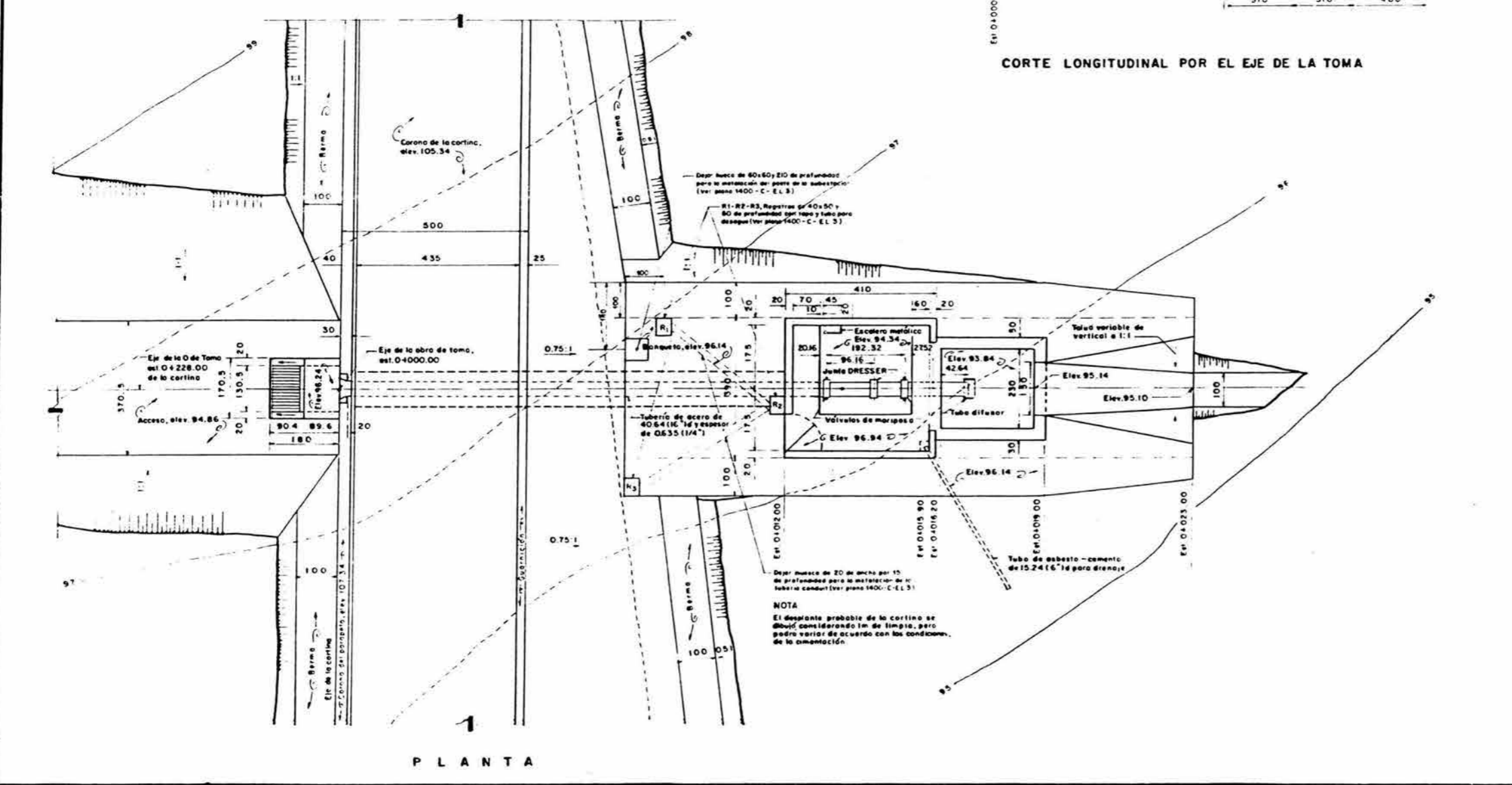
NOTAS:
 1. Acabados de superficies, muros, etc., en unidades que indican, según se indique, en metros.
 2. El acero de refuerzo simple de f'c = 100 kg/cm² de diámetro 10 mm y el acero de refuerzo reforzado de f'c = 200 kg/cm² de diámetro 12 mm, en el caso del vertedero. El acero de refuerzo reforzado de f'c = 250 kg/cm² de diámetro 16 mm, en el caso de la cuneta de alivio. Los tramos de 3.00 m de longitud y sus recubrimientos que se indican. Las cantidades estimadas corresponden únicamente a la sección vertical.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA	
ANTEPROYECTO BARRANDA DE AMATZAC, MUNICIPIO DE JANTTELCO MORELOS	
PRESA "EL ABREVEDERO"	
OBRA DE EXCEDENCIAS	
TESIS PROFESIONAL	
LAURA GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ	
MÉXICO D.F. NOVIEMBRE 2004	PLANO No. 4.2



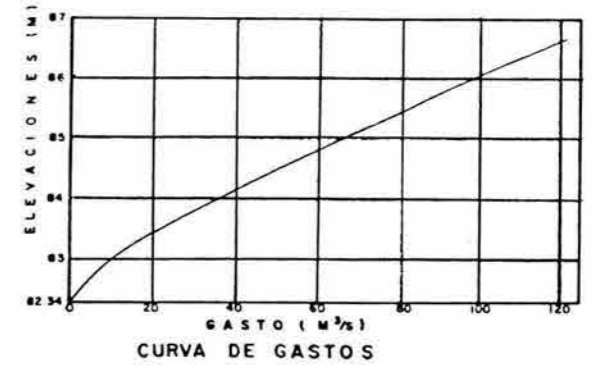
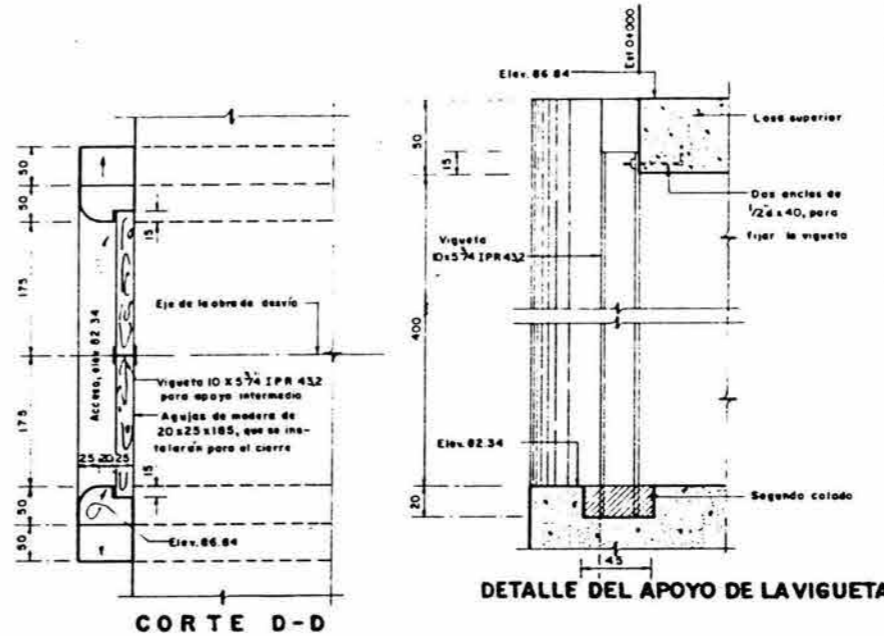
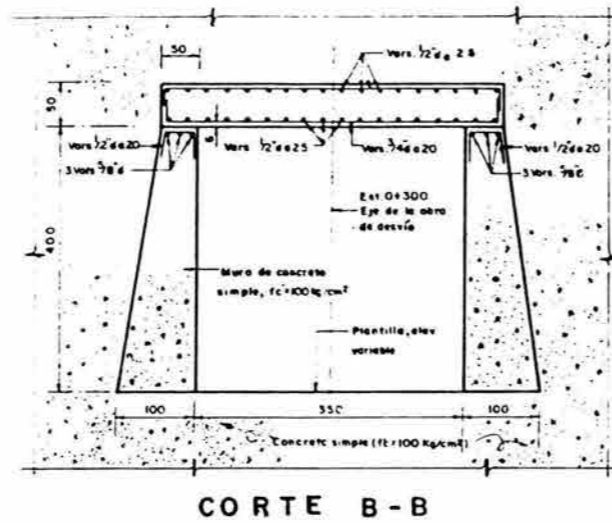
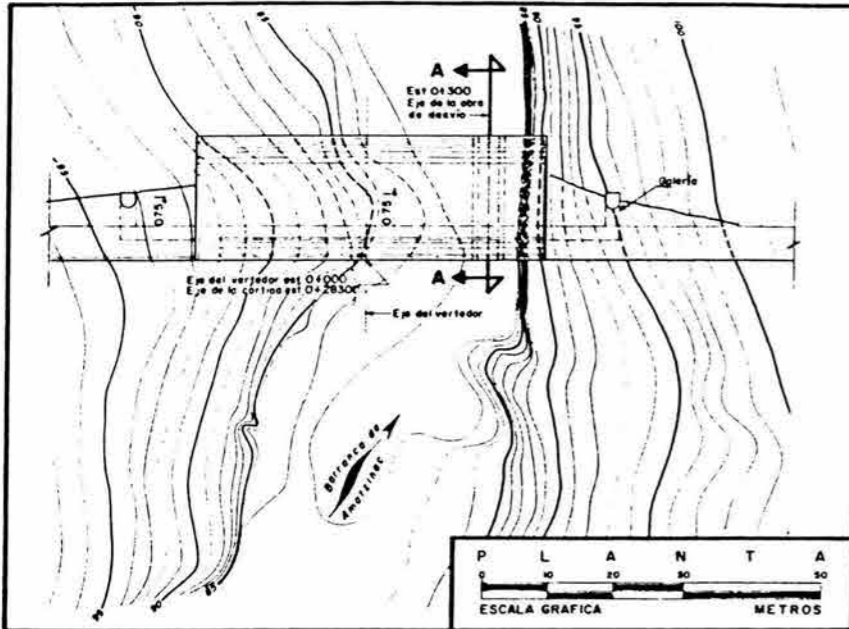
DATOS DEL PROYECTO	
Tubo de acero de 40.64 (1 1/2") y 0.635 (1/4") de espesor	
Costo de obra	0.3 m ²
NAMH, elev.	96.84 m
Costo máximo	0.9 m ²
NAMH	105.62 m

CANTIDADES ESTIMADAS		
C O N C E T O	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	115.5
Concreto reforzado f'c = 250 kg/cm ²	m ³	6.5
Concreto simple f'c = 100	m ³	4.0
Vers. de 159 (5/8")	kg	2500
Vers. de 127 (1/2")	kg	1300
Vers. de 95 (3/8")	kg	250
Tubo de acero de 40.64 (1 1/2")	kg	16
Salera de 1/2" x 1/2"	kg	104
Salera de 3/8" x 1/2"	kg	24
Salera de 3/8" x 1/2"	kg	15
Salera de 3/8" x 3/8"	kg	8
Vers. base para pernos de anclaje #12 (1/2")	kg	2
Válvula de mariposa de 40.64 (1 1/2")	Pza	2
Tubo de resaca (B1 - PAS5M50)	Pza	1
Junta tipo DRESSER de 40.64 (1 1/2")	Pza	1
Tubo difusor de 40.64 (1 1/2")	Pza	1
Válvula de aire	Pza	1
Escotero metálico	Pza	1
Válvula de acero de 15.24 (1/2") x 40.2567 kg (m)	Pza	1
Ventosa 2.50 x 1.00	Pza	1
Puerto 1.00 x 1.80	Pza	1



NOTAS:
 Aclaraciones en centímetros, estaciones en kilómetros y elevaciones en metros.
 Usarse concreto de f'c=250 kg/cm² en estructuras y de f'c=100 kg/cm² en el relleno de la zona para instalación de la tubería.
 El acero de refuerzo será de grado G.N.-B6-72 con traslapes de 30 diámetros y los recubrimientos que se indican.
 Remanense todos los oristas de concreto con chafones de 2x2 cm.
 La profundidad de los dentellones podrá modificarse a juicio del Ingeniero de campo.
 Se empleará soldadura eléctrica de acuerdo con la norma AWS, usando electrodo de la serie E-60. El acero estructural será ASTM-A-36.
 Las superficies metálicas deberán cubrirse con dos manos de pintura anticorrosiva. Para instalación de la tubería y válvulas véase el plano No. 1400-C-MEC-1.

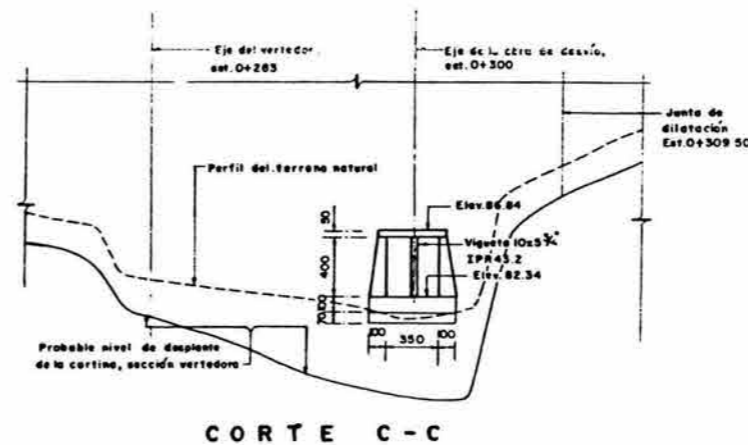
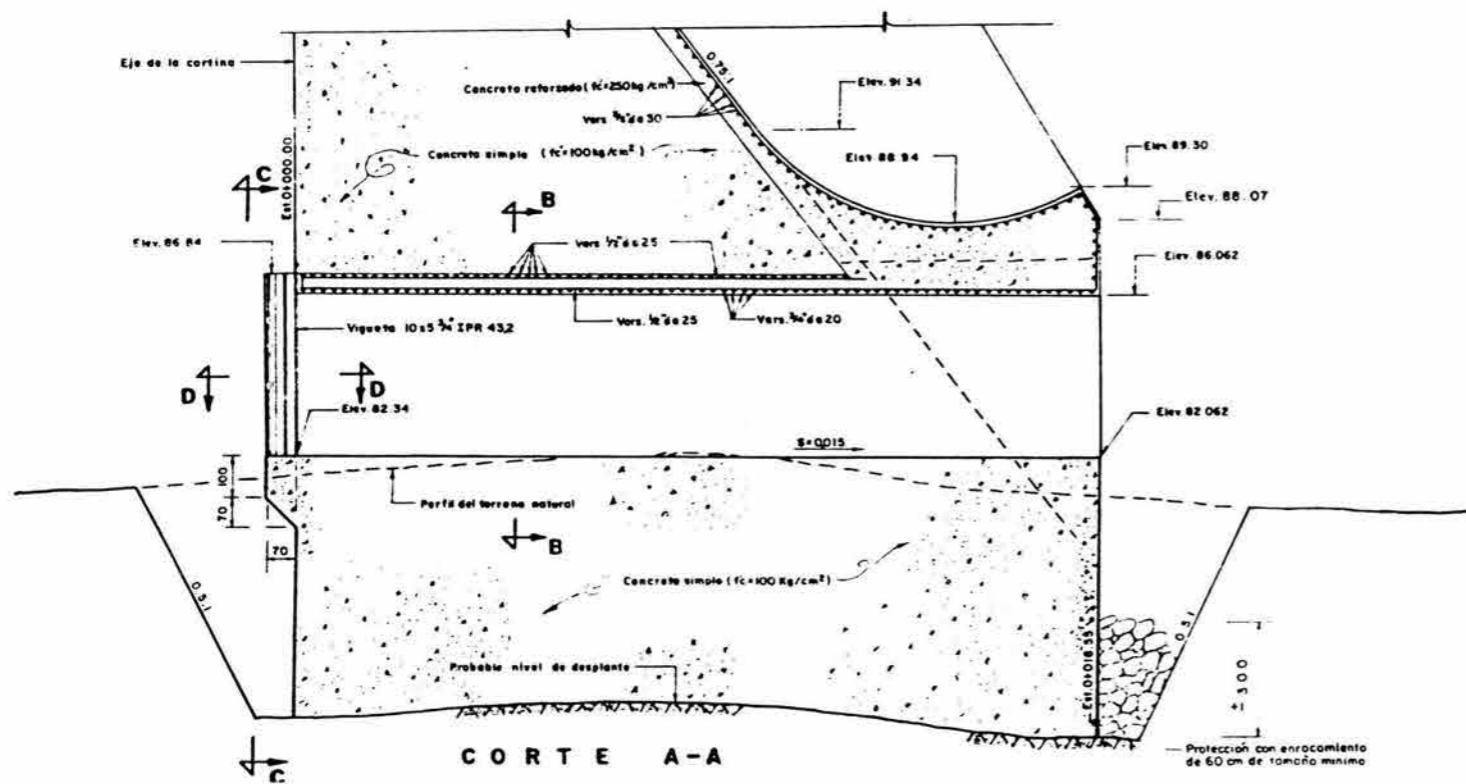
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA
 ANTEPROYECTO BARRANCA DE AMATZINAC MUNICIPIO DE JANTETELCO MORLEOS
PRESA "EL ABREVADERO"
 OBRA DE TOMA
 TESIS PROFESIONAL
 LAURA GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ
 MÉXICO D.F. NOVIEMBRE 2004 PLANO No. 4.3



CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Concreto en muros (fc=100 kg/cm²)	m³	134.00
Concreto en losa (fc=250 kg/cm²)	m³	45.00
Acero de refuerzo	kg	2130.00
Acero estructural	kg	200.00

DATOS DE PROYECTO	
NAME, elev.	105.62 m
NAMO, elev.	103.34 m
Elev. del umbral	82.34 m
Gasto de diseño	100 m³/s

NOTAS:
 Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.
 Se usará concreto de fc=100 kg/cm² en muros laterales y de fc=250 kg/cm² en la losa superior. El acero de refuerzo será de grado 42 según DGN 86-72, con traspases de 30 diámetros y recubrimiento de 6 cm. Las cantidades estimadas incluyen únicamente la obra de desvío.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA	
ANTEPROYECTO BARRANCA DE AMATZINAC, MUNICIPIO DE JANTTELCO MORELOS	
PRESA "EL ABREVEDERO"	
OBRA DE DESVÍO	
TESIS PROFESIONAL	
LAURA GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ	
MÉXICO D.F. NOVIEMBRE 2004	PLANO No. 4.4