

132



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

2EJ

FACULTAD DE INGENIERIA

**"CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS
DEL PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
GERMAN ENRIQUE REYES SERRANO



FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1995

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
GERMAN ENRIQUE REYES SERRANO
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-092/94

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora **M.I. MA. DEL ROSIO RUIZ URBANO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

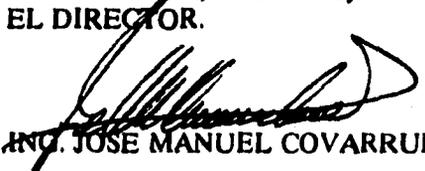
**"CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO
HIDROELECTRICO AGUAMILPA"**

- I . INTRODUCCION**
- II . GENERALIDADES DEL PROYECTO**
- III. ESTUDIOS HIDROLOGICOS**
- IV . TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIA**
- V . CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIA**
- VI. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 26 de mayo de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A MIS PADRES :

**Florencio Reyes Romero
Ma. Dolores Serrano Estrada**

Mi más sincero y eterno agradecimiento por sus consejos y apoyo que me dieron en todo momento y haber despertado en mi el deseo de superarme, logrando con ello la elaboración de este trabajo que marca la culminación de una meta que me había fijado.

A MIS HERMANOS :

**Victor Humberto
Octavio**

Gracias por el apoyo que me han demostrado siempre.

A LA MAESTRA :

M.I. Ma. del Rosio Ruiz Urbano

Gracias por su orientación, ya que sin su ayuda no se hubiera logrado la elaboración de este trabajo.

A LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Gracias por haberme permitido participar en la construcción del P. H. Aguamilpa y por haberme brindado las facilidades que encontré para desarrollar este trabajo tan importante para mi.

**A LA JEFATURA DE SUPERVISION - OBRA DE EXCEDENCIAS DEL
P.H.AGUAMILPA**

Mi sincero agradecimiento al Jefe del área y personal que la integró, por las facilidades que siempre me brindaron para poder elaborar este trabajo, así como también por darme la oportunidad de participar en este frente que significa tanto para mi.

**CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO
HIDROELECTRICO AGUAMILPA**

INDICE

PREFACIO	1
I.- INTRODUCCIÓN	4
II.- GENERALIDADES DEL PROYECTO.	6
II.1. Ubicación del Proyecto.	6
II.2 Descripción de las Obras del Proyecto	7
II.2.a. Obra de Desvío	7
II.2.b. Obras de Contención	9
Pantalla flexoimpermeables aguas arriba	9
Pantalla flexoimpermeable aguas abajo	9
Ataguía aguas arriba	9
Ataguía aguas abajo	10
Canal fusible	10
Cortina enrocamiento-concreto	10
II.2.c. Obras de Generación	13
Obra de Toma	13
Tubería a presión	14
Casa de Máquinas	14
Galería de Oscilación	14
Desfogue	15
Subestación	15
II.2.d. Obra de Excedencias	17
Canal de Llamada	18
Zona de Control	18
Canal de Descarga	18
Estructura terminal (Cubeta Deflectora)	19
Canal de Salida	19

II.3. Geología de la Obra de Excedencias	21
II.3.a. Arreglo de la Obra de Excedencias	21
Geología Superficial	21
Geología Estructural	23
Trabajos previos	23
Canal de Llamada	24
Zona de Estructuras	26
Canal de Descarga	27
Zona de Rápida y Estructura Terminal (Cubeta Deflectora) ..	28
Zona de Descarga	29
II.3.b. Cambios de diseño al Vertedor	30
III. ESTUDIOS HIDROLOGICOS	32
III.1. Antecedentes y características de la Cuenca	34
III.1.a. Colector General	34
III.1.b. Descripción de la estación hidrométrica, situada dentro del Proyecto	35
III.2. Situación geográfica	36
III.3. Afluentes tributarios a la Cuenca	37
III.4. Orografía y Geología	38
III.5. Pluviometría	39
III.6. Climatología	39
III.7. Vegetación y zonas forestales	40
III.8. Registros hidrológicos y meteorológicos	42
III.9. Volúmenes de escurrimiento	43
IV - TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS	44
IV.1. Finalidad de una Obra de Excedencias	44
IV.2. Estructuras componentes de la Obra de Excedencias	44
IV.2.a. Aspectos generales	44
IV.2.b. Canal de Llamada	45
IV.2.c. Estructura de Control	45
IV.2.d. Conducto de Descarga	45
IV.2.e. Estructura Terminal	46
IV.2.f. Canal de Salida	46

IV.3. Clasificación y tipos de Obras de Excedencias	46
IV.3.a. Vertedor de Caída Libre	47
IV.3.b. Vertedores de Cimacio	48
IV.3.c. Vertedores en Rápidas	48
IV.3.d. Vertedores de Canal Lateral	49
IV.3.e. Vertedores en Abanico	50
IV.3.f. Vertedores en Medio Abanico	50
IV.3.g. Vertedores de embudo	51
IV.3.h. Sifones Vertedores	51
IV.4. Estudio de diferentes alternativas de Vertedores	52
IV.4.a. Arreglos estudiados	52
Arreglo con tres túneles	53
Arreglo con dos túneles	53
Arreglo de un túnel y un canal a cielo abierto	54
Arreglo con un solo canal a cielo abierto	54
Un canal recto a cielo abierto con cubeta deflectora y descarga a la elev. 94 msnm	55
Un canal recto a cielo abierto con tanque amortiguador a la elev. 85.5 msnm	55
Un canal a cielo abierto con descarga baja (elev. media 87.0 msnm) y curva horizontal	55
Un canal a cielo abierto con dos tanques amortiguadores	55
Un canal recto con descarga a la elev. 135.0 msnm	56
IV.4.b. Selección del esquema más conveniente	56
IV.4.c. Conclusiones	57
IV.5. Cambios de diseño al Vertedor debido al modelo hidráulico	58
V.- CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS	60
V.1. Descripción del fenómeno	60
V.1.a Variables que determinan el fenómeno de la cavitación	61
V.1.b Índice de cavitación incipiente	63
Para cavitación por rugosidad natural de una superficie según su acabado.	63
Para cavitación tras irregularidades locales de la superficie de la conducción.	63
Para cavitación por desalineamiento	64
Para cavitación por protuberancias	65

V.2 Tipos de cavitación	65
V.2.a Cavitación viajera	65
V.2.b Cavitación fija	65
V.2.c Cavitación vorticiosa	66
V.2.d Cavitación vibratoria	66
V.3 Desarrollo histórico de la cavitación y aireación	67
V.4 Aireación	70
V.4.a Aireación Natural	72
V.4.b Aireación Inducida	72
Geometría de los aireadores	73
Espaciamiento de los aireadores	73
Demanda de aire	74
V.5 Mecanismo de la Aireación	74
V.5.a De aproximación	75
V.5.b De transición	75
V.5.c De aireación	75
V.5.d De desaireación	75
V.6 Selección del modelo de la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa ...	76
V.6.a Antecedentes del modelo hidráulico	77
V.6.b Selección de la escala del modelo hidráulico.	77
V.6.c Alternativas	77
V.6.d Restricciones en la Modelación	78
De Espacio y Gasto	79
Por rugosidad del Modelo	79
Por tensión Superficial	80
V.6.e Conclusión de resultados	81
V.7 Diseño del Aireador para la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa	81
V.7.a Diseño del aireador del P.H.Aguamilpa	83
Localización y número de Aireadores	83
Geometría del Aireador	86

V.8 Análisis del funcionamiento del Aireador del P.H.Aguamilpa	89
V.8.a Parámetros de Análisis	90
V.8.b Demanda de aire β	91
V.8.c Subpresión bajo el Aireador ΔP	94
V.8.d Concentración aguas abajo del Aireador	94
VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
BIBLIOGRAFIA	99
REFERENCIAS	103
ANEXO DE TABLAS Y FIGURAS	104

PREFACIO

La ejecución del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa es la culminación de una gran cantidad de estudios, análisis y evaluaciones, realizadas durante más de 20 años por diversas dependencias federales. Se sabe que la ubicación como sitio probable para la construcción de la presa, data de hace más de 30 años.

Las antiguas Secretarías de Recursos Hidráulicos (SRH), y Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), estudiaron Aguamilpa como parte de un plan ambicioso, cuyo objetivo fundamental era transferir e intercambiar agua desde esta presa hasta el sur del estado de Sonora, para dar riego a una gran extensión de tierra fértil. A este plan se le conoció como Plan Hidráulico del Noreste (PLHINO).

Como parte de los trabajos de apoyo para los estudios y preparativos que para su construcción realizó la SRH, se hicieron algunas obras de infraestructura (camino de acceso, puentes y un campamento) que se aprovecharon para los trabajos de la obra.

Al principio de los años 80's, se modificó el PLHINO y se descartó la idea de transferir agua desde una toma alta en Aguamilpa. El sitio se hizo aún más atractivo para la generación eléctrica, ya que toda el agua podría aplicarse para este fin, reintegrándose después al río Santiago, aunque seguiría siendo un proyecto de aprovechamiento múltiple que permitiría :

- Controlar las avenidas que afectan la planicie del estado de Nayarit.
- Asegurar el riego de más de 100 000 has en dos ciclos al año.
- Comunicar por vía pluvial diversos poblados de la sierra, que actualmente no tienen caminos de acceso.
- Desarrollar la pesca en los mismos poblados.

La ubicación y las dimensiones del proyecto son resultado del mejor esquema dentro de las diferentes opciones analizadas para el río Santiago en su conjunto.

Por otra parte, el crecimiento del consumo de energía eléctrica en 1989 superó las expectativas que se tenían previstas, de tal forma que en algunas zonas de la República se presentaron tasas de crecimiento del 10 y el 11% en lugar del 7% estimado; la tasa promedio fue de 9.4%. Esta situación hace que la Comisión Federal de Electricidad se vea ante la necesidad no sólo de cumplir, sino de acelerar los programas de expansión de centrales generadoras y además establecer estrategias de ahorro de energía eléctrica, administración del agua almacenada en los vasos de las hidroeléctricas, mejoramiento de la eficiencia en las termoeléctricas y reducción de las pérdidas en las redes de distribución.

Ante este panorama fue muy valioso haber iniciado el proyecto de Aguamilpa en 1989, una de las grandes obras de ingeniería civil que se construyó en nuestro país; en el que se tiene 65 centrales hidroeléctricas en operación, con una potencia total instalada de 7 749 MW y que entraron en operación en los últimos años los Proyectos de Comedero, Sin. y Agua Prieta, Jal. y se encuentran en construcción los Proyectos de Aguamilpa, Nay. y Zimapán, Hgo. que añadirán 1 590 MW entre 1991 y 1994, de los cuales 960 MW corresponden a Aguamilpa.

Dentro del potencial hidroeléctrico nacional, los ríos que pueden aportar la mayor cantidad de energía eléctrica son: Grijalva, Usumancita, Balsas, Santiago y Moctezuma; a la fecha se ha desarrollado prácticamente todo el Grijalva con las Centrales de Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, y en forma importante el Balsas con Caracol, Infiernillo y Villita; por lo que respecta al río Santiago (Figura No. 1) tiene una ubicación muy favorable para abastecer a centros importantes de consumo.

En este río están en operación Santa Rosa, Agua Prieta, Aguamilpa y otras pequeñas centrales; Aguamilpa, es el proyecto más ventajoso por su potencia, generación y bajo costo de kWh producido, ya que al estar a 52 km de Tepic aprovecha prácticamente todo el caudal del Santiago, además de ser de usos múltiples al reducir el riesgo de inundaciones en la planicie costera del estado de Nayarit, incorporar 75 000 Has al riego y permitir la piscicultura y la comunicación en su embalse.

Dentro de los aprovechamientos hidroeléctricos, Aguamilpa ocupará el cuarto lugar por su potencia instalada de 960 MW, después de Chicoasén, Infiernillo y Malpaso; el quinto lugar por su generación media anual de 2 130 de GWh después de las centrales antes mencionadas y Angostura. Su cortina, con una altura de 187 m, será la tercera más alta en México después de la de Chicoasén, con 251 m y Zimapán, con 200 m y la capacidad de almacenamiento de su embalse será de 6 950 millones de m³.

Aguamilpa aumentará en un 12% la potencia instalada hasta la fecha en centrales hidroeléctricas, que es de 7 749 MW y que cubrieron el 32 % de la demanda total de 24 430 MW en 1989.

Durante los próximos 10 años se instalarán aproximadamente 3 000 MW en nuestro país, de los cuales Aguamilpa aportará mas del 30%. La Comisión Federal de Electricidad decidió impulsar su ejecución porque de los proyectos que se tienen aún sin desarrollar, es el más atractivo para continuar el aprovechamiento del potencial hidroeléctrico nacional.

I.- INTRODUCCIÓN

La cavitación es un fenómeno que se trata de evitar en las grandes obras hidráulicas (vertedores en túneles, vertedores con canales abiertos, obras de toma, etc.) ya que puede llegar a erosionar grandes áreas de superficie de concreto o de cualquier otro material y por lo tanto dañar seriamente la estructura en cuestión. Este fenómeno se presenta en flujos con velocidades altas (mayores a 30 m/s) y caldas altas (mayores a 60 m), por lo que, una forma de evitar o cuando menos inhibir la cavitación es introducir aire al flujo mediante sistemas de aireación.

La construcción de aireadores en obras hidráulicas es cada vez más frecuente en todo el mundo como una alternativa para protegerlas contra procesos erosivos producidos por la cavitación. En nuestro país se ha estudiado este fenómeno por investigadores de diferentes dependencias como el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el Laboratorio de la Comisión Federal de Electricidad, etc logrando con ello, conocer más acerca de dicho fenómeno. Hasta el momento solo se han obtenido resultados en modelos hidráulicos o se han hecho revisiones en estructuras que ya fallaron (P.H.El Infiernillo), sin contar todavía con resultados reales que arroje alguna estructura que tenga un sistema de aireación.

En México es la segunda vez que se construye un sistema de aireación (la primera presa con sistema de aireación es la presa de Trigomil Jalisco) en una obra hidráulica tan importante dentro de un sistema hidroeléctrico de Comisión Federal de Electricidad como lo es la Obra de Excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa en el estado de Nayarit, con el cual se espera que trabaje dicha obra libre de cavitación. Los estudios realizados concernientes con el tema se llevaron a cabo en un modelo hidráulico, para posteriormente dar el diseño definitivo del aireador a construir. Para la ejecución del proyecto se contó con la asesoría del Dr. Nelson Pinto, así como también de resultados que ha arrojado la Obra de Excedencias de la Presa Foz do Areia en Brasil, la cual se escogió por ser de características similares a la del P.H.Aguamilpa.

En este trabajo se presenta una serie de resultados teóricos-experimentales que se obtuvieron del modelo hidráulico, además tiene como objetivo compartir los conocimientos adquiridos sobre el tema, con mis compañeros de licenciatura, ya que en este nivel de estudio solo se nos comenta someramente sobre el tema de cavitación.

Para lograr el objetivo antes mencionado, este trabajo fue dividido en seis capítulos, los cuales se describen a continuación de una manera breve.

I. Introducción : En este capítulo se da un panorama muy general de lo que consiste el fenómeno de la cavitación, así como su solución; por otra parte se plantea el objetivo de este trabajo.

II. Generalidades del Proyecto : Aquí se habla de la ubicación del proyecto y se describe cada una de las obras o frentes que forman el P.H. Aguamilpa, dando mayor relevancia a la descripción de la Obra de Excedencias, así como a su Geología y sus cambios de proyecto de la obra.

III. Estudios Hidrológicos : En este capítulo se mencionan los antecedentes y características de la cuenca, así como también la situación geográfica de la misma. Además se habla de algunos datos hidrológicos que se han registrado en el sitio del proyecto.

IV. Tipos de Obras de Excedencias : En este capítulo se pretende describir la función de una Obra de Excedencias, así como de cada una de las obras que la forman, además se describe los diferentes tipos de vertedores que se pueden construir. Por otra parte se narra las alternativas que se tuvieron para el P.H. Aguamilpa y las razones por las que se desecharon, además de citar los cambios de diseño que se realizaron con respecto al proyecto original.

V. Cavitación de la Obra de Excedencias : Este capítulo es el tema central de este trabajo, ya que se realiza una descripción detallada del fenómeno, citando algunas variables que lo originan y de los parámetros de su medición, así como de la manera que se puede dar una solución a este problema. Se señalan algunos tipos de cavitación, aspectos generales de la cavitación y aireación y se menciona el mecanismo de aireación. Por otra parte se señalan los criterios utilizados para la selección del modelo hidráulico del P.H. Aguamilpa y las restricciones que se tuvieron que considerar. Se detalla el criterio que se siguió para el diseño, localización, número y geometría del aireador. Por último se presenta el análisis del funcionamiento del aireador, considerando parámetros de análisis, demanda de aire, subpresión en el aireador y concentración de aire aguas abajo del aireador.

VI. Conclusiones : Finalmente se llega a una serie de conclusiones y recomendaciones acerca de este trabajo realizado.

II.- GENERALIDADES DEL PROYECTO.

II.1. Ubicación del Proyecto.

El sitio de la cortina se encuentra en la parte central del Estado de Nayarit, en los municipios de Tepic y El Nayar. El acceso al sitio es, partiendo de la Ciudad de Tepic, por la carretera estatal pavimentada que va a la población de Francisco I. Madero y a la altura del km 12 se encuentra la desviación hacia Aguamilpa; el camino esta pavimentado hasta el Proyecto, con un desarrollo adicional de 40 km (Figura No. 2).

Las coordenadas geográficas del sitio son: 104°46'29" de longitud oeste y 21°50'32" de latitud norte.

En el contexto nacional, entre las hidroeléctricas, Aguamilpa se ubica de acuerdo a las siguientes características:

NOMBRE DE LA PRESA	POTENCIA INS (MW)	GENERACIÓN MED. ANUAL (GWh)	ALMACEN. (Hm ³)	ALTURA (m)
Chicoasén	1 500	2 500	1 705	251
Malpaso	1 080	2 800	12 960	138
Infiernillo	1 000	3 160	12 000	149
AGUAMILPA	960	2 131	6 950	187
Angostura	900	2 200	18 500	147
Caracol	594	1 480	1 860	126
Peñitas	420	1 910	1 628	53
Villitas	300	1 180	710	60
Zimapán	290	1 292	1 426	200
Mazatepec	208	790	62	92
Temascal	154	830	13 790	76

II.2. Descripción de las Obras del Proyecto

A continuación se hará una descripción breve de las obras que componen el Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa (Figura No. 3) :

II.2.a. Obra de Desvío

Se denomina así a las estructuras que permiten manejar el río durante la construcción de las obras de contención y almacenamiento.

Consta de dos túneles de sección portal de 16 x 16 m sin revestir de casi 1 000 m de longitud cada uno, localizados en la margen izquierda del río. El tipo de Obra de Desvío obedece al tipo de Cortina seleccionada y a la configuración topográfica del cauce (Figuras No. 4 y 5).

Ambos túneles se excavaron en roca volcánica extrusiva denominada Unidad Aguamilpa. Se revistieron de concreto reforzado los 16 m a la entrada, las zonas de transición y a la salida del túnel No. 2, éste último tramo se debió al caído ocasionado durante la avenida de agosto de 1990.

El 14 de marzo de 1990 empezó a trabajar el túnel No. 1 y en julio de ese mismo año el No. 2. En agosto de 1990 se registró un gasto máximo de descarga de 3 800 m³/s, alcanzando el agua, en el embalse, la Elev. 102 msnm y un gasto máximo de entrada de 5 075 m³/s.

OBRA DE DESVÍO	
Gasto máximo de la avenida (máx. registrado)	6 688 m ³ /s
Gasto máximo de diseño	5 120 m ³ /s
Elevación ataguías aguas arriba	118 msnm
Elevación ataguías aguas abajo	80 msnm
Diámetro de los túneles (2) sección portal sin revestir	6 m
Elevación máxima en el embalse	117 msnm

DESCRIPCIÓN	TÚNEL No.1	TÚNEL No.2
Elevación plantilla de entrada (msnm)	64	69
Elevación plantilla de salida (msnm)	63	65
Longitud (m)	924	1 064
Gasto máximo de descarga (m ³ /s)	2 630	2 490
Velocidad media máxima (m/s)	11.5	10.9
Obturador de cierre provisional (T-1)	2 de 6 X 14 m H = 27 m	
Obturador de cierre provisional (T-2)		14 X 14 m H = 38 m
Obturador de cierre final (T-2)		7 X 13 m H = 170 m
Principales cantidades de obra:		
Vol. atagüa aguas arriba		915 400 m ³
Vol. atagüa aguas abajo		227 500 m ³
Excavación a cielo abierto		270 000 m ³
Excavación en túnel		472 000 m ³
Excavación en lumbrera		9 320 m ³
Concreto reforzado		16 400 m ³
Concreto lanzado		1 120 m ³
Concreto en taponés		11 000 m ³
Acero de refuerzo		875 ton
Acero estructural		555 ton
Anclaje		3 550 m
Barrenación para consolidación y drenaje		7 550 m

II.2.b. Obras de Contención

Las Obras de Contención esta formada por las siguientes estructuras principales que son las siguientes:

Pantalla flexoimpermeable aguas arriba
Pantalla flexoimpermeable aguas abajo
Atagüa aguas arriba
Atagüa aguas abajo
Canal fusible
Cortina enrocamiento-concreto

Pantalla flexoimpermeables aguas arriba

Su objetivo principal es la de formar un plano de estanqueidad para inicio de los trabajos de desplante, empotrándose en la roca basal subyacente para evitar el flujo a través de los depósitos aluviales.

Esta constituido de un muro a base de lechada de agua-cemento-bentonita y mortero de agua-cemento-bentonita-arena con resistencia a la compresión simple de 28 días de 5-10 kg/cm² y de 10-15 kg/cm² respectivamente.

Pantalla flexoimpermeable aguas abajo

Esta pantalla tiene como finalidad la de constituir una barrera que detenga las filtraciones, que eventualmente ocurren a través de la cara de concreto, para la formación del muro se utilizó concreto con una resistencia de 20 kg/cm² en la prueba de compresión simple a los 28 días.

Atagüa aguas arriba

Es una estructura provisional del tipo de materiales graduados su función principal es evitar el paso del agua al recinto y encauzar la misma hacia los túneles de desvío. El inicio de su construcción se efectuó en el año de 1989 simultáneamente con la excavación de las Obras de Desvío. El material producto de la excavación de estos túneles se colocaron

en esta, tiene una altura de 55 m y un volumen de 945 000 m³, en la margen derecha hay un bordo fusible, el cuál tendrá actividad cuando los gastos altos se mantengan y se embalse agua hasta 2 m abajo de la corona de la atagüa. Aguas abajo se construye una pantalla impermeable, la cuál evita las filtraciones superficiales del agua a través del aluvión donde se desplanta la atagüa, adyacente a este se hizo el cárcamo de bombeo, el cuál tiene una capacidad instalada para un gasto de 1 200 l/s a 70 m de carga promedio.

Atagüa aguas abajo

Esta fue construida en dos etapas, ya que a la Elev. 70 msnm se hizo una pantalla impermeable, con la cual se logra la estanqueidad del recinto, posteriormente se construyó la galería de captación de filtraciones, para después concluir los trabajos de colocación de materiales hasta alcanzar la Elev. 80 msnm, que es la proyectada, esta se forma también con materiales graduados (rezaga y núcleos de arcilla).

Canal fusible

El canal fusible es una obra de seguridad y protección, que tiene como finalidad evitar que el agua rebase la atagüa de aguas arriba, ocasionando daños irreversibles en las zonas de construcción; en caso de un probable desbordamiento se rompe este canal para el libre paso hacia el recinto de la cortina.

Esta ubicado al extremo derecho de la atagüa en la Elev. 108 msnm de entrada y Elev. 105 msnm a la salida, con un ancho de excavación al piso de 15 m con taludes de 0.25:1, diseñado para un gasto máximo de descarga de 813 m³/s.

Cortina enrocamiento-concreto

Se estudiaron diferentes opciones del tipo de Cortina, incluyendo las de arco-gravedad, materiales graduados y enrocamiento con cara de concreto (PPC). Después de una evaluación técnica-económica se seleccionó la del tipo PPC; además del costo, los aspectos más importantes que llevaron a esta decisión fueron los de disponibilidad de los materiales y tiempo requerido para la construcción.

La experiencia mundial en el diseño y construcción de PPC muestra que pueden ser bastante confiable en su comportamiento y seguridad, como puede verse en los casos de las presas más altas de este tipo construidas a la fecha; Foz do Areia en Brasil y Salvajina en Colombia, con 160 m y 148 m de altura, respectivamente.

En el caso de Aguamilpa, la altura desde el desplante de la losa de pie hasta la corona es de 187 m, el área de la cara de concreto de 136 900 m² y el volumen de materiales de 12.7 Hm³ (Figura No. 6).

El volumen de enrocamiento producto de las excavaciones necesarias para las otras estructuras del proyecto es de 6.5 Hm³ y se aprovechará para conformar la zona 3C de la presa (Figura No. 7). Para el volumen adicional requerido se usaran gravas naturales de bancos ubicados dentro de los 15 km aguas abajo de la presa.

TABLA DE MATERIALES			
MATERIAL	ZONA	ORIGEN	OBSERVACIONES
1B	Respaldo de la cara de concreto	Arena fina limosa	Tendido en capas de 30 cm (sin compactar)
3F	Protección de material 1B	Enrocamiento rezaga menor de 40 cm	Bandeado en capas de 40 cm
2	Apoyo de la cara de concreto	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV (W>10 ton) en capas de 30 cm
2F	Apoyo de la cara de concreto en conexión con la junta perimetral	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV (W>5 ton) en capas de 30 cm
3B	Aluvión cuerpo de la cortina	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV (W>10 ton) en capas de 60 cm

TABLA DE MATERIALES			
MATERIAL	ZONA	ORIGEN	OBSERVACIONES
T	Cuerpo de la cortina 3B o 3C	Ver material 3B o 3C	Colocado y compactado en capas de 60 cm con 4 pasadas de RLV (W>10 ton)
3C	Enrocamiento cuerpo de la cortina	Excavación de obras anexas fragmentos sanos diam. 4 m	Compactado con 4 pasadas de RLV (W>10 ton) en capas de 1.2 m
4	Protección aguas abajo	Excavación de obras anexas	Empacado y acuñado material sobrante de selección de material 3C

OBRA DE CONTENCIÓN	
Tipo aluvión-enrocamiento con cara de concreto	
Elevación de la corona	235 msnm
Longitud de la corona	660 m
Altura total al desplante	187 m
Volumen	12.7 Hm ³
Desplante del plinto	49.5 msnm
Talud aguas arriba	1.5:1
Talud aguas abajo	1.4:1
Bordo libre	3.0 m
Area cara de concreto	136 900 m ²
Volumen de concreto	68 500 m ³
Acero de refuerzo	1 920 ton

BORDO FUSIBLE	
Tipo	Enrocamiento Aluvión
Elevación de la corona	117 msnm
Longitud de la corona	20 m
Elevación de la plantilla	108 msnm
Ancho de plantilla	15 m
Taludes	1.5:1
Gasto máximo de descarga	813 m³/s

II.2.c. Obras de Generación

La planta hidroeléctrica contará con 3 unidades tipo Francis, generadoras de 320 MW cada una y generará en promedio 2 131 GWh anuales. Las estructuras principales que conforman las obras de generación son: canal de llamada a cielo abierto, obra de toma, tres conductos a presión en túnel; casa de máquinas, galería de oscilación, lumbreras de buses y ventilación, plataforma de transformadores y subestación, y túnel de desfogue (Figuras No. 8 y 9).

Se describen brevemente las más importantes:

Obra de Toma

Es una estructura que se localiza en la margen derecha del río Santiago. Con un ancho de 56 m y 65 m de altura consta de tres edificios de control localizados en la Elev. 235 msnm y un canal de llamada en la Elev. 170 msnm.

Los tres edificios de control tienen su respectiva caseta de control oleodinámico desde la cual se operan las tres compuertas deslizantes de servicio, así como la compuerta auxiliar, todas ellas con dimensiones de 5.80 x 7.40 m que regulan la entrada del agua en las bocatomas de la conducción a presión.

La función del canal de llamada es encauzar el acceso libre del agua hacia los conductos a presión, además sirve como tanque de sedimentación.

Tubería a presión

Los conductos se inician a partir de las compuertas de servicio, con sección rectangular de 5.8 x 7.4 m y mediante una transición, en curva vertical, cambian a sección circular. La zona de transición va revestida de concreto reforzado y la zona con sección circular de 7.4 m de diámetro con revestimiento metálico y empacado de concreto simple.

Casa de Máquinas

La Casa de Máquinas en caverna, alberga los equipos electromecánicos y de acuerdo a estos se definen los siguientes pisos: de turbinas, de generadores y de excitadores. Además, se encuentran también las galerías de drenaje, de inspección, de charolas y el cárcamo de bombeo.

Las grúas (2) de Casa de Máquinas tienen una capacidad de 405 ton c/u (además cuentan con una pequeña grúa auxiliar c/u de 40 ton de capacidad) y acopladas realizaron las maniobras de montaje levantando el rotor con un peso de 735 ton.

Galería de Oscilación

La Galería de Oscilación amortiguará los efectos de variación de presión ocasionados por los rechazos y toma de carga. Se localiza aguas abajo de los tubos de aspiración.

En esta galería se tienen las compuertas de desfogue, que aíslan al tubo de aspiración cuando se requiera desaguarlo.

La separación entre la Galería y Casa de Máquinas (50 m entre ejes) obedece a condiciones geotécnicas del macizo rocoso y esto hizo necesario proyectar un túnel de aspiración que conecta el tubo de aspiración con la galería. En un extremo de la galería se inicia el túnel de desfogue.

Desfogue

Conecta la galería de oscilación con el río. Su diseño es tal que considerando la longitud (391 m), la geología, el aspecto constructivo y la evaluación económica de las condiciones óptimas de trabajo, ya que el comportamiento hidráulico y las pérdidas hidráulicas en este caso son importantes. La geometría de 16 x 16 m, en sección portal y revestidos de concreto, cumplen con lo mencionado anteriormente.

Subestación

Para transformar la tensión de generación en transmisión, se construyó una subestación encapsulada. En el esquema original se contemplo colocar los transformadores en una galería localizada en la Elev. 120 msnm prácticamente a media altura entre la casa de máquinas y la subestación exterior; posteriormente considerando la topografía y las consideraciones reales de la zona comprendida entre la Obra de Toma y la Subestación exterior se decidió crear una gran plataforma en la Elev. 205 msnm.

Sobre la gran plataforma y con una superficie de 10 000 m² se construyó la Subestación la cual esta integrada por una zona de transformadores, edificio de 400 kV, edificio de 115/13.8 kV, edificio de control y servicios, dentro de los cuales se encuentran alojados los equipos necesarios para la transformación y distribución de la energía eléctrica.

En la berma de la Elev. 280 msnm se construyó un tanque de almacenamiento que servirá para regular el suministro de agua a los sistemas contra incendios instalados en la Subestación.

OBRAS DE GENERACIÓN	
Elevación del piso de la Obra de Toma	170 msnm
Dimensión de compuertas	5.8 x 7.4 m
Dimensión de rejillas	19.8 x 18 m
Conducción a Presión :	
Diámetro	7.40 m
Longitud	187.00 m

OBRAS DE GENERACIÓN	
Casa de Máquinas : Ancho Largo Alto	22.80 m 134.00 m 50.00 m
Galería de Oscilación : Ancho Largo Alto	16.00 m 85.00 m 48.50 m
Túnel de Desfogue : Diámetro Longitud	sección portal 16.00 m 391.00 m
Gasto de diseño por unidad	249.00 m ³ /s
Nivel medio de desfogue (2U)	67.60 msnm
Velocidad de giro de las turbinas	150 rpm
Carga bruta máxima	59 m
Carga neta máxima (al NAMO)	157.3 m
Carga bruta mínima	120.6 m
Carga neta mínima (al NAMINO)	119.7 m
Carga bruta de diseño	146 m
Carga neta de diseño	144 m
Generador de :	337 MVA
Potencia de cada unidad	320 MW
Capacidad instalada, (3 turbinas tipo Francis)	960 MW
Factor de planta medio anual	0.253
Generación media anual firme	1 574 GWh/año
Generación media anual secundaria	557 GWh/año
Nivel de transformadores y subestación (aislada en SF6)	205 msnm
Dos líneas en primera etapa y una futura de :	400 kV/ c/u
Longitud hacia la red por Tepic	40 km

PRINCIPALES CANTIDADES DE OBRA		
ESTRUCTURA	EXCAVACIÓN m ³	CONCRETO m ³
Conductos a Presión	11 400	3 800
Casa de Máquinas	86 000	21 700
Túnel de acceso	30 600	1 000
Galería de Oscilación	66 000	6 000
Desfogue	111 000	19 000
Túneles auxiliares	35 000	15 000
TOTAL	340 000	47 500

II.2.d. Obra de Excedencias

El Vertedor esta ubicado paralelo a la margen izquierda del rio, casi perpendicular al eje de la Cortina (Figura No. 10).

Es un Vertedor en canal a cielo abierto, con un muro separador, con capacidad de 14 900 m³/s para transitar una avenida con gasto máximo de 17 482 m³/s, la cual se determinó con base en criterios de transposición de ciclones y precipitaciones máximas probables.

El gasto de diseño se originó con la transposición del ciclón Beulah presentado en la cuenca del rio Santiago en septiembre de 1973, y que fue la avenida más significativa que se analizó con el apoyo de una muestra de 42 años de registro (Tablas No. 1, 2 y 3 y Figura No. 11). Se realizaron ajustes de funciones de distribución de probabilidad de Nash, Gumbel y Levediev, para finalmente extrapolar para un periodo de retorno de 10 000 años y que resulto en una avenida de 17 482 m³/s, con un volumen de casi 7 000 millones de m³ escurridos (Figuras No. 12 y 13).

Consta de 6 vanos de 12 m de ancho, dividido en dos canales, uno auxiliar y otro de servicio. La política de operación de compuertas es tal que permita regular avenidas con un periodo de retorno de 70 años, sin descargar más de 3 000 m³/s.

La elevación de la cresta del cimacio es la 210 msnm; las velocidades que se pueden presentar a lo largo del canal son mayores a 35 m/s, por lo que es probable se presente el fenómeno de cavitación, motivo que origino que se decidiera construir un sistema de aireación para inhibir este fenómeno.

La Obra de Excedencias esta formada por las siguientes estructuras principales :

Canal de Llamada

Es el canal de acceso que sirve para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. En la geometría del canal tiene una curvatura cuyo radio es de 183 m y el piso se ubica en la Elev. 205 msnm.

Zona de Control

Esta estructura controla y regula los derrames del vaso, corresponde a un Vertedor de cimacios controlados por compuertas. La cresta vertedora es la parte del Vertedor que sobresaliendo del nivel del piso del canal de acceso y del de la rápida subsecuente, forma una sección de control en el escurrimiento.

La estructura está compuesta por 2 muros laterales y 5 pilas intermedias de 3.8 m de ancho. El control de las descargas está constituido por 6 compuertas radiales y un juego de compuertas de agujas para mantenimiento. En los cimacios el perfil del cuadrante aguas arriba del eje de la presa tiene talud 1:1, el umbral de las compuertas se encuentra aguas abajo de la cresta del cimacio.

Canal de Descarga

Los volúmenes liberados por la estructura de control son conducidos al río aguas abajo de la presa a través de ésta estructura.

La descarga esta formada por dos canales de 43.6 m de ancho, uno es el de servicio y el otro el auxiliar; el perfil longitudinal del canal, presenta pendientes variables que oscilan entre el 10.0% y 36.5%. Con el objeto de evitar la presencia del fenómeno de la cavitación, el canal cuenta con un sistema de aireación cuya geometría es de escalón de 4

x 2.2 m con 2 chimeneas ubicada en los muros laterales con geometría de 4 x 2 m y 21 m de altura.

Los muros laterales que forman los canales tienen una altura variable de 13.7 a 9 x 0.6 m de espesor y la separación lo constituye un muro divisorio de 6.8 a 5 m de altura x 3.8 m de ancho con diafragma a cada 15 m, ya que se ubica en su interior una galería de drenaje.

Estructura terminal (Cubeta Deflectora)

La cubeta deflectora tiene por función disipar un alto porcentaje de la energía cinética, que el agua posee al llegar a esta zona. Los volúmenes derramados por la Obra de Excedencias convierten su energía potencial, representada por el nivel del agua en el vaso, en energía cinética cuando se conducen hasta el río. Esta energía se manifiesta en altas velocidades o en presiones dinámicas elevadas que pueden provocar erosiones fuertes.

La Obra de Excedencias cuenta con una cubeta de lanzamiento y el ángulo de salida es de 3° para el canal de servicio y de 15° para el auxiliar, de 26.9 y 18 m de longitud respectivamente.

La geometría fue adoptada tomando la excavación de los dentellones en la roca, desplantandolos en la Elev. 130 msnm y el punto de terminación para ambos deflectores es la Elev. 140 msnm.

Canal de Salida

El canal de salida es la estructura que capta el agua que sale de la cubeta deflectora y su función es conducirla hasta un lugar donde escurra en forma natural, pudiendo ser el lecho del río.

El canal de salida está formado por una losa de protección de espesor variable (1 a 0.5 m) para gastos menores de una condición sin despegue. Los taludes de la excavación contiguos a la cubeta estarán protegidos por muros de 30 cm de espesor en ambas márgenes.

El revestimiento del canal de salida esta contemplado para los primeros 30 m y en lo que respecta al acondicionamiento exterior se realizó la excavación del canal de servicio con banquetes a las elevaciones 120 msnm y 100 msnm respectivamente, en donde se ubican las banquetas del canal, teniendo una pendiente del 25% entre ambas, lo anterior es con el objeto de ejercer un control sobre la acción erosiva de la descarga de tal forma que no produzca remansos y afecte el funcionamiento de la estructura disipadora.

OBRA DE EXCEDENCIAS	
Gasto máximo de la avenida de diseño	17 482 m ³ /s
Volumen de la avenida	6 966 Hm ³
Gasto de diseño (descarga)	14 900 m ³ /s
Elevación de la cresta	210 msnm
Longitud total de la cresta	72 m
Compuertas (6)	12 x 19.5 m
Elevación labio superior de la compuerta	229 msnm
Ancho de los canales de descarga (dos)	43.6 m
Longitud de los canales	421 m
Velocidad máxima	38 m/s
Principales cantidades de obra:	
Excavación a cielo abierto	5 800 000 m ³
Concreto en superficies moldeadas	84 900 m ³
Concreto a tiro directo	53 000 m ³
Concreto lanzado	7 800 m ³
Acero de refuerzo	4 900 ton
Anclaje	279 000 m
Drenaje	18 000 m
Excavación en galerías	13 600 m ³

II.3. Geología de la Obra de Excedencias

II.3.a. Arreglo de la Obra de Excedencias

La Obra de Excedencias se localiza en la margen izquierda y consta de un canal de llamada con piso a la Elev. 205 msnm, zona de estructura, dos canales integrados y divididos por un muro de concreto en la parte central y zona de descarga. Tiene una longitud de 815 m y una anchura de 91 m. Su excavación significa la extracción de casi 6 000 000 m³ dejando expuesta una superficie de 60 000 m², con taludes que se inician en la Elev. 205 msnm y terminan en la Elev. 310 msnm; en esta excavación se encuentra el canal de llamada.

Geología Superficial y Estructural

Geología Superficial

La exploración geológica de superficie reporta tres Unidades Litológicas constituidas por rocas volcánicas extrusivas que corresponden estratigráficamente de la base a la cima a: Unidad Aguamilpa, Unidad Colorines y Unidad Picachos, estas unidades se encuentran afectadas por tres tipos de diques de composición andesítica, monzonítica y diabásica. Cubriendo a estas rocas se encuentran depósitos de lahar y talud los cuales no están consolidados.

Se observan dos fallas importantes que afectan a las Unidades Litológicas, además de los sistemas de fracturamientos presentes en cada tipo de roca la descripción de cada Unidad Litológica así como de cada discontinuidad se presenta a continuación :

Unidad Aguamilpa (Tua)

La roca de esta unidad está constituida por una toba de composición riódacítica, con fenocristales de cuarzo y feldespato observándose asimismo fragmentos de roca, la coloración que presenta es rojiza a morada. Presenta comportamiento masivo, muy compacta, abrasivo de alta dureza, el fracturamiento es muy espaciado con una fractura o menos por cada metro. En barrenación se obtuvieron buenos promedios (80 a 100%) y alto porcentaje de RQD (70 a 90%), tomando como patrón la dureza, se presenta como una roca de buena calidad.

Unidad Colorines (Tuc)

Esta roca está constituida por una secuencia de toba pseudoestratificada de color gris crema, de composición andesítico riódacítica piroconsolidada. Presenta estratos delgados (20 cm) inclinados 25° hacia aguas abajo (NW 75°), se intemperiza con facilidad en la superficie, el fracturamiento es intenso hacia la base, (cuatro o más fracturas por metro) y se presenta el contacto con la Unidad Aguamilpa en forma muy alterada, constituyendo una discontinuidad muy importante, se tiene una recuperación de núcleo máxima de 70% y con RQD de 50% siendo menor hacia la base, por tal razón de la base a la cima se considera de mal a regular calidad y de muy mala calidad cercana a la superficie. Esta unidad tiene un espesor promedio de 80 m dentro del área del trabajo .

Unidad Picachos (Tup)

La roca de esta unidad está constituida por lava de composición tranquiandesítica, en la parte superior se observa un aglomerado; contiene fenocristales de feldspatos caolinizados y segregación de sílice con apariencia de bandas, el flujo de lava presenta orientación de N28°E con inclinación de 25° NW.

La unidad se observa masiva, muy compacta, en la perforación la recuperación en este tipo de roca fue buena con un RQD de 80 a 90%. La dureza que presenta es de media a alta, en promedio la roca presenta 1 o 2 fracturas por metro, mostrando así una buena calidad en la misma.

El contacto de la Unidad Picachos con la Unidad Colorin se presenta en forma concordante siendo una discontinuidad de poca importancia.

Deposito Lahar (Tbv)

Esta unidad está constituida por material volcánico brechado poco consolidado de color rojo oscuro y matriz arcillosa, el espesor es de 25 cm como máximo, cubre en partes a las unidades litológicas antes descritas. En la barrenación esta roca presenta una baja recuperación y un RQD menor al 25%, representando un material de muy mala calidad. El espesor de esta unidad tiene un promedio de 8 m dentro del área de la Obra de Excedencias.

Geología Estructural

Fallas

Las Fallas principales que afectan a la margen izquierda son dos, las cuales se denominaron las Fallas Colorines 5 y 6 (FC-5 y FC-6) además de otras de menor importancia las cuales no se analizan debido a que no afectan a la Obra de Excedencias.

La Falla 5 (FC-5), tiene orientación N60°E con inclinación de 70° al SE debido a su alabeamiento, presenta variaciones en su rumbo de 15°, la longitud es de más de 800 m afectando a las tres unidades litológicas, su comportamiento es en forma de tijera o charnela, cuyo mayor desplazamiento es de 60 m. Esta falla se considera inactiva debido a que no se observan desplazamientos recientes, las paredes están silicificadas y su buzamiento es en sentido opuesto a los taludes de lado izquierdo de la obra lo cuál es favorable a su estabilidad.

La Falla 6 (FC-6), cuenta con una longitud de más de 900 m y orientación de N60°E con 70° al SE afecta a las tres unidades poniéndolas en contacto, el desplazamiento es de 15 m el salto de falla. Por lo general su plano de falla está relleno por un dique diabásico, tampoco tiene evidencias de movimiento recientes, el buzamiento de la inclinación hacia el macizo rocoso favorece a la estabilidad en los taludes del lado sur de la excavación.

Trabajos previos

Antes de iniciar la excavación se realizaron numerosos estudios; levantamientos geológicos superficiales en los escasos afloramientos; estudios geofísicos con tendidos sísmicos de refracción y sondeos eléctricos verticales, despalmes con tractor en los taludes más altos y 19 perforaciones con recuperación de núcleos de roca.

De ellos, se concluyó que la excavación del canal de llamada se efectuaría en la Unidad Colorín y un menor porcentaje en la Unidad Aguamilpa, ambos en contacto por la Falla Colorines 5 (FC-5) que junto con la Falla 6 (FC-6), son los rasgos estructurales más importantes en este sitio. La traza de la FC-5 pasa unos 35 m aguas arriba del eje del cimacio por lo que la zona de estructuras de la obra civil quedará cimentada totalmente en la Unidad Aguamilpa de mejores características geomecánicas, mientras que la traza de la Falla Colorines 6 (FC-6) pasa a unos 200 m aguas arriba del eje del cimacio.

Las Fallas Colorines 5 y 6 presentaron orientaciones que favorecen la estabilidad de los taludes y son totalmente inactivas, por lo que es confiable la estabilidad de la obra civil.

Inmediatamente aguas arriba del canal de llamada está expuesto un depósito de lahar (material compuesto por lodo volcanico) el cual debe removerse o tratarse para evitar que durante el llenado ocurran deslizamientos, debido a la falta de consolidación.

Debido a su carácter pseudoestratificado la Unidad Colorin es la más importante dentro de las tres unidades; ésta pseudoestratificación forma un ángulo con salida a la excavación con respecto a la geometría de la obra civil, por lo que se forman cuñas desfavorables para los taludes del lado sur del canal, que deben considerarse para el tratamiento de la estabilidad.

Las cuñas que forman los sistemas de fracturamiento de la Unidad Picachos, tienen una dirección de deslizamiento al SE y E, orientación que no afecta los taludes del canal de llamada.

Durante el desarrollo de las excavaciones de toda la Obra de Excedencias, se pronosticó que se cortaría un número considerable de diques de diferentes composiciones. Una vez definida la ubicación, orientación y longitud de la Obra de Excedencias, se prestó especial atención a la zona de descarga debido a que, al verter bajos caudales, aún con la cubeta deflectora, pudiera ser que los flujos no alcanzaran grandes distancias afectando la roca base y provocando socavación en su caída. Para ello se realizó un levantamiento sísmico de refracción, que sirvió para determinar el espesor de roca de mala calidad.

La configuración de isopacas de roca de mala calidad en el área mencionada, ilustra que la superficie afectada por la descarga tiene espesores promedio del orden de 3 a 8 m. Se recomendó que el encape que constituye estos espesores fuera removido a una posición fuera del alcance de los derrames.

Canal de Llamada

Se ubica al este de la Obra de Excedencias, tiene una longitud de 400 m, 150 m de amplitud y el piso se ubica en la Elev. 205 msnm; los taludes al sur alcanzan la Elev. 310 msnm.

En parte del piso del canal de llamada, en el talud izquierdo hasta la Elev. 230 msnm y en el espolón del talud derecho, quedó expuesta la Unidad Aguamilpa, de buena calidad, masiva, dura, con su color violáceo; hacia aguas arriba está interrumpida por la Falla Colorines 5 (FC-5), a partir de la cual quedo expuesta la Unidad Colorin, la cual aflora en los taludes hasta la Elev. 240 msnm, es de buena a regular calidad, con una seudoestratificación característica, formando capas de 30 cm de espesor con rumbo N 20°E e inclinación de 21° hacia aguas abajo (NW); sobre ésta elevación está expuesta la Unidad Picachos, cuyo contacto con la unidad anterior es concordante y por falla (FC-6); en forma general es de buena calidad, dura, compacta, masiva y ocasionalmente seudoestratificada, se localiza en la parte superior derecha y la corona es un aglomerado volcánico.

En el extremo de aguas arriba de este canal se encuentra un potente depósito de talud (lahar), el cuál constituye sin duda por su cercanía a la cortina uno de los problemas más serios de la excavación del Vertedor, modificándose la geometría del canal de llamada. Está constituido por fragmentos subangulosos y subredondeados de ignimbrita de 10 a 20 cm de tamaño y ocasionalmente por fragmentos de 1 a 2 m de diámetro, constituidos en una matriz limo-arcillosa. A lo largo del canal de llamada quedaron expuestos 11 diques, de los cuales 9 son de composición diabásica y alabeados, en general de buena calidad; otro es de composición pórfido-andesítico, con rumbo NW y un espesor de 6 a 10 m, siendo de regular a buena calidad y el último de composición monzonítica, tiene un rumbo NE, espesor de 1 a 2 m y es de regular calidad.

El canal de llamada se ve afectado por las Fallas Colorines 5 y 6 (FC-5 y FC-6) N61°E con inclinación de 60° hacia el SE; tiene una continuidad identificada de 1 km y un salto de 65 m, presenta roca triturada al alto y bajo y un espesor arcilloso de 35 a 40 cm; la Falla Colorines 6 esta orientada N60°E/60°-80°SE presenta una continuidad identificada de 600 m, desplazamiento de 15 m y se le observó un espesor arcilloso de 10 a 20 cm. Las características de los sistemas de fracturas identificados en el canal de llamada se sintetizan en la Tabla siguiente.

SISTEMAS PRINCIPALES DE FRACTURAMIENTO DEL CANAL DE LLAMADA

SISTEMA	RUMBO Y ECHADO	CONTINUIDAD	ESPACIAMIENTO	TIPO DE RELLENO	OBSERVACIONES
1	N45°E/72°SE	10-25 m.	1 Fractura cada 2 y 4 m.	Arcilla (2-3 cm.)	Es el sistema principal en todo el canal de llamada
2	N36°W/74°NE	8-16 m.	1 Fractura cada 4 y 8 m.	Esporadicamente arcilla	Son fracturas que tienen continuidad pero son poco frecuentes generalmente
3	N14°E/70°SE	4-12 m.	1 Fractura cada 4 y 8 m.	No presenta	Este sistema es poco continuo y no se le observa arcilla en sus planos
4	N75°W/76°NE	4-10 m.	1 Fractura cada 8-12 m.	Arcilla (1-2 cm.)	En este sistema las fracturas son siabeadas teniendo a un rumbo E-W
5	N20°E/22°NW	20-40 m.	1 pseudoestrato cada 0.3 y 0.6 m.	No presenta	La pseudoestratificación en la Unidad Picachos se presenta en horizontes restringidos

Zona de Estructuras

La Obra de Excedencias, se encuentra al centro del diseño y próxima al eje de la Cortina, donde el piso de desplante es la Elev. 205 msnm, en ambas laderas hay taludes verticales hasta la Elev. 235 msnm el eje de las estructuras presenta el cadenamiento 0+000.

La zona de estructuras quedó desplantada en roca de la Unidad Aguamilpa, la cual tiene características similares a las descritas para el canal de llamada. Se identificaron 3 diques de composición diabásica orientados N22°-40°W/62°-83°NE, los cuales exhiben buena calidad y contactos cerrados.

Los taludes verticales de la zona de estructuras están afectados por dos fallas importantes; el talud por la Falla Colorines 5 (FC-5), expuesta a la Elev. 230 msnm, mientras que los taludes del lado derecho por una Falla de rumbo E-W, con buzamiento al

sur de 50°, la cuál forma una zona de un metro de roca alterada con arcilla de 10 cm de espesor; esta Falla provocó la formación de bloques inestables en el espolón, actualmente instrumentados. Los sistemas de fracturas expuestos en esta zona se enlistan en la siguiente Tabla.

SISTEMAS PRINCIPALES DE FRACTURAS EN LA ZONA DE ESTRUCTURAS

SISTEMA	RUMBO Y ECHADO	CONTINUIDAD	ESPACIAMIENTO	RELLENO
1	N44°E/80°SE	5-15 m	@ 1 y 2 m	Arcilla 1 cm
2	N30°W/70°NE	3-19 m	@ 1 y 2 m	Arcilla 1-2 cm
3	N25°E/75°SE	3-7 m	@ 1 y 3 m	No presenta

Canal de Descarga

Hacia aguas abajo de la zona de estructuras inició el canal de descarga. Este se excavó también en la Unidad Aguamilpa hasta el cad. 0+284, la cual en general tiene buena calidad, siendo una roca color violeta, masiva, compacta, dura, poco fracturada, con abundante líticos andesíticos. En la mayor parte de los taludes quedó expuesta la Unidad Colorin, la cual es de regular a buena calidad, dura, compacta y estratificada en capas, en su base de 10 a 20 cm y hacia la cima de 80 a 100 cm de espesor; la parte superficial se encontró intemperizada sobre todo en el talud vertical derecho. En la parte superior de los taludes del lado izquierdo, por efecto de la Falla Colorines 5 (FC-5), quedó expuesta la Unidad Picachos, la cual tiene características similares a las observadas en la zona del canal de llamada.

Como se ha mencionado, en la zona hay numerosos intrusivos en forma de diques; sobresalen dos de composición pórfido-andesítico, uno de los cuales se prolonga desde el canal de llamada con una orientación N64°E/64°SE, tiene un espesor de 8 a 10 m y es de regular a buena calidad; cabe mencionar que este dique quedó expuesto entre las fallas FC-5 y FC-6; el otro dique se prolonga a lo largo de los taludes del canal de descarga y presenta una dirección N70°W a E-W/50°-64°SW, con un espesor de 6 a 9 m y regular calidad; aparecen también tres diques diabásicos expuestos en los taludes y pisos, que intrusionan a su vez al dique anteriormente descrito, están orientados N20° a 33°W/64°NE, con espesores de uno a 4 m y en general son de buena calidad.

La Falla del templete está expuesta en el piso del canal de descarga y lo cruza diagonalmente, con rumbo N70°E y echado de 79° hacia el NW, y pone en contacto las Unidades Colorines y Aguamilpa; al intersectarse con una Falla N-S, esta Falla cambia su echado al sureste.

Las características de los sistemas de fracturas principales se enlistan a continuación:

SISTEMA DE FRACTURAMIENTO EN CANAL DE DESCARGA

SISTEMA	RUMBO Y ECHADO	CONTINUIDAD	ESPACIAMIENTO	RELLENO	OBSERVACIONES
1	N50°E/70SE	8-16m	Una cada 2 y 4 m	Arcilla 1-2 cm	Generalmente se manifiesta en fracturamiento paralelo.
2	N60W/76°NE	10-20m	Una @ 3 y 6 m	Arcilla 1-2 cm	Se presenta en fracturamiento paralelo.
3	N20°E/21°NW	20-60 m	Un pseudoestrato @ 30 y 60 cm	Ausente	Aparece a lo largo del canal de descarga.

Zona de Rápida y Estructura Terminal (Cubeta Deflectora)

En el talud vertical izquierdo, así como en el piso de la rápida y cubeta deflectora, quedó expuesta la Unidad Colorin, la cual está silicificada, es de regular calidad, dura y compacta; presenta pseudoestratificación de rumbo N21°E e inclinación de 20 a 25° hacia aguas abajo (NW), con capas de 50 a 70 cm de espesor. En el talud vertical derecho, superficialmente la roca se encuentra decomprimida y alterada y es color ocre. Se localizaron dos diques, el primero es de composición pórfido-andesítica y quedó expuesto

en los taludes izquierdos con una orientación E-W/50° a 55°S, espesor de 8 a 10 m y regular calidad; este dique es el mismo que se describe en el canal de descarga. El otro dique es de composición monzonítica, está expuesto en una parte del talud izquierdo, tiene un espesor de 6 a 10 m, de buena calidad, con orientación N15°-40°W/76°NE, ambos contactos tienen un espesor de 5 cm de arcilla; se piensa que la silicificación de la Unidad Colorín, en la zona, fue provocada por este dique.

Dos son las Fallas geológicas expuestas en esta zona; la primera se ubica al inicio de la rápida del Vertedor con una orientación N-S/40°E y 64°W, cuyo cambio en inclinación ocurre en la intersección con la falla del templete; el espesor de roca arcillosa es de 5 a 15 cm, está expuesta a lo largo de 180 m en el piso de la rápida y en los taludes derecho e izquierdo. La otra Falla expuesta es la del templete orientada N70°E/79° NW que se prolonga en el piso del canal de descarga hasta unirse con otra de rumbo E-W expuesta en los taludes de la zona de descarga, en general de similares características a las que se describen en el canal de descarga.

En esta zona los sistemas de fracturamiento prevaecientes se consignan a continuación.

SISTEMA DE FRACTURAMIENTO EN LA RÁPIDA Y ESTRUCTURA TERMINAL

SISTEMA	RUMBO Y ECHADO	FRECUENCIA	CONTINUIDAD	RELLENO
1	N23°E/75°SE	Una @ 1-2 cm	10-15m	Arcilla 2-3 cm
2	N49°W/72°NE	Una @ 2-3 m	8-12 m	Arcilla 1 cm
3	N16°E/20°NW	Una @ 30-50 cm	40-60m	No presenta

Zona de Descarga

En la zona de descarga esta expuesta únicamente la Unidad Colorines, parcialmente silicificada; en el piso y talud izquierdo es de regular calidad y en el talud derecho, de mala calidad; estas diferencias fueron provocadas por la silicificación diferencial de la roca, la cual es de color gris, dura, compacta y pseudoestratificada, con orientación N15°E/19°NW; la roca expuesta superficialmente en la zona está decomprimida, alterada a un color ocre

hasta 15 m, y es de mala calidad, esta zona se encuentra afectada por diques de composición pórfido-andesítico y monzonítica, que poco modifican el macizo rocoso.

Se observaron cuatro fallas geológicas expuestas en la zona de descarga, la primera se localiza a lo largo de 340 m en el lado derecho, con una orientación E-W/55° a 66°N teniendo 5 a 8 cm de relleno arcilloso; la segunda se localiza, en el lado izquierdo, con una orientación N23°E/75°SE la cual mostró una zona de roca triturada de 50 a 80 cm y continuidad de 200 m; la tercera se localiza en el centro de la zona de descarga y coincide con un arroyo, está orientada N41°W/73°SW, presenta una continuidad de 110 m y se le observó un relleno arcilloso y la cuarta Falla se localiza en la parte central en los límites de la descarga, con una orientación N25°E/75°SE, se le observó una continuidad de 100 m y presentó arcilla de 8 cm de espesor.

En la Tabla No. 4 se presenta los problemas y características de la Obra de Excedencias.

II.3.b. Cambios de diseño al Vertedor

El Departamento de Geotécnia, realizó el análisis de las características y condiciones geológicas de la Obra de Excedencias y considerando las Unidades Litológicas, las fallas y sistemas de fracturamiento que los afectaban, se emitieron las recomendaciones para la excavación y soporte de las rocas de los taludes.

Fueron identificados los sistemas de fallas cuya importancia estriba en la formación de prismas de roca, siendo los mecanismos de falla potencial por deslizamiento y volteo con salida hacia la excavación principalmente propiciados por empuje hidrostático.

Con el objeto de asegurar la estabilidad de los cortes en la roca, se realizó el abatimiento de los taludes de la margen izquierda y las bermas de la excavación son horizontales y no siguen la pendiente del canal como inicialmente se consideró.

Fue considerada la necesidad de contar con un sistema de drenaje profundo como medida adicional de seguridad en la estabilidad de los cortes de la margen izquierda y de acuerdo con las condiciones hidrogeológicas donde se ubica el Vertedor, en donde la saturación de la roca y los niveles freáticos fueron detectados por los barrenos

piezométricos, se optó por la construcción por un sistema de galerías de drenaje, y abanicos de barrenos ascendente con la finalidad de drenar el macizo rocoso y para evitar la inestabilidad de los taludes de la excavación. Por este motivo se construyeron las galerías de drenaje No. 5,8 y 9.

De los nuevos estudios se tomaron en cuenta nuevos esquemas para llevar el punto de descarga a una posición más baja. Estos nuevos esquemas fueron :

Un canal recto a cielo abierto con cubeta deflectora y descarga a la Elev. 94 msnm e inclusión de sistema de aireación, pero se llegó a la conclusión que su desventaja es que la socavación del chorro provoca la desestabilización de un volumen importante de roca en la margen izquierda.

Los nuevos esquemas se evaluaron, tomando en cuenta el tratamiento que recomendó el área de Mecánica de Rocas para garantizar la estabilidad del proyecto final, el cuál fue el siguiente.

Canal recto a cielo abierto con descarga a la Elev. 135 msnm y un sistema de aireación, en el cuál la cubeta deflectora se cimentó sobre roca de buena calidad y que tubo pequeñas modificaciones como el alargamiento del canal de descarga.

Por las características estructurales del Vertedor se analizó la zona del piso por dos mecanismos de falla, ya que el canal Vertedor se desplanta en las Unidades Aguamilpa y Colorines, se consideró como mecanismo de falla al deslizamiento sobre un plano horizontal en el contacto concreto-roca, debido a lo cual es necesario ligar las estructuras de concreto de la zona de la estructura de control y canal de descarga, a la roca base por medio de anclaje de fricción y disipar los empujes hidrostáticos tanto en la cimentación como en los muros laterales mediante un sistema de drenaje.

III. ESTUDIOS HIDROLOGICOS.

El pronosticar con la suficiente anticipación cualquier evento que pudiera poner en riesgo alguna obra hidráulica durante su construcción, ha cobrado mayor interés en los últimos años, ya que el tamaño e inversión de la estructura de desvío o de excedencias depende directamente de los estudios hidrológicos realizados en la cuenca.

La función primordial del P.H. Aguamilpa será la generación de energía eléctrica, en operación conjunta con otras plantas hidroeléctricas previstas a lo largo del río. Una vez puesta en operación la planta amortiguará los picos de las avenidas, reduciendo considerablemente las inundaciones en la planicie del estado.

A continuación se enlistan algunas características principales:

DATOS TECNICOS		
UBICACIÓN	COORDENADAS	
	Longitud Oeste	104° 46'
	Latitud Norte	21° 50'
	Río	Santiago
	Estado	Nayarit
	Municipio	Tepic y Nayar
HIDROLOGIA	Area de la cuenca del río Santiago	75 651 km ²
	Area de la cuenca hasta AGUAMILPA	73 834 km ²
	Número de años de registros	43

DATOS TECNICOS		
	Escurrimiento medio anual	6 736 mill. m ³
	Volumen medio mensual escurrido	561 mill. m ³
	Gasto medio	213.6 m ³ /s
	Volumen medio anual aprovechado	6 257 mill. m ³
	Gasto medio aprovechado	198.4 m ³ /s
	Porcentaje de aprovechamiento	92.9 %

ELEVACIONES		CAPACIDADES
Namino	190 msnm	2 965 mill. m ³
Namo	220 msnm	5 540 mill. m ³
Name	232 msnm	6 950 mill. m ³
Capacidad para control de avenidas		1 410 mill. m ³
Capacidad para azolves (piso de Obra de Toma)		1 650 mill. m ³
Capacidad útil (NAMO-NAMINO)		2 575 mill. m ³
Area ocupada por el embalse Name		128 mill. m ²
Area ocupada por el embalse Namu		109 mill. m ²
Gasto máximo de la avenida de diseño del Vertedor		17 482 m ³ /s
Volumen de la avenida		6 966 mill. m ³
Velocidad máxima en el Vertedor		35 m/s
Gasto de diseño de los Desvíos		5 120 m ³ /s

III.1. Antecedentes y características de la Cuenca

La cuenca del río Grande de Santiago pertenece a la vertiente del Océano Pacífico, hacia la cual tiene salida a través de un estrecho cañón, de tal forma de que no obstante las grandes dimensiones de la región, el estrechamiento por el que logra su salida al mar tiene apenas 8 km de ancho total, a la altura de Santiago Ixcuintla, Nay. (Figura No. 14).

Esta cuenca tan importante, está repartida en áreas que pertenecen a 7 estados, de manera que el máximo porcentaje corresponde al Estado de Jalisco, que con 30 548 km² ocupa el 39% del total de la región; sigue a continuación el Estado de Zacatecas, con 24 893 km² que equivale al 33%; Nayarit con 10 881 km², que corresponde al 14%; el Estado de Aguascalientes que no obstante está comprendido íntegramente dentro de la región y solo representa el 6.8%; Durango con 3 864 km² es el 4.8%; Guanajuato con 1 506 km² es el 1.9% y por último el Estado de San Luis Potosí que con 40 km² apenas es el 0.5%.

III.1.a. Colector General

Longitud : Desde su salida del lago de Chapala hasta su desembocadura en el Pacífico mide 524 km.

Dirección : Se puede estimar cuatro principales; el primero desde Corona hasta la confluencia en el río Cuixtla N25°W de rumbo general con 150 km de recorrido. Del Cuixtla a la presa Santa Rosa (S38°W) con 38 km de recorrido; de la presa Santa Rosa a la confluencia con el Huaynamota N45°W con una longitud de 195 km; de la confluencia con el río Huaynamota a la desembocadura S75°W a lo largo. Dirección general predominante Noroeste.

Pendiente : La pendiente resulta de 0.0029 (el colector parte desde la Elev. 1524 msnm y el método que se utilizó para determinar la pendiente fue el de pendiente media) y el perfil del cauce manifiesta 4 tramos en los cuales los valores parciales son : de Poncitlán a Juanacatlán con 0.0006. De Juanacatlán a la confluencia con el río Verde es 0.014. De éste punto hasta la confluencia con el río Huaynamota es 0.0032 y por último de ésta confluencia a la desembocadura es 0.0007.

Area de Cuenca : Se estima en total una cuenca de 77 185 km² desde su salida del lago de Chapala; la margen izquierda contribuye con 7 500 km² y la derecha con 69 685 km².

Afluentes principales : Por la margen derecha situados hacia aguas abajo son los siguientes.

CORRIENTE	AREA DE LA CUENCA HASTA LA CONFLUENCIA (km²)
Rio Verde	20 502
Rio Juchipila	8 552
Rio Bolaños	14 757
Rio Huaynamota	17 529

III.1.b. Descripción de la estación hidrométrica, situada dentro del Proyecto

Nombre de la Estación : El Carrizal

Características geográficas

Hidrografía	Nombre
Colector general	Rio Santiago
Corriente	Rio Santiago
Area drenada :	121 220 km.
Coordenadas :	Long. WG 104°46'29"
	Lat. N 21°50'32"

Ubicación : Se localiza sobre el cauce del río Santiago, a 9 km de la confluencia de éste con el río Huaynamota a 39.5 km al NE de Tepic y a unos 39.6 km al SE de la población de Ruiz, municipio del mismo nombre, estado de Nayarit.

III.2. Situación geográfica

La colindancia de la región con el Océano Pacífico prácticamente se reduce a un punto, que es la desembocadura del río en la Boca del Titiritero, y por lo tanto toda la región es interna con las características geográficas principales que siguen:

Amplitud en el sentido de la latitud : De los 20°18' a los 23°25' L.N.

Amplitud en el sentido de la longitud : De los 101°17' a los 105°29' WG.

Desarrollo perimetral de la cuenca	1 700 km
Máxima dimensión en el sentido E-W	435 km
Máxima dimensión según un rumbo N20°W	345 km
Área total aproximada	77 185 km ²

La integración superficial del área anterior, por estados es como sigue:

ESTADO	ÁREA
Jalisco	30 548 km ²
Zacatecas	24 893 km ²
Nayarit	10 881 km ²
Aguascalientes	5 453 km ²
Durango	3 864 km ²
Guanajuato	1 506 km ²
San Luis Potosí	40 km ²
TOTAL	77 185 km²

COLINDANCIAS PRINCIPALES DE LA REGIÓN.

DESCRIPCIÓN	DESARROLLO A LO LARGO DEL PARTEAGUAS, EN km.
Al NW y N cuenca del río San Pedro o Mezquital.	420
Al N cuenca del río Aguanaval.	170
Al NE cuenca cerrada de El Salado.	350
Al E cuenca del río Pánuco.	60
Al SE cuenca del río Lerma.	320
Al S cuenca propia del Lago de Chapala.	80
Al SW cuenca de los ríos Huicicita, Armeria y Coahuayana.	300

III.3. Afluentes tributarios a la Cuenca

Los principales afluentes tributarios son los siguientes : Río Verde, Río Juchipila, Río Bolaños y Río Huaynamota que a continuación se presentan en la siguiente tabla con sus características más importantes.

RÍO	LONGITUD	DIRECCIÓN	PENDIENTE	AREA
Verde	350 km	1ª N-S 2ª S45°W	0.0037	20 502 km ²
Juchipila	250 km	1ª S20°W 2ª oeste	0.0072	8 552 km ²
Bolaños	320 km	1ª S20°W 2ª oeste 3ª S20°W	0.0074	14 757 km ²
Huaynamota	280 km	1ª suroeste 2ª sur 3ª suroeste	0.0104	17 529 km ²

III.4. Orografía y Geología

La cuenca del río de Santiago tiene varias características especiales por lo que toca a su origen, formación, estructura y disposición.

Existe la idea de que se debe considerar unitariamente con la cuenca del Lerma y el vaso intermedio natural que lo regula constituido por el Lago de Chapala. Tal vez el argumento más importante en apoyo de la idea anterior consiste en que, en condiciones naturales existiría continuidad en el régimen de uno y otro río, claro que modificado por la existencia del depósito intermedio. Se dice lo anterior por que también hay opiniones que consideran a esos ríos como unidades hidrológicas separadas, lo cual se a visto reforzado con los efectos producidos por la operación real del lago, que es muy distinta de lo que debe entenderse por régimen natural. Por lo que hace al origen del río Grande de Santiago se reconoce que el Lago de Chapala fue una incorporación o captura que el propio río hizo de ese vaso.

En cuanto a la estructura orográfica de la cuenca toda ella se desarrolla en general hacia el parteaguas oriental de la Sierra Madre Occidental, es decir, con las características de una cuenca interna y su salida hacia el Pacífico ocurre por el único sitio posible, a través de un cañón sumamente angosto y de longitud reducida.

Otra característica importante consiste en que el colector general corre tan cercano al parteaguas general izquierdo del propio río, en una forma tal que propiamente no existen los afluentes izquierdos. El área de cuenca con que se contribuye por la margen izquierda es únicamente de unos 8 000 km² lo que significa apenas el 10% de la cuenca total. En cambio, por la margen derecha los afluentes son numerosos e importantes al extremo de que el río Verde, tiene un desarrollo (a lo largo del cauce principal) que por sí, solo llega a los 300 km que es aproximadamente el 67% de la longitud del cauce principal del río Santiago.

Luego, el sistema montañoso que determina la estructura, esta formado por dos cordilleras que confinan a la cuenca por el sur, el suroeste, el oeste y noroeste, que son un tramo de la Sierra Madre Occidental que se confunden con parte del eje volcánico en el tramo Guadalajara-Santiago Ixcuintla y un segundo tramo de esa misma sierra que iría con dirección general al norte desde Santiago Ixcuintla Nayarit, a Llano Grande, Durango. En el vértice de estos dos tramos está la salida del río al Pacífico. Viene después una serie de cordilleras de dirección general suroeste-noroeste, que como los dientes de un peine dejan entre sí los espacios en los que se desarrollan las cuencas de los afluentes derechos.

CLASIFICACIÓN GEOLÓGICA	EXTENSIÓN APROXIMADA %
Cretácico no diferenciado	1.6
Intrusivo del cenozoico	0.3
Cenozoico medio volcánico	72.0
Pleistoceno y reciente	0.1
Cenozoico superior clástico y volcánico	26.0

III.5. Pluviometría

En la estación hidrométrica que se ubica dentro del proyecto llamada El Carrizal, se tiene un periodo de registros de más de 30 años; en la Tabla No. 5 se observa que los meses más importantes o en los que se registra mayor precipitación son los meses de junio, julio, agosto, septiembre y octubre, siendo este el periodo de lluvia en el estado de Nayarit.

Por otra parte, los meses de noviembre a mayo se caracterizan por ser el periodo de poca actividad de lluvia (periodo de estiaje). En la Tabla No. 5 y en la Figura No. 15 se pueden apreciar los valores que se han registrado en la estación hidrométrica El Carrizal.

III.6. Climatología

Se hará una referencia somera a la subdivisión climatológica de la cuenca del río Grande de Santiago; llama la atención el hecho de que no obstante las grandes dimensiones de la región, solo hay 6 climas característicos o tipos que se mencionarán siguiendo el orden de la parte mas profunda de la región hacia el litoral como sigue :

Clima seco con invierno y primavera secos, semifrio con invierno benigno.

Clima semiseco con primavera seca, semifrio con invierno benigno.

Clima semiseco.

Clima semiseco con invierno seco, templado sin estación invernal bien definida.

Clima húmedo con primavera seca, templado sin estación invernal bien definida.

Clima semiseco, con invierno y primavera secos, cálido sin estación invernal bien definida.

III.7. Vegetación y zonas forestales

A continuación se cita la clasificación, que se expresa cualitativamente como sigue:

TIPO DE SUELO	EXTENSION APROXIMADA EN %
Chernozem o negros	28
In Situ de montañas con horiz. Gley	23
Castaños o Chesnut de climas semideserticos y templados	19
Arbunifero, café rojizo y amarillo de bosque	18
Ferralitas o lateríticos	4
Podsol o Podzólicos	4
Migajones rojos, café rojizo del tipo laterítico	3
Pradera o de montañas	1

Zonas Forestales : Esta distribución de zonas forestales siguen de forma congruente las condiciones que imponen a la región las principales características de la misma, como por ejemplo latitud, altitud y principales parámetros climatológicos.

Es decir, se advierte la existencia de una franja costera que corresponde propiamente a la zona de la desembocadura del río Grande de Santiago, aproximadamente desde la estación hidrométrica Yago hasta la costa del Pacífico, en que la clasificación resultante es litoral en vegetación característica constituida por manglares, palmeras, amates, etc. Hay a continuación una franja interna que guarda cierto paralelismo con la costa en la que la vegetación predominante es de coníferas en la cual se encuentran las siguientes especies: pino, oyamel, cipres, etc. Adicionalmente a ésta hay otra zona semejante constituida por un núcleo que abarca la mayor parte del estado de Aguascalientes, con altitud media de 1 850 msnm en lo que también se tiene ese mismo tipo de vegetación y todavía una tercera zona con esa misma clasificación en la parte más occidental de la región al norte y al oeste de Lagos de Moreno, Jal.

Es característico de la cuenca, el hecho de estar cruzada por el trópico de Cáncer (53°27' de latitud norte), paralelo que cruza por la región muy cerca de su borde más septentrional.

Con esto una buena franja de la región hidrológica, queda dentro de la zona de influencia de la región subtropical u carácter interno la coloca en situación de captar lluvias muy escasas, con características de temperatura elevada severa, etc. lo que da lugar a la presencia de una zona de clasificación desértica y subdesértica que forma una especie de triángulo cuyo vértice inferior queda en el poblado de Momax, Zac. y del cual parten dos líneas aproximadamente a 45° hacia el noroeste y hacia el noroeste; toda la zona situada arriba de esas líneas cuenta con vegetación consistente en mezquites, huizaches, agaves, etc.

TIPO DE VEGETACIÓN	AREA CUBIERTA km²	FRACCIÓN EN % RESPECTO AL TOTAL	DESCRIPCIÓN
Manglar	242	0.3	Vegetación arbórea de aguas salinas de los esteros, desembocaduras de ríos y lugares cercanos al litoral.
Selva baja Caducifolia	29 005	36	Todos a la mayoría de los árboles tiran las hojas en la temporada de secas.
Bosque de Encino	4 029	5	La forman árboles de diferentes alturas
Bosque de pino-Encino	20 948	26	Comunidad constituida por diferentes especies de Pinus y de Quercus (encinos) en proporciones variables.
Matorral Crasicaule	2 175	2.7	Se caracteriza por la presencia de grandes cactáceas de tallo cilíndrico o aplanados de las zonas áridas y semiáridas.

TIPO DE VEGETACIÓN	AREA CUBIERTA km²	FRACCIÓN EN % RESPECTO AL TOTAL	DESCRIPCIÓN
Pastizal	24 171	30	Comunidades constituidas sobre todo por especies de gramíneas generalmente cespitosas del centro y norte de México.

III.8. Registros hidrológicos y meteorológicos

Desde hace unos años se ha venido aplicando el sistema de predicción de avenidas en el P.H.Aguamilpa y funciona mediante una red de estaciones hidroclimatológicas que reportan a tiempo real sus informes mediante radio de comunicación, esta red esta diseñada para proteger ante la ocurrencia de una posible avenida importante.

Actualmente se cuenta con una red de 12 estaciones hidrométricas y 23 climatológicas, distribuidas en la totalidad de la cuenca del río Santiago, con las cuales se han realizado estudios hidrológicos para el diseño y construcción del proyecto. De la red hidrométrica con la que se cuenta, algunas estaciones pertenecen a la CNA, misma que mediante acuerdos internos colaboran para la calibración y adecuación del modelo de predicción de avenidas extraordinarias.

Estos sitios se localizan en zonas serranas de los estados de Jalisco, Zacatecas, Durango y Nayarit. Cada una de estas regiones cuenta con instalaciones y equipo de medición como limnigrafos, escalas, molinetes hidráulicos para aforo de corrientes, laboratorio de sólidos en suspensión, radio-comunicación, termómetros, pluviómetros, pluviógrafos, evaporímetros, etc.

En la Figura No. 16 se puede observar la configuración de la red hidrometeorológica, localización de sitios de medición hidrométrica y climatológica de la cuenca del río Santiago, mismas que están distribuidas en los estados antes mencionados.

La CFE elaboró información histórica en la cual proporciono la información climatológica de las estaciones que se localizan en el área del embalse del P.H.Aguamilpa

y que se puede observar de las Tablas No. 6 a la 9 y de las Figuras No. 17 a la 20.

Los registros que se obtienen en una estación hidrométrica son: los niveles del río (lectura de escalas o limnómetro), registro histórico de los niveles (limnógrafo), depósito y arrastre de materiales en el cauce (laboratorio de sedimentos) y aforos del cauce (medición del gasto).

Por otra parte, las estaciones climatológicas registran las magnitudes de algunos fenómenos meteorológicos como, precipitación, temperaturas, evaporaciones y vientos, entre otros. Estos registros se subdividen de acuerdo a la forma y al equipo de medición empleado, destacando los datos de: precipitación máxima en 24 hrs (pluviómetro), los registros históricos de la precipitación (pluviógrafo), evaporación máxima en 24 hrs (evaporímetros), temperaturas (máxima, mínima y media al abrigo), dirección y velocidad del viento (veleta y anemómetro), etc.

III.9. Volúmenes de escurrimiento

Los factores más importantes en el pronóstico de avenidas son obtener una mayor precisión en cuanto a su forma y magnitud, con el mayor tiempo posible de anticipación de ocurrencia, tratando de aprovechar la infraestructura existente y reduciendo, de ser posible, el número de puntos de medición.

En el análisis de gastos registrados en las principales estaciones hidrométricas de la cuenca del río Santiago, destaca la importancia de medir en la subcuenca del río Huynamota, ya que sus gastos máximos llegan a constituir hasta un 50 % del gasto máximo que se registra en la estación El Carrizal, donde se ubica prácticamente el Proyecto.

A continuación se presenta la Tabla No. 10 en donde se muestra el tiempo de traslado aproximado del pico de una avenida, desde distintas estaciones hidrométricas de la cuenca, hasta la estación El Carrizal y la Tabla No. 11 y Figura No. 21 donde se presentan los escurrimientos en la estación, que son registros desde el año de 1952 a 1993.

IV.- TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS.

IV.1. Finalidad de una Obra de Excedencias

La finalidad de la Obra de Excedencias es controlar la descarga de los volúmenes de agua que se han considerado excedentes de la capacidad útil en un vaso almacenador. La Obra de Excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente y su descarga estará localizada de tal suerte que no dañe ni el talud aguas abajo de la cortina, ni el desfogue de la casa de máquinas ni cualquier otra estructura adyacente.

Las superficies de las Obras de Excedencias deberán ser resistentes a la erosión para soportar las velocidades del agua.

Todas las Obras de Excedencias se diseñan para la avenida que más convenga en el análisis de la estructura particular de que se trate, estas se denominan avenida de diseño; por otra parte puede descargarse de muchas maneras y entre ellas ha de escogerse la más conveniente, es decir, debe seleccionarse la capacidad de descarga de la Obra de Excedencias para que, con ella se escoja a la vez, el tipo de Vertedor que también más convenga.

IV.2. Estructuras componentes de la Obra de Excedencias

IV.2.a. Aspectos generales

Como resultado de los estudios del tránsito de la avenida de diseño a través del vaso, se obtiene la carga máxima (H_{max}) y el gasto (Q_{max}) para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la Obra de Excedencias, aunque deben revisarse para todo el rango de gasto. estas estructuras son : el Canal de Llamada, la estructura de control, el conducto de descarga, la estructura terminal y el canal de descarga.

Seleccionada la capacidad del Vertedor, puede desarrollarse un bosquejo específico de la misma ajustando la estructura de control y las diferentes componentes a las condiciones topográficas y geológicas del sitio. El Vertedor puede ser parte integrante de

la Cortina, formar una estructura separada, tener la descarga común con la Obra de Toma o ser parte integrante de la Obra de Desvío. La localización tipo y tamaño de estas obras son factores que afectan la selección y ubicación de un tipo determinado del Vertedor.

IV.2.b. Canal de Llamada

El Canal de Llamada sirve para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Dependiendo del tipo de Obra de Excedencias, esta parte puede ser requerida o no. Las velocidades de entrada, la curvatura del canal y las transiciones deben ser graduales. La longitud del canal debe ser mínima por razones de economía. Se procura obtener una distribución uniforme del flujo en toda la longitud de la estructura de control. Velocidades de entre 3 y 5 m/s y la eliminación de zonas muertas en el canal, por lo general producen resultados satisfactorios.

IV.2.c. Estructura de Control

Regula los derrames del vaso y es en consecuencia una componente muy importante del Vertedor. Según el tipo de topografía y, por consecuencia, del Vertedor, la estructura de control puede ser de varias formas y estar libre o controlada; su selección, en mucho, depende del factor económico.

Una estructura de control fija requiere una Cortina más alta que la que requiere una estructura controlada por válvulas o compuertas.

Las estructuras controladas por compuertas son muy versátiles, lo cual es ventajoso ya que, por ejemplo un número muy grande de las avenidas probables pueden manejarse casi al antojo; por lo que se refiere a la descarga, permiten además liberar agua y abatir el nivel del vaso anticipándose a la avenida y también permite almacenar volúmenes de agua por encima del nivel de aguas normales y de cualquier nivel.

IV.2.d. Conducto de Descarga

Los volúmenes liberados por la estructura de control se conduce al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura. Los conductos de descarga usados más frecuente son : canales a cielo abierto, conductos a través o bajo la Cortina y túneles a través de las laderas.

Estos conductos deben estar recubiertos con materiales resistentes a la acción de socavación de las altas velocidades con que funcionan, así como ser estructuralmente adecuados para soportar las fuerzas de subpresión, empujes de tierra, cargas dinámicas, etc a que están sujetos.

Las dimensiones de este conducto están gobernadas fundamentalmente por consideraciones hidráulicas, pero la forma de la sección transversal, su perfil longitudinal, ancho, longitud, están influenciadas por factores económicos y por las características topográficas y geológicas del sitio.

IV.2.e. Estructura Terminal

La estructura terminal tiene por función disipar un alto porcentaje de la energía que posee el agua al llegar a ella, de forma que la que le quede no provoque daños, o bien lanzar el agua hacia adelante para lograr el mismo fin. En el primer caso se emplean los tanques amortiguadores o las cubetas disipadoras y en el segundo, las cubetas de lanzamiento. En todos los casos conviene revisar la posibilidad de emplear cubeta de lanzamiento, ya que en el altísimo porcentaje de los casos resulta más económico su empleo que el de las otras estructuras, aún en aquellas ocasiones en que el depósito del material socavado por el chorro produzca remansos tales que afecten a otras estructuras.

IV.2.f. Canal de Salida

El Canal de Salida es la estructura que capta el agua que sale de la estructura terminal; su función es conducir el agua hasta un lugar donde escurra en forma natural, pudiendo ser el lecho de un río. No siempre se requiere construir canal de salida, esto depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca, de la disposición de otras estructuras, etc.

IV.3. Clasificación y tipos de Obras de Excedencias

Respecto a su forma de control, las Obras de Excedencias se clasifican como de cresta libre y de cresta controlada.

Las primeras son aquellas en las que no se tienen compuertas y llegando el agua en el vaso a un cierto nivel fijo, la estructura vierte; las segundas, como su nombre lo indica, tienen un control para la descarga ejercida por compuertas. En hidroeléctricas es recomendable el empleo de vertedores de cresta controlada.

Otra clasificación es de vertedores en túnel y vertedores a cielo abierto. Para este caso, con que alguna de las paredes de la estructura este construida en túnel a través de roca o bien en un conducto cerrado a través de la Cortina, corresponderá a los vertedores en túnel; los demás serán a cielo abierto.

Aparte de las clasificaciones señaladas, algunas Obras de Excedencias son conocidas por un nombre propio que les viene de cierto rasgo característico de alguna de sus partes o por su disposición; tales vertedores una vez definidos, son fácilmente identificables. Cabe aclarar que aunque tal nombre no permite reconocer todas y cada una de las partes de la Obra de Excedencias, si involucra un buen número de ellas, por lo que, si se requiere una identificación completa, bastara con añadirle al nombre el correspondiente de la parte faltante complementaria.

La selección de un cierto tipo de Obra de Excedencias debe hacerse con base en los distintos tipos conocidos, con el fin de tener criterios firmes y ya ensayados; de otra manera el proyecto de Vertedor requerirá una prueba en modelo hidráulico mucho más severa. Para escoger uno u otro tipo de Vertedor se requiere revisar la topografía, el funcionamiento del vaso y su tránsito de avenidas. Los mas conocidos son :

- Vertedor de Caída Libre
- Vertedor de Cimacio
- Vertedor en Rápida
- Vertedor de Canal Lateral
- Vertedor de Abanico
- Vertedor en Medio Abanico
- Vertedor en Embudo
- Sifones Vertedores.

IV.3.a. Vertedor de Caída Libre

Los Vertedores de Caída Libre son los que se localizan en la parte superior de un embalse, que tiene un desarrollo muy corto y que después de la estructura, el agua tiene una caída libre. Por lo que respecta a su desarrollo, quedan incluidos los de pared delgada,

aquellos en los que hay un pequeño desarrollo de cimacio y aquellos en los que después del pequeño cimacio se remata la estructura con una cubeta de lanzamiento. Pueden ser de cresta recta o curva y haber o no compuerta de control.

Este tipo de vertedores es recomendable para las presas de arco y para las de sección gravedad vertedoras.

En general, este tipo de vertedores no es recomendable para caídas mayores de 10 m. Sin embargo, si se necesita poner este tipo de vertedor cuando hay una gran caída, se recomienda emplear la ataguía de aguas abajo de la Cortina para crear un gran tanque amortiguador en la descarga o bien, construir una estructura similar a propósito, revisando siempre que se prevea un colchón de agua suficiente para que únicamente con él se destruya la energía o bien se coloque una losa complementaria anclada a la roca en la base del tanque.

IV.3.b. Vertedores de Cimacio

Se llaman vertedores de cimacio aquellos constituidos por una cresta de control que debe tener aproximadamente la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un Vertedor de cresta delgada ventilada. La superficie curva descrita continua en una rápida de alta pendiente tangente a ella y relativamente corta, que esta rematada con una superficie curva contraria a la cresta, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador, a un canal de descarga que ya no es parte del Vertedor sino un canal de conducción, o a un salto de esquí.

IV.3.c. Vertedores en Rápidas

Se designa con este nombre a aquellas estructuras que están constituidas de un cimacio recto normal a un canal que le sigue y colocados en la parte superior de un embalse. Se ponen con frecuencia por encima de alguno de los empotramientos de la Cortina o en algún puerto.

Para reducir las excavaciones, el tramo inicial del canal se escoge con poca pendiente hasta casi interceptar el perfil del terreno. A partir de ese punto el perfil se escoge aproximadamente como el perfil del terreno natural. Debe tenerse la precaución de revisar la posibilidad de ocurrencia de problemas de cavitación.

Cuando por razones topográficas, el eje del canal de entrada o el de conducción deban curvarse, esta curvatura se dará de preferencia al canal de entrada.

Para un buen funcionamiento hidráulico, deben evitarse cambios bruscos de la plantilla en el sentido vertical y en el ancho del canal. Si se requiere un cambio en su ancho, éste debe ser gradual.

IV.3.d. Vertedores de Canal Lateral

Se llaman vertedores de canal lateral, aquellos que tienen un tanque-canal colector paralelo a la cresta vertedora, seguido de un canal conductor o rápida. Generalmente la cresta vertedora es recta, pero hay ocasiones, en que se hace curva y otras en que el extremo aguas arriba de la cresta se continua en una curva pronunciada rodeando el mismo extremo del tanque-canal. Por último, una variante que también se ha construido, es con la cresta vertedora rodeando todo el tanque-canal, excepto por donde se continúa este con el canal conductor.

El escurrimiento dentro del canal colector debe ser a régimen lento. Para garantizar este régimen, hay que propiciar en el tramo final del canal colector una sección de control proyectando un estrechamiento en el mismo o un escalón vertical, normal al canal.

Debido al vertido lateral se propicia en el escurrimiento un remolino con eje paralelo al del canal que incrementa los tirantes; como este remolino originado en el canal colector se propaga a lo largo del conducto de descarga, para tomar en cuenta este efecto, debe incrementarse el coeficiente de rugosidad del conducto de descarga. Por esto se le considera un vertedor de poca eficiencia.

Cuando por razones de diseño la cresta vertedora resulta de gran longitud y la boquilla es cerrada con laderas muy inclinadas, o también cuando el conducto de descarga es un canal muy angosto o un túnel, este Vertedor, a pesar de su poca eficiencia, tendrá ventajas respecto a otros tipos.

IV.3.e. Vertedores en Abanico

Un Vertedor en Abanico viene a ser una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cuál descarga a un tanque de una geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en aquel.

El nombre de Vertedor en Abanico le viene de que el cimacio y el tanque, así como las partes restantes de la estructura, tienen una forma similar al abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

A esta definición falta solo añadirle que antes del cimacio se tiene un canal de acceso que obliga a que el escurrimiento sea normal al eje de la cresta vertedora y por esto convergente.

Este tipo de vertedores se emplea cuando se requiere una longitud de cresta considerable y además la topografía permite adaptar la estructura, su diseño tiene por finalidad reducir el costo de la estructura si se toma en cuenta su longitud de cresta. En caso de que la Obra de Excedencias esté alojada en una ladera o en un puerto y la longitud de cresta necesaria es muy grande, este tipo de vertedor permitirá un canal de descarga relativamente angosto, de tal suerte que puedan ahorrarse grandes volúmenes de excavación.

IV.3.f. Vertedores en Medio Abanico

Pueden considerarse como una variante de los vertedores de canal lateral y de los abanico. En general resultan mas económicos que los vertedores de canal lateral, por lo que se recomienda hacer comparativo para su empleo; en cuanto a su funcionamiento hidráulico se pueden seguir las reglas de diseño de los vertedores de abanico. Siempre que las condiciones topográficas lo permitan pueden reemplazarse a los vertedores de canal lateral. Para describirlos basta decir que, si un vertedor de abanico se parte en dos por la línea de corriente media se obtienen dos vertedores en medio abanico. Este tipo de vertedores ha sido empleado en pocas ocasiones pero las experiencias en modelos indican que su funcionamiento es bueno.

IV.3.g. Vertedores de embudo

La estructura de control está formada por un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular; el agua pasa a través de la cresta y cae en una lumbrera vertical o inclinada conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal.

Este vertedor consta principalmente de cinco elementos: una cresta ancha vertedora, transición, lumbrera vertical o inclinada, codo y túnel de descarga. El control de este tipo de vertedor cambia al irse incrementando la carga.

Este tipo de vertedor muestra ventaja en su uso en presas alojadas en cañones donde las laderas se elevan rápidamente, donde casi siempre hay disponible un conducto o túnel de desvío para el tramo final del vertedor.

Para cargas bajas la cresta libre ejerce control; cuando la carga sube, el control pasa a la zona de transición o a la lumbrera, que empieza a trabajar forzada, y posteriormente todo el conjunto funciona a presión.

Este tipo de vertedores tienen el inconveniente de que, cualquier asimetría en el acceso propicia la formación de vórtices cuando la estructura trabaja como orificio, los cuales a la vez meten aire y reducen la eficiencia de la descarga.

IV.3.h. Sifones Vertedores

Es un conducto de sección circular, rectangular, etc., que en su desarrollo tiene forma de U invertida. El extremo de la U que se coloca del lado del vaso de la presa y que es la entrada del sifón, casi siempre se encuentra sumergido, ya que el nivel normal de almacenamiento coincide con la cresta de la plantilla del conducto, mientras que el otro extremo, que es la salida, puede estar o no ahogada. El conducto no es de sección constante sino que, tanto a la entrada como a la salida, por lo general tiene forma abocinada.

Hay que situar la entrada abajo del nivel de agua en el vaso para evitar la intromisión de basuras, escombros y la formación de vórtices que por la inclusión de aire rompan la acción sifónica. Son recomendables en aquellos casos en que se desee controlar

niveles, ya que una vez que comienza a trabajar descargan gastos de prácticamente toda su capacidad para variaciones pequeñas de la carga. Si por otra parte, los gastos de entrada a un vaso son superiores a la capacidad de descarga del sifón, los niveles en el vaso aumentarían, por lo que los sifones pueden emplearse como vertedores de servicio en combinación con otros vertedores que serviría como auxiliar o de emergencia.

IV.4. Estudio de diferentes alternativas de Vertedores

El Vertedor de Aguamilpa fue sometido ampliamente a diversos estudios desde 1985. A lo largo de este periodo se han analizado un gran número de arreglos los cuales han sido sometidos a consideración de todas las autoridades de Comisión Federal de Electricidad que tiene ingerencia en el proyecto. Para el desarrollo de estos arreglos se ha contado con la participación de áreas especializadas de CFE como es el caso de Hidrometeorología, Geología, Geotecnia, Materiales, Laboratorio de Hidráulica, Construcción y Operación. Además, la política de operación del Vertedor y el proyecto mismo se han presentado y discutido con la Comisión Nacional del Agua, contándose actualmente con un acuerdo respecto a los niveles y forma de operación. El grupo de consultores también ha participado y analizado los diferentes esquemas.

IV.4.a. Arreglos estudiados

Antes de proceder al diseño ejecutivo del anteproyecto fue necesario revisarlo. Las principales observaciones a este respecto se dieron a conocer en el informe "OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS, REVISIÓN GENERAL DEL ANTEPROYECTO" (Ref. No. 1), en este informe se justifica la elaboración del Vertedor en la margen izquierda por las siguientes razones.

- Las excavaciones serían muy grandes de alojarlo en la margen derecha.
- La descarga hacia el río resulta mejor encauzada y de menor longitud con el Vertedor en esta margen.
- Aunque geológicamente la margen derecha es más favorable presenta el inconveniente de tener que salvar dos depresiones topográficas, en las cuales el canal de descarga quedaría en postizo.

Debido a que cualquier gasto derramado se tendría que utilizar la totalidad de la obra, se consideró conveniente hacer una revisión del tipo del Vertedor, por lo que se propusieron diversas alternativas, sin cambiar los datos básicos, de los cuales se mencionan a continuación.

Arreglo con tres túneles

Con el objeto de tener una mayor flexibilidad en la operación de la Obra de Excedencias se propuso esta alternativa, en la que los cortes a cielo abierto se limitarían a la zona de canal de llamada y el volumen de excavación de los túneles quedarían muy bien determinados. Esta opción tendría la ventaja de que dos túneles se podrían utilizar como de servicio y uno de emergencia.

Cada túnel contaría con 3 compuertas de 5.90 x 20.0 m para facilitar la descarga de gastos con flujo simétrico.

El túnel derecho (más cercano a la cortina) sería el vertedor auxiliar y aunque contaría con tres compuertas de iguales dimensiones que los vertedores de servicio, podría considerarse como una sola de 16.50 x 20.0 m.

Los túneles tendrían un diámetro de 15.0 m después de la zona de la transición y el gasto máximo descargado por cada uno sería de 4 000 m³/s.

Arreglo con dos túneles

Para esta alternativa el diámetro de túneles fue de 17.0 m y la capacidad máxima de 6 000 m³/s en cada uno.

Cada túnel contaría con tres compuertas de 8.2 x 20.0 m cualquiera de los túneles podría utilizarse como vertedor de servicio.

Se descartó este esquema debido principalmente al riesgo de su construcción ya que requería de una transición de entrada con aproximadamente 40 m de ancho en su inicio.

Además cada túnel superaba la capacidad máxima conocida de descarga para túneles vertedores.

Arreglo de un túnel y un canal a cielo abierto

Esta opción surgió como una solución intermedia entre las alternativas de túneles y de un solo canal a cielo abierto y de minimizar excavaciones así como la altura de los cortes.

El canal a cielo abierto sería el de servicio, con capacidad para 8 000 m³/s. Constaria de 3 compuertas de 11.5 m de ancho por 20.0 m de altura los cuales permitirían descargar siempre gastos con flujo simétrico. El ancho del canal sería de 34.5 m.

El túnel sería el vertedor auxiliar, con una capacidad de 4 000 m³/s y un diámetro de 14.0 m y contaría con una sola compuerta de 16.5 m de ancho por 20.0 m de alto.

Arreglo con un solo canal a cielo abierto

Fue una adecuación del anteproyecto. Junto con el arreglo anterior resulto el más económico; además, tenía el menor gasto unitario y mayor facilidad para efectuar inspecciones y reparaciones, por lo anterior se seleccionó este arreglo como mejor.

Durante la temporada de lluvias de 1990 se presentaron caídos importantes en ambos márgenes del río; el que ocurrió a la salida del túnel de desvío No. 1 aumentó las dudas respecto a la estabilidad de la roca de cimentación del canal y cubeta deflectora del Vertedor.

Se estudiaron entonces nuevos esquemas para llevar el punto de descarga a una posición más baja, estos se describen a continuación.

Un canal recto a cielo abierto con cubeta deflectora y descarga a la elev. 94 msnm

Su principal desventaja es que la socavación del chorro provoca la desestabilización de un volumen importante de roca en la margen izquierda que sin embargo no pone en riesgo la estructura de descarga. Se tendrá velocidades máximas de aproximadamente 47 m/s, por lo que se prevé la necesidad de los aireadores.

Un canal recto a cielo abierto con tanque amortiguador a la elev. 85.5 msnm.

Este arreglo se estudió con base en una propuesta, (profesor J. L. Sánchez Bribiesca) tendiente a solucionar el problema de estabilidad de la margen izquierda, se presentó debido al costo excesivo, también, requería los dos aireadores. La longitud del tanque para 3 000 m³/s es de 131 m.

Un canal a cielo abierto con descarga baja (elev. media 87.0 msnm) y curva horizontal

Este arreglo fue elaborado con base en una propuesta (Profesor J. L. Sánchez Bribiesca). En los 180 m finales se tiene simultáneamente curva vertical, curva horizontal y aperlamiento variable. El principal objetivo es descargar en una zona más cercana al cauce.

Sigue conservando alta velocidad pero no se dará la posibilidad de instalar aireadores en curva debido a las perturbaciones que se producen.

Un canal a cielo abierto con dos tanques amortiguadores

El objetivo en este caso fue reducir la velocidad y eliminar la necesidad de aireadores, sin embargo, lo ya excavado y las condiciones geológicas limitan la ubicación de los tanques, por lo cual se tiene velocidad de hasta 38 m/s.

Un canal recto con descarga a la elev. 135.0 msnm

Con este arreglo se cimentó la cubeta deflectora sobre la Unidad Aguamilpa (ver geología del vertedor), pero parte del canal se mantiene sobre la Unidad Colorines. La velocidad máxima es de 35 m/s por lo cual está al límite de lo recomendable sin aireadores.

III.4.b. Selección del esquema más conveniente

Los parámetros que se utilizaron para seleccionar la alternativa más conveniente fueron: el costo, versatilidad en el funcionamiento hidráulico de la estructura, facilidad de acceso en caso de reparación o para inspección visual.

La opción de dos túneles se descartó debido a las complicaciones constructivas que se tendrían en el portal de entrada al inicio de la transición que es el ancho que se tenía era de 37.0 m en esa zona y resultaba riesgoso de acuerdo a las experiencias previas en otros proyectos, como en Chicoasén que se tenía un ancho de 30.0 m y resultó muy riesgoso y complicada la construcción. A parte que se rebasaba la capacidad máxima de descarga para túneles en México.

La opción de tres túneles si bien ofrece la versatilidad de poder utilizarse dos túneles como de servicio y uno de emergencia, resultó definitivamente la alternativa más costosa, además de riesgos constructivos en la zona de transición.

La alternativa mixta de un túnel y un canal a cielo abierto, aunque resultaba más económico que los dos anteriores de túneles, tenía el inconveniente de utilizar dos métodos constructivos, lo que resulta poco práctico por diversificación de equipo de construcción y de operación.

Aparte entre el túnel y el canal se tenía el macizo rocoso que requería de muchos cuidados durante las excavaciones y siempre con el peligro que cualquier falla del mismo implicaría que su reposición sería una estructura de concreto lo cual resultaría muy costosa.

Además con el túnel con tres compuertas se tendrían diferentes dimensiones de compuertas y de mecanismos de operación en el túnel y el canal y en caso de un diseño en el que para uniformizar el equipo electromecánico se dispusieran compuertas iguales en

túnel y canal, en ese caso el túnel tendría menor versatilidad pues lo adecuado sería que se diseñaran con dos compuertas y por lo tanto dicho túnel siempre con las dos compuertas con el peligro de que en caso de trabarse una compuerta se tendría un flujo asimétrico.

Este esquema era económico, por las desventajas señaladas fue también desechado.

La alternativa de canal a cielo abierto, si bien en esta opción se presentaba el inconveniente de los cortes altos y de los riesgos geológicos que pudieran aparecer durante la construcción, con relación a la estabilidad de los taludes y por lo tanto del costo que implicaría el tratamiento de los mismos, esta resulto ser la solución más económica de todas, además con las ventajas adicionales como son : facilidad en los accesos para inspeccionar y reparar en caso de daños, facilidad constructiva para dar los acabados y por tanto de un mejor control de los mismos, además el gasto unitario en la descarga es menor y por lo tanto los efectos erosivos que se pueden presentar serán menores adicionalmente el diseño puede mejorarse para obtener mayor control de avenidas.

IV.4.c Conclusiones

La participación de una amplia gama de opiniones no siempre coincidentes desde lo conceptual hasta el detalle del diseño del Vertedor, si bien se retraso la selección del arreglo definitivo, ha enriquecido el estudio.

El programa y avance de la excavación del Vertedor obligó a decidir el arreglo que debe adaptarse para el Vertedor.

Después de las revisiones de información, análisis y consultas con el grupo de consultores y con el Dr. Nelson Pinto, consideraron a cualquiera de los arreglos de vertedor de planta recta y alta velocidad puede funcionar libre de cavitación con la inclusión de aireadores; estos son un medio seguro, moderno, probado y ampliamente considerado para evitar la cavitación en nuevos vertedores con alta velocidad.

La razón principal que llevo a estudiar tantos esquemas del Vertedor radica en la dificultad de garantizar la estabilidad de la roca en la vecindad de la zona de descarga.

En la evaluación económica se consideró los trabajos de tratamiento específicos, para cada arreglo que se supone protegerán la estructura, sin embargo es evidente que se obtiene mayor seguridad desplantando la cubeta deflectora y de ser posible el tramo final del canal en la Unidad Aguamilpa.

Considerando todos los puntos anteriores, se decidió que debería seguir prevaleciendo el criterio de seguridad y seleccionarse cualquiera de los dos arreglos que a continuación se mencionan:

El canal recto a cielo abierto con descarga baja y dos aireadores, si el tratamiento requerido para los esquemas cortos deja incertidumbre respecto a su seguridad.

El canal recto a cielo abierto con descarga alta, si se tuviera plena confianza en lograr la estabilidad del cimiento con el tratamiento recomendado por Mecánica de Rocas. En este caso podría aun afinarse el arreglo y considerarse un aireador (opción elegida).

IV.5. Cambios de diseño al Vertedor debido al comportamiento del agua en el modelo hidráulico

En relación a los cambios que se presentaron en la Obras de Excedencias (Zona de Control y Canal de Descarga) fueron ocasionados por los resultados que se obtuvieron del modelo hidráulico; estos cambios se reflejaron en la geometría de las pilas, como a continuación se describe.

La parte frontal de la pila que está en contacto directo con el flujo, cambio su nariz de punta de bala a un tajamar.

El perfil de la pila paso de vertical a inclinada (0.25:1) o desplomada, incluyendo la modificación anterior asemeja a una quilla de un barco, con la finalidad desde el punto de vista hidrodinámico de ofrecer menor resistencia al flujo. La parte trasera en su remate se modificó de 3.8 m a 1.2 m, con el objeto de disminuir los efectos de "Cola de Gallo" o turbulencias que se generan al pasar el flujo de la zona de cimacios al canal de descarga por cambio de sección.

Al modificar la longitud de las pilas en su parte de aguas abajo, necesariamente se alargó el desarrollo de los cimacios, debido a la influencia de la nueva geometría de las pilas y a la distribución de presiones sobre el cimacio y el gasto de descarga.

En lo que se refiere al canal de descarga, en el trascurso de los trabajos sufrió dos modificaciones importantes, las cuales se describen a continuación :

Se consideró un canal recto a cielo abierto con cubeta deflectora y descarga a la Elev. 94 msnm e inclusión de sistema de aireación. Para este caso se tendrían velocidades máximas de aproximadamente 35 m/s por lo cuál se previó la necesidad de un aireador. En los estudios realizados en el modelo hidráulico se observó que la longitud del chorro no provocaba algún daño en la cubeta, pero la socavación producía la caída del macizo rocoso que se localiza en la margen izquierda de la estructura terminal y deposita gran cantidad de material en el cauce del río, sobre-elevando el nivel de agua a la Elev. 85.0 msnm, en el desfogue de la Casa de Máquinas. Esta sobre-elevación genera que aguas abajo sobre la margen derecha, se alcance la Elev. 100.0 msnm, lo que pondría en peligro el camino localizado en ésta y que se ubica en la Elev. 85 msnm.

Después de las revisiones de información, análisis de resultados, consultas con el grupo de consultores del proyecto y la participación de una amplia gama de opiniones, desde lo conceptual hasta el detalle del diseño del Vertedor, se llegó a la conclusión de que cualquiera de los arreglos de planta recta y alta velocidad, puede funcionar libre de cavitación con la inclusión de aireadores.

Otro cambio fue, el de considerar un canal recto a cielo abierto con descarga a la Elev. 135.0 msnm y un sistema de aireación.

En este caso la velocidad máxima que se pudiera alcanzar es de 35 m/s, y con el objeto de evitar los daños a la superficie producidos por la cavitación se incluyó un aireador con geometría de escalón y chimeneas que se espera proporcionen la suficiente demanda de aire.

V.- CAVITACION EN LA OBRA DE EXCEDENCIAS

En las obras hidráulicas de alta caída un factor limitante para su diseño es la erosión de las superficies expuestas a las velocidades altas del agua debida a la cavitación, la cual puede ocurrir aguas abajo de cualquier obstáculo o cambio de dirección y por rugosidad de la conducción. Una vez que ocurre, en la mayoría de los casos el daño es progresivo. Cuando ocurre la cavitación en una estructura siempre se escuchan ruidos que se manifiestan en ocasiones como el arrastre de piedras y en otras como disparos de arma de fuego. Cuando la erosión se debe a un obstáculo, el remedio puede ser relativamente sencillo, consiste en quitar, reducir o cambiar el obstáculo, airear la zona o reforzarla con placas de acero, con concreto más resistente o con resinas especiales; en cambio, cuando la erosión se debe a la rugosidad o a malos colados generalizados, la solución puede ser más complicada y costosa.

V.I. Descripción del fenómeno

La cavitación se origina como consecuencia de la formación de zonas de baja presión en el flujo aguas abajo de irregularidades de la superficie del conducto. Si la presión en esta área es menor que la presión de vaporización del líquido, se empiezan a formar burbujas de vapor de agua que al ser arrastradas por el flujo a zonas donde la presión es mayor, sufren una transformación brusca de vapor a líquido acompañadas de una reducción de volumen instantáneamente de 100 a 1000 veces, si ello sucede cerca de una frontera rígida inducirá esfuerzos de hasta 10 000 kg/cm², siendo esto el origen de los daños en la superficie expuestas a este fenómeno. El efecto de contracción repentino de las burbujas de vapor (conocido bajo el nombre de implosión) ocasiona en el flujo altas fluctuaciones de presión dañando toda superficie sólida, fija o móvil que se encuentre cerca. A este proceso se le llama erosión por cavitación.

Existen una clasificación de los niveles de cavitación, desde el inicio de la misma o cavitación incipiente, hasta la supercavitación que es la etapa en la que se forman estelas huecas.

El fenómeno de la cavitación es importante por la consecuencia de sus efectos. Estos pueden clasificarse en tres categorías:

- Efectos que modifican la hidrodinámica del flujo (interrupción o rotura de la continuidad del escurrimiento).
- Efectos que producen daño (erosión) sobre la superficie de las fronteras sólidas del escurrimiento.
- Efectos extraños (ruido, vibración) que puede o no estar acompañadas por modificaciones al flujo o daños a las fronteras solidas del escurrimiento.

Desafortunadamente, la cavitación sin control puede producir resultados serios y a veces hasta catastróficos en las estructuras hidráulicas.

El problema de daño por cavitación en estas estructuras no es nuevo. Desde 1930, fecha en que fueron notados los primeros daños se han presentado constantemente en canales vertedores, tanques disipadores, atrás de compuertas, en la salida de túneles y en cubetas deflectoras.

V.1.a Variables que determinan el fenómeno de la cavitación

Si se requiere proteger una determinada área de la obra contra la erosión por cavitación, es necesario conocer si efectivamente habrá problemas de cavitación debido a este fenómeno.

Las principales variables que afectan el carácter de la cavitación son la geometría de las fronteras sólidas, la velocidad, la presión del flujo y la presión de vaporización del agua. Otras variables que pueden causar variaciones significativas son las propiedades del líquido (viscosidad, tensión superficial), contaminantes disueltos y la condición de las superficies por donde circula el fluido (grietas, rugosidad, etc).

Hasta ahora no ha sido posible incluir todas estas condiciones en un parámetro que cuantifique los efectos de cavitación. Sin embargo en la practica es común usar un parámetro básico obtenido de condiciones de similitud elementales, y analizar los efectos de las otras variables por separado.

El parámetro empleado para describir las condiciones del escurrimiento relacionados con la cavitación es el número de Thoma o índice de cavitación dado por :

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{V^2}{2g}}$$

donde: σ = número de Thoma o índice de cavitación
 h_p = carga de presión en la sección analizada, en m
 h_v = carga de vaporización del líquido, en m
 $V^2/2g$ = carga de velocidad en la sección analizada, en m

A diferencia de la carga de presión y carga de velocidad que depende de las condiciones del flujo, la carga de vaporización es función del grado de pureza y temperatura del líquido. Para el agua a temperaturas ambientales, h_v varía de -9.3 a -9.9 m (se puede observar para mayor detalle estos valores en la Figura No. 22 carga de vaporización contra temperatura del agua).

El parámetro adimensional σ , también llamado número de Thoma, caracteriza un determinado estado de desarrollo de la cavitación y puede ser considerado como el cociente entre las fuerzas que se oponen a la naturaleza de la continuidad del escurrimiento y las fuerzas que favorecen esa rotura.

Se puede tener dos tipos de índices :

σ = índice de cavitación correspondiente a las condiciones del escurrimiento en el análisis.

σ_i = índice de cavitación incipiente que se caracteriza la aparición de cavitación en diferentes formas de estructuras hidráulicas y para diferentes situaciones de funcionamiento.

Para estimar el riesgo de que en un determinado punto de una obra se presente la cavitación, debe conocerse el índice de cavitación incipiente σ_i de una superficie o irregularidad a la de la obra, el cual se calcula experimentalmente registrando la carga de presión y de velocidad en el momento en que aparecen las primeras manchas blancas, características del inicio de cavitación y compararlo con el índice de cavitación σ que es en condiciones similares de operación. Si :

$$\sigma \leq \sigma_i \text{, habrá cavitación}$$

$$\sigma > \sigma_i \text{, no habrá cavitación}$$

V.1.b Índice de cavitación incipiente

Los estudios experimentales realizados para conocer los índices de cavitación local incipiente, han dado los siguientes resultados:

Para cavitación por rugosidad natural de una superficie según su acabado. (Ref. No. 2)

Para $0 < k < 5 \text{ mm}$

superficie con acabado de concreto $\sigma_{k_i} = 1.3$
 superficie con acabado de cimbra $\sigma_{k_i} = 1.8$

Para $5 < k < 10 \text{ mm}$

superficie con acabado de concreto $\sigma_{k_i} = 1.5$
 superficie con acabado de cimbra $\sigma_{k_i} = 2.2$

Para cavitación tras irregularidades locales de la superficie de la conducción. (Ref. No. 2)

Han sido estudiados tres tipos de obstáculos bidimensionales normales al flujo que son escalones, ranuras y topes.

Los escalones llegan a presentarse en la unión entre dos colados o en lugares donde la cimbra sufre discontinuidades.

Si el escalón presenta su frente al flujo $\sigma b_i = 2.4$ se debe calcular σb con una velocidad V_b a la altura b del escalón, calculada con la relación V_b/V_k .

Si el escalón desciende en dirección del flujo $\sigma k_i = 1.1$ y σ_k se calcula como para el caso de rugosidad distribuida.

Las ranuras de forma triangular $\sigma k_i = 1.4$ y para rectangular $\sigma k_i = 1.5$.

Los topes circulares $\sigma b_i = 1.4$ y para los triangulares $\sigma b_i = 1.6$, σ_b debe evaluarse con la velocidad V_b a la altura b del tope.

Para cavitación por desalineamiento (Ref. No. 2)

Por desalineamiento se entiende un cambio de dirección en la conducción. Su característica distinta es el tamaño relativo grande con respecto a lo que se ha definido como obstáculo local.

Han sido estudiados dos tipos de desalineamientos bidimensionales normales al flujo son: los debidos a cimbras mal alineadas y los debidos a que la cimbra cedió; a la vez los primeros pueden tener su rama aguas arriba horizontal, o en subida.

Para cuando tienen su rama aguas arriba horizontal, $\sigma k_i = 1.05$ y debe calcularse σ_k como para el caso de rugosidad distribuida.

Si la rama aguas arriba sube, $\sigma b_i = 1.0$ y debe calcularse σ_b con la velocidad V_b a la altura b del desalineamiento con la relación V_b/V_k .

Para los desalineamientos debidos a que la cimbra cedió $\sigma b_i = 1.4$ y σ_b se obtiene con V_b a la altura b del desalineamiento, calculada como la relación V_b/V_k .

Para cavitación por protuberancias (Ref. No. 2)

Al quitar la cimbra en los colados de concreto quedan con frecuencia protuberancias de forma irregular que no corresponden ni a los desalineamientos ni a los obstáculos ya mencionados. Se ha experimentado con estas irregularidades normales al escurrimiento y perimetrales y para estos casos:

$$\begin{aligned} \sigma_k &= 1.8 && \text{para } 0 < k < 5 \text{ mm} \\ \sigma_k &= 2.2 && \text{para } 5 \leq k < 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

La σ_k debe calcularse empleando como valor de k la altura de la protuberancia en relación con la superficie de concreto.

V.2 Tipos de cavitación

Se consideran las siguientes :

V.2.a Cavitación viajera

Está compuesta por cavidades o burbujas transitorias que se forman en el líquido y se mueven con él mientras se expanden, contraen y colapsan. Tales cavidades transitorias aparecen en los puntos de baja presión de una frontera sólida o en el interior del líquido.

V.2.b Cavitación fija

Se refiere a la situación en que el flujo del líquido se desprende de la frontera rígida de un cuerpo sumergido, para formar una cavidad unida a la frontera. Se ha observado que el líquido adyacente a la cavidad contiene muchas cavidades viajeras pequeñas.

La cavidad fija puede crecer y colapsarse cíclicamente; la longitud máxima que se alcanza depende del campo de presión que se tenga.

Los dos tipos de cavitación anteriores son comunes en escurrimientos con obstáculos o desalineamientos en la frontera rígida.

V.2.c Cavitación vorticosa

En este tipo de cavitación, las cavidades se establecen en los núcleos de los vórtices que se forman en zonas de cortante alto. La cavitación aparece como cavidades viajeras o fijas.

Una forma de cavitación vorticosa puede ser la que se origina por la separación de la capa límite¹ en una esfera. Otro ejemplo es el flujo alrededor de bloques deflectores de tanques disipadores.

V.2.d Cavitación vibratoria

Es otro tipo importante de cavitación en donde las fuerzas que causan la formación y el colapso de las cavidades se deben a series continuas de variaciones de presión en el líquido. Estas variaciones de presión son generadas por una superficie sumergida que vibra en dirección normal a su cara. Esta superficie puede ser vibrada intencionalmente (traductores colocados para producir trenes de onda) o sin intención (efecto secundario de la operación de una máquina).

Los problemas de cavitación en estructuras hidráulicas tienen que ver con los tres primeros tipos de cavitación; el último aparece más bien en problemas con máquinas hidráulicas. Sin embargo, cuando en las estructuras hidráulicas existen compuertas vibrando por acción del flujo, puede darse el caso de cavitación vibratoria, si las variaciones de presión generadas por ellas ocurren con amplitud y frecuencia grande.

¹ La capa de un fluido en movimiento que se encuentre en inmediato contacto con una frontera sólida del escurrimiento y que tenga su velocidad afectada por el esfuerzo cortante viscoso, recibe el nombre de **CAPA LIMITE**, la cual es sumamente delgada en el borde de un cuerpo de forma aerodinámica que se encuentre en reposo al paso de un fluido con velocidad uniforme. Una **CAPA LIMITE** puede ser laminar o turbulenta, dependiendo generalmente de su longitud, de la viscosidad del fluido, de la velocidad en regiones próximas a ella y de rugosidad de la frontera sólida (Ref. No 3)

V.3 Desarrollo histórico de la cavitación y aireación

En una obra hidráulica puede presentarse erosión por cavitación ante cualquier cambio de dirección, atrás de un obstáculo, o debido a la rugosidad de la superficie sobre la cual ocurre el flujo de alta velocidad. Este último caso puede ser el más crítico, debido a las grandes áreas que sería necesario proteger si se quieren evitar perjuicios, además debe tenerse en cuenta que una vez que el daño se inicia, el mismo sirve de obstáculo para acelerar el proceso de erosión.

Uno de los primeros trabajos que reportan los daños producidos por cavitación se remonta a 1915, cuando Parsons y Cook realizan sus primeras investigaciones sobre daños en propelas de barcos; en 1917 Rayleigh calcula la energía del colapso de una burbuja de cavitación y dos años más tarde, Parsons y Cook proponen la teoría mecánica de la cavitación.

En 1926 y 1932 Ackeret J, sugiere que la velocidad influye en la intensidad de la erosión y desecha la teoría de la corrosión, aceptando que los daños se producen por el colapso de las cavidades.

Boetcher H. M, introduce el concepto de superficie de fatiga o cavitación por fatiga en 1935 y encuentra una correlación entre daño y resistencia, en este mismo año Hunsaker fotografía las abolladuras producidas por el colapso de las burbujas y en 1936 Ackeret y Haller demuestran que el daño tiene orígenes mecánicos mediante el uso de ondas de percusión.

En 1937 Vater M, propone el concepto de esfuerzos periódicos y 1938 Mueller H, sugiere umbrales de velocidad abajo de los cuales no se produce daño y los compara con el límite de fatiga.

La década de los años 40's se inicia con los trabajos de Beeching quien en 1941 hace ensayos y logra dañar superficies metálicas mediante el colapso de burbujas de vapor; en 1947 Poulter sugiere que el líquido penetra a través de las grietas del material y empuja a este hacia afuera cuando está sujeto a altas presiones, en ese mismo año Wislicenus incrementa la temperatura mediante la compresión de las burbujas de vapor y logra fundir el material en ciertas zonas, ya en este mismo año se reportaron daños en grandes extensiones de obras hidráulicas.

En 1948 Knapp R. T. y Hollander estudian el comportamiento de una burbuja y encuentran resultados que concuerdan con los obtenidos por Rayleigh en 1949 Petracchi propone la protección catódica contra la cavitación. Shalnev K. K, en 1951 estudia la cavitación atrás de irregularidades tomando en cuenta su altura, el espesor de la capa límite y el perfil de velocidad dentro de ella.

En 1955 surgen varios trabajos Nechleba M, genera corrientes corrosivas debidas a un calentamiento local del metal, por medio de un incremento en la temperatura de las burbujas, Knapp R. T, encuentra que la energía radiada por el colapso de una burbuja decrece en proporción inversa al incremento del radio. Guth W, fotografía por primera vez el choque de una onda radiada por el colapso de una burbuja y Shalnev K. K, reporta que para una longitud de cavidad dada, la frecuencia es directamente proporcional a la velocidad.

Colgate, en 1959 estima la cavitación potencial para dos superficies de concreto rugoso, en 1960 Mains R. M, relaciona el número de ciclos requeridos para que se presente el periodo de incubación de la cavitación, en este mismo año Holl analiza irregularidades aisladas relacionando sus características con las de la capa límite.

En 1961 Govinda propone un método de predicción de daños por cavitación en base a un número adimensional de cavitación, en 1965 Inozemtsev, propone usar superficies de alta resistencia para proteger superficies contra daños por cavitación, y Holl analiza como influyen las irregularidades producidas por la cimbra en la inepción de cavitación. En 1969, Echávez desarrollo un método para determinar las zonas expuestas a cavitación en superficies, y propuso por primera vez el uso de ranuras aireadoras para proteger superficies rugosas.

En 1971 Echávez desarrollo un método para estimar la posibilidad de cavitación atrás de irregularidades y desalineamientos así como en superficies rugosas y Colgate hace los primeros estudios en modelos sobre aireadores ambos propusieron proteger las superficies mediante ranuras que utilizando la misma succión del flujo, introdujeran una capa de aire próxima a la superficie y evitar o al menos inhibir la cavitación. La diferencia principal entre las dos propuestas consiste en que Colgate estudió ranuras de gran tamaño (0.76 x 0.94 m), y Echávez propuso una serie de tubos transversales al flujo enterrados en el piso, con una ranura de 2 cm, que introdujera el mínimo de aire, pues por tratarse de un túnel podría haber peligro de provocar el ahogamiento para grandes descargas. En el trabajo de Colgate se encontró que protegían la zona aguas abajo, inclusive en algunos caso provocando ondas estacionarias, Echávez estimó la distancia a la que se deberían de estar las ranuras para proteger efectivamente la superficie y resolvió un caso practico; en 1975 Glenn L. y King D, propone controlar la cavitación por medio de aireación.

En 1976 aparecen tres trabajos de Echávez y Arreguin dos de ellos relativos a la resistencia de algunos materiales sujetos a cavitación y uno sobre bibliografía referente al tema, por otra parte Bala trabajo sobre los índices de cavitación sin considerar la capa límite; en 1977 aparece un importante obra de Golpearan, Oskolkov, Semenov y Tsedrov, la cual está enfocada específicamente al problema de cavitación en estructuras hidráulicas.

En 1979 Echávez revisa y complementa el método desarrollado en 1969, para acotar las zonas expuestas a cavitación en superficies en contacto con flujos de alta velocidad; en 1980 Quintela revisa el comportamiento de una serie de aireadores construidos en diversas presas y en 1982 Falvey propone un método para predecir la cavitación.

En 1983 Kudriahov, Zharov, Rosanov, Nietkaliev y otros, proponen valores críticos de cavitación para superficies rugosas y examinan medidas para evitar la cavitación en vertedores y obras de toma, en este mismo año Prusza, Mantellini y Semenov, proponen una serie de medidas, básicamente aireación, para prevenir los daños por cavitación, paralelamente Shever, Schog y Stein proponen resolver las ecuaciones de Rayleigh-Plesset para predecir zonas expuestas a cavitación; en este año Fichtner, hace un análisis teórico del desarrollo de la cavitación así como de la energía disipada por el mismo fenómeno; Leslighter hace un estudio en modelo y prototipo para analizar daños por cavitación en obras de toma, y Sharma y Goel abordan el mismo problema y sugieren soluciones como aireación o la modificación de las estructuras.

Falvey H, presentó en 1984 un resumen sobre cavitación en túneles vertedores, que incluye tipo de estudios necesarios para examinar el problema, tipos de investigación, condiciones de similitud y efectos de escala.

En 1985 Arreguín y Echávez, presentaron el reporte de algunas presas erosionadas por la cavitación y varias soluciones al problema, estas últimas basadas en introducir aire en el flujo de manera natural o artificial; un año más tarde él mismo Echávez y Bourgett V, presentan un modelo para diseñar sistemas de aireación a partir de los datos obtenidos en dos modelos, escala 1:30 y 1:43 y se estudio que la mejor localización del aireador es la que da máxima concentración de aire en un punto crítico.

En 1986 Arreguín y Echávez, realizan el estudio de la aireación y presentan los resultados teórico-experimentales obtenidos con flujo de alta velocidad, un tiempo después Arreguín analiza el comportamiento de los flujos aireados, para la inhibición de la cavitación, y presenta un criterio para calcular la concentración de aire en el sentido del eje de un canal con aireación forzada.

En 1988 Bourguett V. y González J, presentan un criterio de modelación de sistemas de aireación, obteniendo en base a la experiencia en más de veinte modelos reportados en la literatura y a las experiencias en prototipo de algunos de los aireadores; posteriormente Echávez presento un estudio hecho en un medio modelo a escala 1:30 de uno de los túneles del P.H.El Infiernillo, para encontrar la mejor localización del aireador y para aumentar el conocimiento relacionando con la modelación del flujo. En este mismo año Arreguín presenta una serie de trabajos relacionados con el tema en uno de ellos presenta los resultados del análisis de la influencia de la geometría sobre el funcionamiento de aireadores, en otro analiza el comportamiento teórico-experimental de las burbujas de aire en un flujo turbulento, y los resultados de este trabajo permiten una mejor comprensión del fenómeno de aireación. Más tarde Arreguín y Autrique, presentan dos trabajos, en uno, en base a un estudio experimental relativo al inicio del funcionamiento de los aireadores, obtienen una relación óptima entre diferentes características hidráulicas del aireador; en el otro trabajo presentan un criterio para localizar aireadores obtenido en forma experimental en un canal de alta velocidad.

En 1990 Arreguín y Ruiz U. presentaron un estudio del comportamiento del concreto bajo condiciones de cavitación y aireación, donde se presenta el orden de importancia de las variables que intervienen en el fenómeno.

V.4 Aireación

Se llama aireación al fenómeno por medio del cual el aire es incluido en un fluido. En el caso particular de las obras hidráulicas este fenómeno interesa en los flujos de alta velocidad porque el aire puede inhibir la cavitación, que a su vez produce erosión en las superficies expuestas al flujo.

Una vez determinadas las zonas expuestas a cavitación, surge el problema de como protegerlas, para lo cual se puede pensar en dos procedimientos: disminuir los esfuerzos debidos a la cavitación o aumentar la resistencia de la superficie.

Una manera de disminuir los esfuerzos es mediante aireación del flujo en la zona próxima a la pared, pues el aire, al no condensarse, amortigua la violencia de la implosión y evita que las burbujas de vapor de agua y aire reduzca de volumen en forma violenta.

Dentro de los fenómenos de flujos en dos fases, el de aireación inclusión del aire en el agua, es uno de los más complejos debido a la gran diferencia de densidades entre los dos fluidos.

Este fenómeno es común como ya se mencionó, en estructuras y maquinas hidráulicas, y es importante estimar el comportamiento de los flujos aireados en ellas, debido a que puede tener efectos positivos o negativos sobre la misma. Ejemplo del primer caso son la inhibición de la cavitación, la oxigenación o la disipación de energía; efectos negativos pueden presentarse en las bombas, obras de toma o sifones. Así, en algunas ocasiones se requerirá evitar el fenómeno y en otras aceptarlo, y aún más inducirlo cuando así convenga.

Conforme ha sido necesario incrementar la velocidad del flujo en las obras hidráulicas, se han registrado una serie de daños con profundidades del orden de una vez el diámetro o ancho de plantilla, y longitudes de hasta tres veces dicha dimensión. En la mayoría de los casos la erosión se debe a la cavitación.

En base a la experiencia adquirida en las obras dañadas, se han hecho una serie de recomendaciones que pueden clasificarse en tres grupos: el diseño y la construcción adecuadas; el mejoramiento de la resistencia de las superficies expuestas a cavitación; o la aireación de las obras.

El diseño y la construcción adecuados, es decir aquellos que no producen daños por cavitación, casi siempre implican acabados que no se pueden llevar al cabo, debido a que se requiere rugosidades bajas que no existen en los materiales de construcción usuales; por lo que respecta al mejoramiento de la resistencia de las superficies tampoco se ha logrado gran avance, pues por ejemplo cuando se usan resinas epóxicas existen problemas de adherencia; otras veces los mismos agregados mejorados del concreto como fibras o polvo de acero se convierten en focos de cavitación; parece, entonces, que la aireación es la solución más viable.

La aireación, aún cuando inhibe la cavitación, puede tener una serie de efectos colaterales que podrían traducirse en aspectos negativos, basta citar el siguiente ejemplo.

El tirante conjugado mayor del resalto hidráulico que se produce en un tanque de amortiguación aumenta hasta en un 20 %, esto implicaría elevar las paredes del tanque o mayores volúmenes de excavación.

Cuando se utilizan aireadores, la inclusión de aire, así como la deflexión del chorro, puede incrementar el tirante del flujo hasta tres veces, lo cual puede provocar el ahogamiento del túnel o el derrame del agua, haciendo necesario un diámetro o bordo libre mayor.

El efecto de la aireación como protección contra la cavitación, fue analizado por Peterka A. J, quien relaciono la concentración de aire c , con la pérdida de concreto debida a la erosión por cavitación en flujos de alta velocidad (30 m/s), y encontró que para $c=7.4$ % no se presentan daños en el concreto y que para $c=2\%$ estos son despreciables (Figura No. 23).

Existen dos formas de incluir aire en el flujo, natural y forzada, sin embargo el primer tipo solo es útil para gastos unitarios pequeños, $q < 9 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

V.4.a Aireación Natural

La aireación natural ocurre en fenómenos como el resalto hidráulico, los flujos de alta velocidad, los vórtices, el rompimiento del oleaje, etc.

El proceso de atrapamiento de aire por los flujos de alta velocidad, se ha tratado de explicar mediante dos teorías: la de estrias longitudinales y la del desarrollo de la capa límite.

En 1959 Enzo Levy, observó en un modelo a escala 1:75 del vertedor de una presa, que el chorro lanzado por la cubeta se rompía en 22 crestas aisladas y separadas regularmente. Después de varias pruebas se pudo demostrar que las estrias eran vórtices longitudinales debido a las propiedades de estabilidad, reducción de la componente longitudinal de velocidad, succión de partículas sólidas que vienen de aguas arriba y expulsión de aquellas que tratan de penetrar de lado.

La teoría del desarrollo de la capa límite consiste básicamente en comparar el espesor de la capa límite con el tirante del flujo, cuando estos son iguales la capa límite habrá alcanzado la superficie libre del agua y se iniciará la aireación.

V.4.b Aireación Inducida

Se llama aireación inducida o forzada, al fenómeno de inclusión de aire, por medio de dispositivos artificiales construidos en la obra llamados aireadores, las formas más comunes de estas estructuras son el escalón, el deflector, la ranura y la combinación de ellas (Figura No. 24).

Un aireador es un obstáculo en el flujo y si no está bien diseñado puede cavitarse antes que airear, de ahí la importancia que tiene el análisis de las condiciones de inicio de funcionamiento de los aireadores.

A pesar de la relativa gran cantidad de aireadores construidos, no existen a la fecha criterios definidos para determinar su geometría, ubicación, separación (en caso de requerirse más de uno) y las condiciones de funcionamiento. En subcapítulos posteriores se darán una serie de respuestas a los cuestionamientos antes señalados.

Geometría de los aireadores

Las ranuras tienen como desventaja que se ahogan con gastos pequeños, provocan áreas expuestas al cortante de poca longitud y su drenaje es deficiente, como ventaja puede decirse que son fáciles de instalar sobre todo en túneles y el suministro de aire a través de la ranura se obtiene con un arreglo sencillo. Son utilizados comúnmente en túneles y a la salida de compuertas de alta carga.

Los escalones son recomendables en estructuras nuevas, ya que producen menos disturbios en el flujo, sin embargo la depresión causada generalmente es insuficiente para proteger la superficie de daños en una buena distancia, debido a la poca exposición de la lámina inferior del aire; combinarse con pequeños deflectores su eficiencia aumenta considerablemente.

En cuanto a los deflectores se han utilizado en estructuras existentes que han sufrido daños; normalmente se combina con ranuras o escalones para incrementar la demanda de aire que generaría uno de ellos en forma independiente. Un deflector produce una aceptable demanda de aire pero genera violentos choques de ondas aguas abajo, siendo su eficiencia muy sensible al incremento de caudal o del tirante.

Espaciamiento de los aireadores

Una vez que el aire es inducido en el agua, las burbujas tienden a ser arrastradas aguas abajo por la corriente, y a subir debido a la flotación de las mismas, además como el flujo es turbulento la difusión tenderá a separar la masa de burbujas. Así, la concentración de aire será menor conforme el flujo se aleja del aireador disminuyendo con esto la protección que el aire brinda a las superficies expuestas a cavitación. Cuando esto

sucede será necesario colocar un nuevo dispositivo aireador, que incluya aire en el flujo y así sucesivamente.

Aún no existe criterios uniformes para señalar el espaciamiento entre aireadores, sin embargo debe hacerse notar una tendencia a aumentar la separación conforme se incrementa el uso de aireadores con deflectores combinados con escalones.

Demanda de aire

Hamilton (Ref. No. 4) estableció que la demanda de aire de un aireador q_a , puede calcularse con la ecuación:

$$q_a = kVL$$

donde q_a = volumen de aire demandado por el chorro por unidad de tiempo y por unidad de ancho del vertedor.
 V = velocidad media sobre la rampa.
 L = longitud de la cavidad.
 k = cte, cuyo valor se encuentra entre 0.01 y 0.035.

Dos de las variables más importantes en el proceso de atrapamiento de aire con estos dispositivos son la velocidad del chorro y la longitud de la cavidad formada bajo él. Debido a que las presiones en esta cavidad son inferiores a la atmosférica, no es fácil calcular esa longitud, pues el chorro sufre una depresión y el largo de la cavidad disminuye.

V.5 Mecanismo de la Aireación

La mejor descripción del funcionamiento de un aireador la han hecho Volkart P. y Rutchmann P (Ref. No. 5).

En donde el flujo puede dividir en 4 zonas (Figura No. 25):

De aproximación

Es la zona inmediata al aireador, en esta el flujo puede ser o no aireado, dependiendo de las condiciones aguas arriba.

De transición

Que corresponde al flujo sobre el deflector del aireador, esta zona puede reducirse a cero en el caso de escalones o ranuras.

De aireación

A su vez se subdivide en las siguientes zonas:

- **De cortante** : En esta zona los esfuerzos cortantes que actúan en las líneas de corriente inferiores son pequeños y el flujo aún es acelerado, sin embargo son suficientes para iniciar el movimiento del aire en la cavidad formada bajo el chorro, se inicia en el labio de salida del aireador y su final depende de la geometría y de las condiciones de aproximación.
- **De rocío** : En esta zona la energía de la turbulencia es mayor que la de la tensión y se inicia el atrapamiento de aire por parte del flujo.
- **De mezcla** : Consiste básicamente en la zona donde se produce el impacto del chorro contra la plantilla del canal. Vale la pena anotar que hacia aguas arriba de esta zona se produce un retroceso del flujo, debido a que el chorro se bifurca.

De desaireación

Es la zona donde el aire empieza a escapar del flujo debido a la flotación de las burbujas.

V.6 Selección del modelo de la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa

Como consecuencia de la alta caída que se tiene en la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa, el flujo en la rápida puede alcanzar velocidades mayores a 35 m/s. La experiencia en flujos con estas velocidades ha demostrado la probable presencia de cavitación, lo que hace pensar en la inclusión de un aireador, no para evitar la presencia de cavitación, pero si para inhibir los daños de la superficie producidas por ella.

La experiencia en obras hidráulicas expuestas a flujos de alta velocidad (mayores a 12 m/s) muestra que aún y cuando el cálculo del número de Thoma, indique que no hay riesgos de daños de erosión por cavitación, éstos se presentan. La razón de esto es que cualquier pequeña irregularidad en la superficie de una obra expuesta al flujo de alta velocidad, tiende a separar al mismo de la superficie, formándose una zona de baja presión aguas abajo de la irregularidad.

Este fenómeno no es posible detectarlo en los modelos a escala, a pesar de que se mida las fluctuaciones de presión en zonas críticas, ya que en el modelo no se representan las irregularidades de la superficie. La experiencia en obras como los vertedores, ha demostrado que los daños son considerables, aún en cortos períodos de tiempo, alcanzando profundidades importantes del orden de 8 m, removiendo grandes volúmenes de concreto de alta resistencia.

Una forma de inhibir los daños que ocasiona la cavitación, además de los métodos tradicionales (resinas epóxicas, concreto epóxico o superficies de acero), es la inclusión de aire en el flujo mediante dispositivos aireadores, metodología desarrollada a partir de finales de los años 70's y principio de los años 80's. Dicho dispositivo se ubica en el piso de las rápidas de los vertedores originando una subpresión local, efecto por el cual el aire es aspirado por el flujo. El aumento en la compresibilidad en la mezcla aire-agua reduce las presiones del colapso de las burbujas de vapor protegiendo así la superficie del concreto de los daños de erosión por cavitación.

Existe una gran variedad de formas y tamaños de los aireadores, las cuales fueron objeto de estudio en el modelo que se construyó, para poder determinar la más adecuada al proyecto. Dentro de las más utilizadas se pueden agrupar en escalones, deflectores, ranuras y sus diferentes combinaciones.

V.6.a Antecedentes del modelo hidráulico

El Laboratorio de Hidráulica de CFE, ubicado en la ciudad de Cuernavaca Morelos, fue el encargado de llevar a cabo las pruebas en modelo del vertedor del P.H. Aguamilpa de 92 m de altura. El vertedor es de tipo canal a cielo abierto con 6 compuertas en la zona del cimacio y fue diseñado para un gasto máximo de 15 000 m³/s. El ancho de la rápida es de 91 m, dividida en dos canales de 43.6 m cada uno. Dicha rápida se compone de un tramo con pendiente de 10 %, una curva parabólica y por una rampa con pendiente de 36.52 %, teniéndose una longitud total del vertedor de 420 m. En la parte terminal se incluyen cubetas deflectoras que descargan directamente a la ladera de la margen izquierda.

Los estudios concernientes al funcionamiento general de la estructura y el análisis de socavación en la descarga se llevo a cabo en un modelo 1:70.

V.6.b Selección de la escala del modelo hidráulico.

Para poder simular adecuadamente los efectos de arrastre de aire, subpresión bajo la lámina inferior, geometría de chorro que forma el aireador, etc, así como para efectuar mediciones precisas, se recomendó analizar el funcionamiento de los aireadores en modelos con una escala de líneas L máxima de 30 y preferentemente del orden de 10 a 20, con el objetivo de reducir los efectos de escala causados por la tensión superficial.

Sin embargo, construir el modelo en escala 1:15 por ejemplo, implica tener un modelo grande e impráctico, de aquí que los modelos de aireadores construidos a la fecha se han diseñado como modelos parciales o seccionales, que van desde la mitad de la sección transversal, hasta sólo 2 o 3 m de ancho de la misma. De hecho existen recomendaciones acerca del ancho mínimo de la sección transversal que debe tener el modelo seccional, para evitar los efectos de frontera por causa de las paredes, siendo este ancho mínimo de 12 cm.

V.6.c Alternativas

Considerando las recomendaciones prácticas de la literatura así como las características propias de Aguamilpa, gasto máximo de simulación 15 000 m³/s la altura del vertedor 92 m y el ancho del canal 91 m, es conveniente analizar las siguientes alternativas de modelación del canal vertedor:

Características del modelo para diferentes escalas

	Qd=15 000 m ³ /s h=92 m q=172.02 m ³ /s L=420 m				
L_e	30	25	20	18	
Q_e	4929.5	3125	1788.8	1374.6	
b_m	0.708	0.85	1.053	1.181	m
b_p	21.25	21.25	21.25	21.25	m
Q_p	3750	3750	3750	3750	m ³ /s
Q_m	750.7	1200	2096.4	2728.1	l/s
H_m	3.07	3.68	4.6	5.11	m
h_m	1.0	1.2	1.5	1.66	m
l_m	14	16.8	21.0	23.33	m

Donde :

- L_e =escala de líneas
- Q_e =gasto de líneas
- b_m =ancho del modelo
- b_p =ancho del prototipo
- Q_p =gasto del prototipo
- Q_m =gasto del modelo
- H_m =altura del modelo
- h_m =tirante del modelo
- l_m =longitud del modelo

De esta forma se tiene una buena idea del tamaño del modelo y de los costos que se tendrían para su construcción y operación, suponiendo que se construye un modelo de la mitad de uno de los canales, 21.25 m.

V.6.d Restricciones en la Modelación

En los problemas de ingeniería, se tienen restricciones para el estudio de un problema, en este caso se tienen diferentes tipos de restricciones que van de las de espacio, gasto y economía, a las puramente técnicas que son de semejanza dinámica y reducción de efectos de escala.

De Espacio y Gasto

En el Laboratorio de Hidráulica de CFE se contó con un gasto máximo para el modelo de 800 l/s, la altura máxima disponible fue de 6 m, esto no es suficiente para las alternativas presentadas, excepto la 1:30. Como en todos los problemas se tienen ventajas y desventajas con esta elección, con la escala 1:30 se tienen efectos de escala, si se construye un modelo de menor ancho, se pierde la oportunidad de medir una serie de variables de interés para el proyectista. Esto se debe a que al reproducir al menos la mitad de uno de los canales, es posible analizar la subpresión bajo la napa y su variación a lo ancho del aireador, en escalas menores a 25, representaría un problema para su estudio por el gasto, altura y costo.

Por rugosidad del Modelo

Para la modelación del flujo en rápidas de vertedores, es indispensable considerar además de la fuerza de la gravedad, la acción de fuerzas cortante sobre flujos supercríticos. Para ello, existe un método propuesto por Knauss (1981) donde se propone, de acuerdo con la rugosidad de la superficie del prototipo (usualmente $K=33$ mm) en vertedores, el material con que ha de construirse la superficie del modelo. En el caso de Aguamilpa donde se tiene un valor del número de Reynolds del orden de 5.620×10^9 a 1.489×10^{10} , el material para construcción de acuerdo con las escalas analizadas, fueron:

L_r	Material
18	Papel de arena o lija
20	Cemento pulido o papel de arena o lija
25	Cemento pulido
30	Cemento pulido

En principio se pudo pensar entre las escalas de líneas 25 o 30.

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

Por tensión Superficial

Dado que se analizó un flujo en dos fases, en este caso agua-aire, es importante minimizar los efectos de escala asociados al número de Weber, W , es decir de tensión superficial. Se sugiere que este valor sea mayor en modelo a 500 (Pinto 1982) o 1000 (Eccher 1982), lo cual puede llegar a limitar la escala. El número de Weber está dado por:

$$W = \rho^{1/2} \frac{V l^{3/2}}{\sigma}$$

De acuerdo con la ley de Froude la relación de escalas está dada por:

$$W_s = \frac{W}{W_m} = L_s$$

En la siguiente tabla se presentan los valores del número de Weber correspondientes al modelo, para las diferentes escalas de líneas.

Valores del número de Weber en modelo

L_c	W_p	W_m
18	13 153	730.7
20	13 153	657.7
25	13 153	525.1
30	13 153	438.4

Se observa que conforme la escala crece, disminuye el valor del número de Weber sin llegar a tener grandes problemas en cuanto a los límites mencionados anteriormente.

V.6.e Conclusión de resultados

De acuerdo con los requerimientos mencionados a un análisis de costo y a la adecuación de la escala para el gasto y carga disponible, se selecciono la escala de líneas $L_e=30$, aceptándose una cierta componente del efecto de escala por tensión superficial, que mediante algunos ajustes al modelo podrá ser corregido.

El modelo es seccional, con un ancho de 71 cm, una altura de 4.5 m, longitud de 25 m y gasto de 0.740 l/s. Se probó en un principio un aireador, con el cual se esperaba que proporcionara un gasto de aire suficiente para prevenir la erosión por cavitación con el mínimo de disturbios al flujo.

V.7 Diseño del Aireador para la Obra de Excedencias del P.H. Aguamilpa

En este subcapítulo se presenta el criterio que se adopto para localizar, seleccionar y dimensionar el aireador que se construyo en el vertedor del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, así como el resumen de la investigación, respecto al uso de estos dispositivos en algunas presas del mundo.

Desde hace más de 20 años, se ha venido estudiando a nivel mundial la forma de airear el flujo en vertedores de carga y velocidad alta; esto surgió debido a que en diversos

proyectos, dichas estructuras presentaron problemas desde pequeños indicios hasta el colapso parcial por cavitación. Es sabido que este fenómeno y la probabilidad que se produzcan daños, son determinados por la combinación de los siguientes factores:

- Velocidad del agua (por la carga total menos pérdidas)
- Calidad de la superficie del concreto.
- Falta de una aireación suficiente.

Además de estos parámetros hay otros por demás importantes como son: El acabado de las superficies del concreto, la caída del mismo y el tipo de cimbra a utilizar. Así mismo y durante la construcción, se debe tener particular interés en todas las juntas (principalmente las transversales al flujo) y las que definen partes de la estructura, tal es el caso de: la zona de control-canal de descarga; canal de descarga-cubeta deflectora; plantilla del canal-muros laterales, etc.

A la fecha se puede considerar que el problema está siendo resuelto, ya que se ha demostrado que la inclusión de aireadores bien diseñados en vertedores de planta recta y alta velocidad puede funcionar libre de cavitación. Los aireadores son por lo tanto, elementos seguros, modernos, que han sido probados en múltiples ocasiones en modelo y prototipo y que son ampliamente considerados para evitar la cavitación.

En el caso del P.H. Aguamilpa y como consecuencia de la alta caída de 92 m, el flujo alcanza velocidades de 38 m/s. La experiencia en flujos con este rango de velocidades, ha demostrado la probable presencia de cavitación aguas abajo de cualquier irregularidad sobre la superficie de la rápida mayores a 3 mm; en consecuencia y tomando en cuenta que normalmente la calidad de los acabados en la mayoría de los casos están en función de los requerimientos de tiempo en cuanto al programa de construcción, es indispensable la inclusión de aireadores, para evitar daños en la superficie producidos por cavitación.

Respecto a los acabados, no hay duda de que entre más lisa sea la superficie se tendrá menor riesgo de cavitación; sin embargo no se debe contar solamente con esta solución, ya que el defecto más pequeño se alarga muy rápidamente y produce daños importantes (en caso de no tener aireación).

En las Tablas No. 12, 13 y 14 se muestran en forma resumida el resultado de la investigación respecto a estructuras con dispositivos de aireación incluidos; cabe mencionar que no se tienen reportados casos de vertedores con aireación incluidos que hayan fallado.

V.7.a Diseño del aireador del P.H.Aguamilpa

Existen diversos criterios para el diseño de este tipo de dispositivos, sobre todo en lo que respecta a su localización, separación entre estos y su dimensionamiento, por lo que se decidió que un enfoque adecuado es el utilizado en el diseño de estructuras similares ya construidas y que además han funcionado correctamente, lo cual da la certeza de un buen comportamiento hidráulico. Se encontró que los aireadores de la Obra de Excedencias de Foz do Areia, tal vez sean los únicos de los que se dispone información en prototipo y con gasto importantes.

Por lo que esta estructura se consideró como modelo para definir las características generales de los aireadores de la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa.

A continuación se detallan los parámetros considerados:

Localización y número de Aireadores.
Geometría del aireador.

Localización y número de Aireadores

Para definir la ubicación del aireador, se consideró la carga total, la velocidad y el índice de cavitación. La carga total se tomó como el desnivel entre el nivel del embalse y la plantilla del canal de descarga.

De acuerdo a la experiencia se ha observado que una carga de 80 m es el límite máximo para que no se incluyan aireadores que corresponde a velocidades del orden de 37 m/s; sin embargo una carga de 60 m y velocidades de 30 m/s sería el límite inferior para no tener ningún riesgo de cavitación en la estructura, desde luego que esto implica buenos acabados, concretos de alta resistencia, ningún defecto en las juntas de construcción y de expansión, que no existan desalineamientos, reducir las irregularidades de las superficies, etc.

De acuerdo a las observaciones anteriores el aireador se localiza en el km 0+325.438, cuya plantilla esta a la Elev. 168.844 msnm, correspondiendo que para avenidas con periodo de retorno hasta de 72 años con una descarga máxima de 3 000 m³/s, las cargas que se tienen en la zona del aireador son entre 59 m y 52 m de acuerdo al nivel del embalse y que corresponden a velocidades entre 28.5 m/s y 27.5 m/s respectivamente, ahora bien para la avenida máxima probable cuya descarga es de 15 000 m³/s, la carga es de 63.4 m y la velocidad de 31.5 m/s que aunque son mayores a las indicadas como sin riesgo, también corresponden a un evento de escasas probabilidades de ocurrencia, considerándose adecuada la ubicación del aireador.

El otro parámetro considerado es el índice de cavitación determinado de la forma siguiente: De acuerdo a las investigaciones conducidas por la Oficina de Normas y el Cuerpo de Ingenieros (E.U.A), para definir las condiciones incipientes de cavitación, se evalúan en términos de un valor crítico de índice de cavitación dado por la expresión:

$$\sigma = \frac{H - h_v}{\frac{V^2}{2g}}$$

donde: σ =índice de cavitación
 H =carga de presión en términos de presión absoluta, en m.
 h_v =carga de vaporización del líquido en m.
 V =velocidad media de la corriente, en m/s.
 g =aceleración de la gravedad, en m/s².

El valor del coeficiente de cavitación incipiente depende de la forma y dimensiones de las irregularidades.

Según los valores reportados por J. W. Wall para irregularidades graduales máximas de 10:1, el valor de σ es de 0.55, para el proyecto se recomendó que las irregularidades no sobrepasarán pendientes de 20:1, correspondiendo un valor de σ de 0.36, valores que son menores a los valores que se presentan en dicha zona, y que no implican riesgo de cavitación.

De investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el Dr. Echávez, considera el coeficiente de cavitación σ dado por:

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{V_k}{2g}}$$

donde: h_p = carga de presión en la zona de interés, en m.
 h_v = carga de vaporización del líquido, en m.
 V_k = velocidad local en la zona de interés, en m.

A su vez V_k se calcula como :

$$V_k = \frac{1.68V}{0.33 + \log\left(\frac{x}{k}\right)}$$

donde: x = distancia medida desde la cresta, en m
 k = rugosidad equivalente de Nikuradse, en m
 V = velocidad media, en m/s

Considerando un k del orden de 5 mm para la sección donde se ubica el aireador, se tienen valores de σ que van de 2.96 a 4.37 siendo siempre mayores que el σ de 1.5 por lo que también para este índice se aceptó la propuesta de la ubicación del aireador.

De lo observado en Foz do Areia, se creó que estos dispositivos proporcionan protección a tramos entre 50 y 100 m, en Aguamilpa quedó ubicado el aireador a 93.8 m del punto extremo de la cubeta y se consideró que un solo aireador es suficiente para proteger de la cavitación a la estructura.

Geometría del Aireador

En esencia las geometrías más comúnmente utilizadas son del tipo galería y en escalón, con toda una gama de variantes y adaptaciones según cada caso particular. Para Aguamilpa se utilizó el tipo escalón cuya adaptación es muy sencilla y práctica, además que son los más recomendables por su confiabilidad en su operación. En los extremos del aireador se colocaron dos torres como tomas para la entrada del aire (Figuras No. 26, 27 y 28).

El área del orificio de control en el fondo de la torre vertical se colocó de 7 m, aproximadamente 0.16 m por metro de ancho de canal, la misma relación usada para el único canal de Foz Do Areia de 70.6 m de ancho, con un esquema de dos torres, estructura de la cual se tiene información de su buen comportamiento hidráulico, quedando el escalón con un peralte de 2.2 m y de 4 m de ancho.

El dimensionamiento final requiere checar debidamente el comportamiento hidráulico en un modelo hidráulico, sin embargo no todas las características del aireador pueden ser verificadas debido a los efectos de escala. Los modelos fueron usados para checar características hidráulicas del aireador, mientras la cantidad de aire que será arrastrada por el agua se estimó de las características de vertedores similares.

Los aspectos básicos que se verificaron son:

- La condición de no ahogamiento.
- Longitud del salto.
- Garantizar que la demanda de aire en el flujo sea suficiente, pero que no sea excesiva.

- La condición de no ahogamiento : Para esto se verificó en el modelo que para cualquier condición de gasto no se ahogara el aireador.

- Longitud del salto : La longitud de chorro que se forma aguas abajo del aireador es un parámetro de importancia, tanto por los efectos hidráulicos en

el canal, como por su influencia en el diseño geométrico del aireador. Las recomendaciones son que dicho salto no provoque un incremento demasiado grande en el tirante, para lo cual su longitud es conveniente sea entre 15 y 20 metros como máximo, este dato aún cuando en el modelo sea de tipo cualitativo, con cierto grado de ajuste puede pensarse que los resultados del modelo fueron del orden de magnitud que se deseaba.

- Garantizar que la demanda de aire en el flujo sea suficiente, pero que no sea excesiva :

Por los efectos de escala en los modelos no se tiene una buena presentación de este fenómeno, sin embargo lo que se hace es reproducirla artificialmente estrechando la torre de aireación y se verifica que el comportamiento hidráulico en el aireador sea satisfactorio.

La estimación de la demanda de aire se hizo con base al comportamiento de estructuras similares en la función básica es :

$$b = \frac{Q_{\text{aire}}}{Q_{\text{agua}}}$$

Y de las mediciones de campo para Foz Do Areia se obtuvo:

$$b = 0.47(F - 4.5)^{0.59} \left(\frac{D}{H}\right)^{0.6}$$

donde: F=número de Froude, inmediatamente aguas arriba del aireador.
 H=profundidad del flujo.
 $D=C \cdot A/B$
 A=área del ducto de aire
 B=ancho del canal
 C=coeficiente de descarga

El uso de las expresiones anteriores dan una idea del orden de magnitud del flujo de aire que será esperado en el prototipo.

Otra fórmula de aireación similar basada en datos de mediciones de aireación de cinco aireadores diferentes que puede usarse para un doble chequeo:

$$b=0.29(F-1)^{0.62} \left(\frac{D}{H}\right)^{0.99}$$

Expresión que tiende a sobreestimar el flujo de aire para las descargas de agua más altas. La presión negativa promedio bajo la capa del agua puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\Delta p = \frac{Q^{2c}}{C^2 A^2}$$

Las descargas de aire del prototipo estimadas y las presiones bajo el chorro de agua, orientan los estudios del modelo para checar la estabilidad del flujo de agua sobre el aireador. El resultado observado en las pruebas del modelo, demostró que la geometría del aireador es adecuada, así como lo pronunciado de la pendiente del canal, por lo que se acepto el diseño del dispositivo.

V.8 Análisis del funcionamiento del Aireador del P.H.Aguamilpa

La estructura aireadora sujeta a estudio fue diseñada con una localización en el km 0+325.438, solo se coloco un aireador para toda la estructura, que en total mide 420 m, la geometría del aireador es la de escalón. Por ser demasiado costoso el análisis de detalle de todas las posibilidades que existieron se optó por efectuar un análisis preliminar en el modelo 1:70, y solo analizar en el modelo 1:30 los que tuviesen mayores probabilidades.

El análisis detallado de los resultados obtenidos de los ensayos en el modelo seccional escala 1:30, permitió esclarecer algunas dudas sobre el funcionamiento del aireador, como consecuencia de lo anterior, se afino el diseño geométrico del aireador y ahora se cuenta con un conocimiento profundo del funcionamiento esperado. De los resultados obtenidos se presentan, el análisis meticoloso del funcionamiento de la estructura para las diferentes condiciones de operación, obteniéndose los tirantes a lo largo del vertedor, las velocidades y las presiones que se presentaron al inicio del aireador, las subpresiones bajo la capa inferior y las longitudes de chorro aguas abajo del aireador y de la cubeta.

El manejo de los gastos para el funcionamiento del modelo se hizo en forma unitaria, es decir, para cada uno de los caudales que se estudiaron se obtuvo un gasto unitario en el modelo.

Por ejemplo tenemos que para el gasto de 15 000 m³/s divididos entre dos canales se tiene 7 500 m³/s por canal, siendo el ancho de 43.6 m, tenemos un gasto unitario de 172 m³/s/m, lo que multiplicado por el ancho del canal del modelo (21.21 m en prototipo), tenemos un gasto final de 3 648.54 m³/s, este método se uso para todos los gastos que se ensayaron.

Cabe mencionar que de los gastos estudiados se hizo el análisis para descarga libre y descarga controlada, las elevaciones en cada uno de los casos se muestra en la tabla a continuación:

Q_{total} m^3/s	Q_{canal} m^3/s	q m^2/s	Elevación mm
2000	1000	22.94	216.56
* 2000	1000	22.94	221.00
3000	1500	34.04	218.47
* 3000	1500	34.04	222.00
6000	3000	68.81	222.90
* 6000	3000	68.81	228.50
10000	5000	114.68	227.32
* 10000	5000	114.68	229.00
15000	7500	172.02	232.00

* muestra los gastos controlados

V.8.a Parámetros de Análisis

En el análisis efectuado se deseaba conocer con precisión el funcionamiento hidráulico de la Obra de Excedencias con el aireador incluido, por lo tanto se midió: Las velocidades, solo aguas arriba del aireador, aguas abajo del mismo no fue posible medirlas debido a la mezcla agua-aire, los tirantes, sobre todo aguas abajo del aireador, ya que el aire incluido incremento sensiblemente el tirante para algunos gastos, la longitud del chorro, la variación de estas tres variables respecto a otras y el gasto o la presión debajo de la napa.

El análisis efectuado, a partir de los datos obtenidos de las mediciones consiste en la evaluación de 3 parámetros característicos, éstos son la demanda de aire β , la subpresión bajo la napa ΔP , y la concentración de aire aguas abajo β .

La demanda de aire β se define como:

$$\beta = \frac{q_a}{q_w}$$

donde: q_a = gasto unitario de aire m^3/s
 q_w = gasto unitario de agua m^3/s

y el valor de β es una función de la geometría del aireador, el número de Froude, y la subpresión bajo la napa.

La subpresión bajo la napa ΔP es una variable originada por el vacío que se produce al separarse el flujo de la superficie, su valor depende del área del ducto de entrada de aire, del gasto del agua, de la velocidad del flujo y de la posición a lo ancho del canal donde se mida.

La concentración de aire aguas abajo del aireador es una medida del efecto que produce la estructura y se mide indirectamente a partir de la comparación entre los tirantes teóricos y los medidos.

V.8.b Demanda de aire β

Mediante el análisis dimensional puede establecerse que la demanda de aire β está dada por la siguiente expresión:

$$\beta = \left(\text{geometría, Froude, } \frac{2\Delta P}{\rho_w^2} \right)$$

Por otra parte la demanda de aire dada por una cierta geometría del aireador, es una función de la subpresión bajo la napa y comúnmente se evalúa con la expresión siguiente:

$$Q_a = q_{ab} = CA \sqrt{\frac{2\Delta P}{\rho g}}$$

donde C es un coeficiente de descarga y ΔP es la subpresión media bajo el aireador, pudiendo reescribirse como:

$$\sqrt{\frac{\Delta P}{\rho U_w^2}} = \beta \sqrt{\frac{\rho_c}{\rho} + \left(\frac{bh}{CA}\right)} \quad (14)$$

En esta expresión β es una función de: área efectiva del ducto respecto al ancho del canal, del coeficiente C que incluye el efecto de la geometría del ducto, del tirante h, del ancho del canal b, de la velocidad media del flujo U_w , y de la subpresión media ΔP . Todas ellas variables cuantificables en los ensayos.

Ahora bien, si se considera el parámetro D, dado por la expresión siguiente.

$$D = \frac{cA}{b}$$

como una función de la geometría del ducto de aireación y del ancho del canal, la ecuación 14 se puede reducir a :

$$\beta = f(\text{Froude}, \frac{D}{h})$$

expresión que simplifica el análisis y será única para una geometría del aireador dada.

La siguiente expresión propuesta por Pinto, fue ajustada mediante mínimos cuadrados utilizando los valores obtenidos en prototipo en la presa Foz Do Areia:

$$\beta = 0.47(Fr - 4.5)^{0.59} \left(\frac{D}{h}\right)^{0.6}$$

El coeficiente de correlación correspondiente es del 99%.

Debido a la semejanza que existe entre las características geométricas del vertedor de Aguamilpa y Foz do Areia se utiliza esta expresión como una primera aproximación para el análisis del funcionamiento que puede presentar el aireador de Aguamilpa.

Para el gasto de 7 500 m³/s la expresión anterior, no puede ser utilizada, por lo que se recurrió al empleo de la expresión:

$$\beta = 0.29(Fr-1)^{0.62} \left(\frac{D}{h}\right)^{0.59}$$

que es el resultado del ajuste de los valores obtenidos de varias presas y cuyo coeficiente de correlación corresponde al 97.62 %.

V.8.c Subpresión bajo el Aireador ΔP

Las mediciones efectuadas de la variación de la presión a lo ancho del vertedor de Aguamilpa consideraron una condición asimétrica de aire, es decir el aire en el modelo solo penetra por una torre.

La obtención de las presiones en la pared del aireador, se llevaron a cabo mediante 6 piezómetros, dispuestos sobre la pared del aireador, el arreglo de ellos obedeció al interés por conocer la variación de la magnitud de la subpresión a todo lo ancho del canal, para todo el rango de gastos y para las diferentes aperturas del ducto de aireación.

V.8.d Concentración aguas abajo del Aireador.

Una forma de cuantificar la concentración del aire en el flujo aguas abajo del aireador es midiendo la estimación de los tirantes sin aireador y los tirantes con aireador. Si se supone que la velocidad del flujo no es afectada por la mezcla de aire el valor promedio de concentración de aire en el flujo β , puede estimarse como:

$$\beta_i = \left(\frac{h}{h_i}\right) - 1$$

donde h es el tirante medio con el aireador y h_i es el tirante teórico medido sin el aireador, este valor por supuesto considera el aire incluido por el ducto de aireación y el arrastre de aire por la superficie libre.

A continuación se presentan una serie de figuras y tablas que demuestran la serie de estudios que se realizaron para conocer acerca del funcionamiento del Aireador del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa en el estado de Nayarit.

VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones que se mencionan a continuación son únicamente enfocadas al tema central de este trabajo que es la cavitación; por otra parte los resultados que se presentan son del modelo hidráulico, ya que el vertedor de la obra no se ha tenido necesidad de utilizarlo aun y por lo tanto no se tienen resultados reales.

- 1.- El sistema de aireación es el más seguro para prevenir o inhibir la cavitación en estructuras hidráulicas, así lo ha demostrado los estudios con los que se cuenta hasta la actualidad. Por lo tanto es un método seguro, comprobado y confiable.
- 2.- Las variables que dan origen al fenómeno de la cavitación son: la geometría de las fronteras solidas, la presión del flujo, las propiedades del propio liquido, la condición de la superficie por donde circula el fluido, etc, pero las variables más importantes a las que debemos tener mayor atención son la velocidad del fluido (v), la concentración de aire en el flujo aireado (C), la resistencia a la compresión del material (f_c) y el tiempo de operación de la estructura (t). Ref. No. 6
- 3.- El fenómeno crece cuando se presenta aumento de velocidad o cuando el tiempo de operación es prolongado, ocasionando erosiones considerables en la superficie de la estructura hidráulica.
- 4.- El procedimiento de aireación puede presentar una serie de efectos colaterales que pudieran considerarse como negativos y que se deberán de tomar en cuenta para el diseño de la estructura aireadora. Estos efectos son: el aumento de los tirantes hasta en un 20% ocasionando que se tengan que elevar las paredes de los muros laterales de la estructura hidráulica como garantía de bordo libre.
- 5.- El tipo de aireador que sea elegido para proteger la estructura de la cavitación (ranura, escalón, deflector o combinación de ellos) deberá estar bien diseñado, ya que si no lo esta puede cavitarse antes que airear.

- 6.- A pesar de que se han construido una gran cantidad de aireadores en el mundo, no existe a la fecha un criterio establecido para determinar la geometría, la ubicación, separación (en caso de que se requieran más de uno) y las condiciones de funcionamiento del aireador. Por lo tanto para cada obra a construir se tendrán parámetros deferentes que obedezcan a las condiciones propias de cada lugar.
- 7.- La mayoría de las veces, en estructuras en que se ha determinado mediante cálculos que no existe riesgo de daños por erosión, esta se presenta debido a que cualquier pequeña irregularidad que exista en la superficie de la estructura, es suficiente para que se origine la cavitación.
- 8.- Para tener una buena idea del funcionamiento de estos dispositivos de aireación, se deberán de ensayar un gran número de variables que intervienen en el fenómeno en los modelos hidráulicos, siendo estos uno o varios a diferentes escalas.
- 9.- Para poder realizar estudios en modelos hidráulicos, se tienen restricción en la propia modelación, como son de espacio, gasto y economía o restricciones de aspecto técnico que son de semejanza dinámica y reducción de efectos de escala que se deberán de tener muy en cuenta para poder hacer una selección adecuada del modelo sin que se pierda interés de estudiar algunas variables que intervienen en el fenómeno y que interesan al proyectista.
- 10.- El modelo hidráulico que fue utilizado para el P.H.Aguamilpa se determinó que la escala adecuada para el análisis del funcionamiento del aireador seria la de 1:30, la cual permitió estudiar los parámetros más significativos y de interés para la obra.
- 11.- El enfoque que se le dio al diseño del aireador del P.H.Aguamilpa (localización, separación y dimensionamiento) fue el de utilizar el diseño de estructuras similares ya construidas y que además han funcionado adecuadamente, lo cual garantiza un buen comportamiento hidráulico, agregando con ello las variables pertinentes para el caso de Aguamilpa.
- 12.- Para la localización del aireador del P.H.Aguamilpa se consideraron las siguientes variables: carga total, velocidad del fluido y el índice de cavitación, aceptando como adecuados los que se tratan en el capítulo correspondiente a la cavitación de este trabajo.

- 13.- Los aspectos básicos que fueron revisados en el aireador y que dieron como resultado la geometría del mismo fueron la condición de no ahogamiento, la longitud del salto que se produce aguas abajo del aireador y garantizar que la demanda de aire en el flujo fuera suficiente pero no excesiva.
- 14.- Como el análisis de las variables más importantes se realizaron en el modelo hidráulico que se construyó, correspondiendo a la mitad de uno de los canales, fue necesario manejar los gastos como unitarios y divididos entre dos, esto con la finalidad de manejar cifras más prácticas y acorde a las condiciones con la que se contaba en el laboratorio.
- 15.- Las velocidades solo fueron medidas aguas arriba del aireador, ya que aguas abajo no se lograron efectuar debido a la mezcla aire-agua; los tirantes se midieron aguas abajo, esto con la finalidad de saber en que tanto se incrementan por causa de la inclusión de aire.
- 16.- La importancia que representa el estudio de la cavitación en un modelo hidráulico es muy importante, ya que al revisarse las variables más importante que intervienen en el fenómeno se tendrá una buena idea del funcionamiento de la estructura aireadora que se piensa colocar y por lo tanto proporcionará buenas bases para realizar el diseño de dicha estructura.
- 17.- Se recomienda realizar el estudio de la variable tiempo en el modelo hidráulico para observar en que medida afecta a todas las demás, observando también el comportamiento que se presentaría en cada zona del canal de descarga. Esta sugerencia es, ya que en la información que se obtuvo de los estudios del aireador no se menciona comportamiento alguno de la variable tiempo.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- **Control hidrológico del río Santiago y su aprovechamiento (Boletín Informativo No. 52)
SARH, edición 1973.**
- 2.- **Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, Nay.
Comisión Federal de Electricidad
México, 1991.**
- 3.- **Manual de diseño de Obras Civiles (Hidrotecnia)
A.2.10 Obra de Excelencias
Comisión Federal de Electricidad
México, 1981.**
- 4.- **P.H.Aguamilpa, Dictamen Técnico tomo IV
Residencia Técnica, P.H.Aguamilpa
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno**
- 5.- **Avenida de diseño para la Obra de Excelencias del P.H.Aguamilpa
Gerencia de estudios e ingeniería preliminar
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, 1982**
- 6.- **Características geológicas de la Obra de Excedencias del P.H.Aguamilpa,
Nay.
Unidad de estudios de Ingeniería Civil, Departamento de Geología
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, diciembre 1989**

-
- 7.- **Geología de la Obra de Excedencias, Memoria descriptiva
Geología de construcción, P.H.Aguamilpa
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, 1994**

 - 8.- **Red hidroclimatológica de la cuenca del río Santiago, Memoria descriptiva
Unidad de Hidrometeorología, P.H.Aguamilpa
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, 1994**

 - 9.- **Obra de Excedencias, Memoria descriptiva
Jefatura de supervisión Obra de Excedencias, P.H.Aguamilpa
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, 1994**

 - 10.- **Revista Ingeniería Civil No. 270
México agosto-octubre 1990**

 - 11.- **Modelo hidráulico del sistema de aireación del flujo en la Obra de
Excedencias
Laboratorio de hidráulica de CFE
Documento interno
México, agosto 1991**

 - 12.- **Modelo seccional a escala 1:30
Laboratorio de hidráulica de CFE
Documento interno
México, 1992**

 - 13.- **Análisis del funcionamiento de una estructura de aireación
Laboratorio de hidráulica de CFE
XII Congreso Nacional de Hidráulica
México, octubre 1992**

-
- 14.- Inicio del funcionamiento de Aireadores
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
X Congreso Nacional de Hidráulica
México, 1988

 - 15.- Influencia del tiempo de operación en el inicio de daños por cavitación en túneles vertedores
Gerencia de proyectos hidroeléctricos de CFE
X Congreso Nacional de Hidráulica
México, 1988

 - 16.- Coeficiente de difusión para flujos con aireación forzada
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
IX Congreso Nacional de Hidráulica
México, noviembre 1986

 - 17.- Aireación en flujos de alta velocidad
Dr. Felipe I. Arreguín Cortés y Dr. Gabriel Echávez Aldape
IX Congreso Nacional de Hidráulica
México, noviembre 1986

 - 18.- Comportamiento del concreto bajo condiciones de cavitación y aireación (Tesis de Maestría)
Ing. Rosio Ruiz Urbano

 - 19.- Aieración y superficies poliedricas (Tesis Doctoral)
M.I.Felipe I. Arreguín Cortés
México, 1985

 - 20.- Análisis de los efectos de cavitación en estructuras hidráulicas (tesis)
Ing. Leonel Ochoa Alejo
México, 1986

 - 21.- Erosión en concreto causada por flujo de alta velocidad
Dr. Gabriel Echávez A., Instituto de Ingeniería UNAM, 226
México, 1969

-
- 22.- Cavitación en vertedores
Dr. Gabriel Echávez A., Instituto de ingeniería UNAM, 415
México, 1979

REFERENCIAS

- Ref. 1** Obra de control y excedencias, revisión general del anteproyecto
Departamento de Ingeniería Civil
Disciplina de hidráulica
Comisión Federal de Electricidad
Documento interno
México, julio 1984
- Ref. 2** Manual de diseño de Obras Civiles (Hidrotecnia)
A.2.10 Obra de Excelencias
Comisión Federal de Electricidad
México, 1981.
- Ref. 3** Mecánica de fluidos
Victor L. Streeter.
- Ref. 4** Aeration of flows dawn spillway
Hamilton W.S.
Anunpublished harza engineering company memorandum.
feb 1980
- Ref. 5** Rapid flow in spillway chates with and without deflectors a model-prototype
comparison
Volkart P. y Rutschmann P.
Symposium on scale effects in modelling hydraulics structures
sep, 1984
- Ref. 6** Comportamiento del concreto bajo condiciones de cavitación y aireación (Tesis de Maestría)
Ing. Rosio Ruiz Urbano

ANEXO DE FIGURAS Y TABLAS

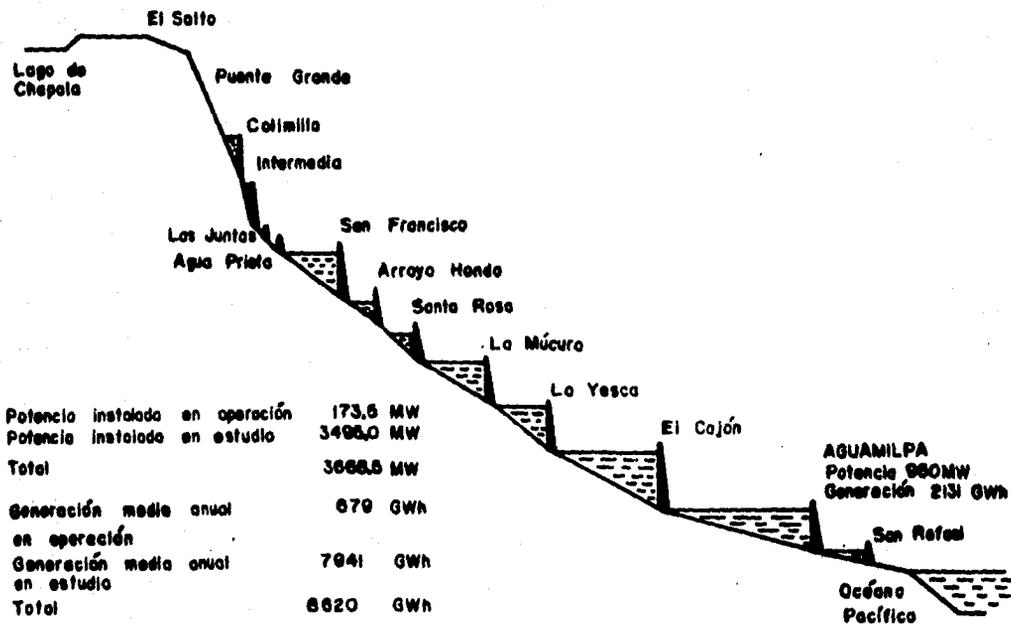


Figura No. 1 Sistema Hidroeléctrico del río Santiago

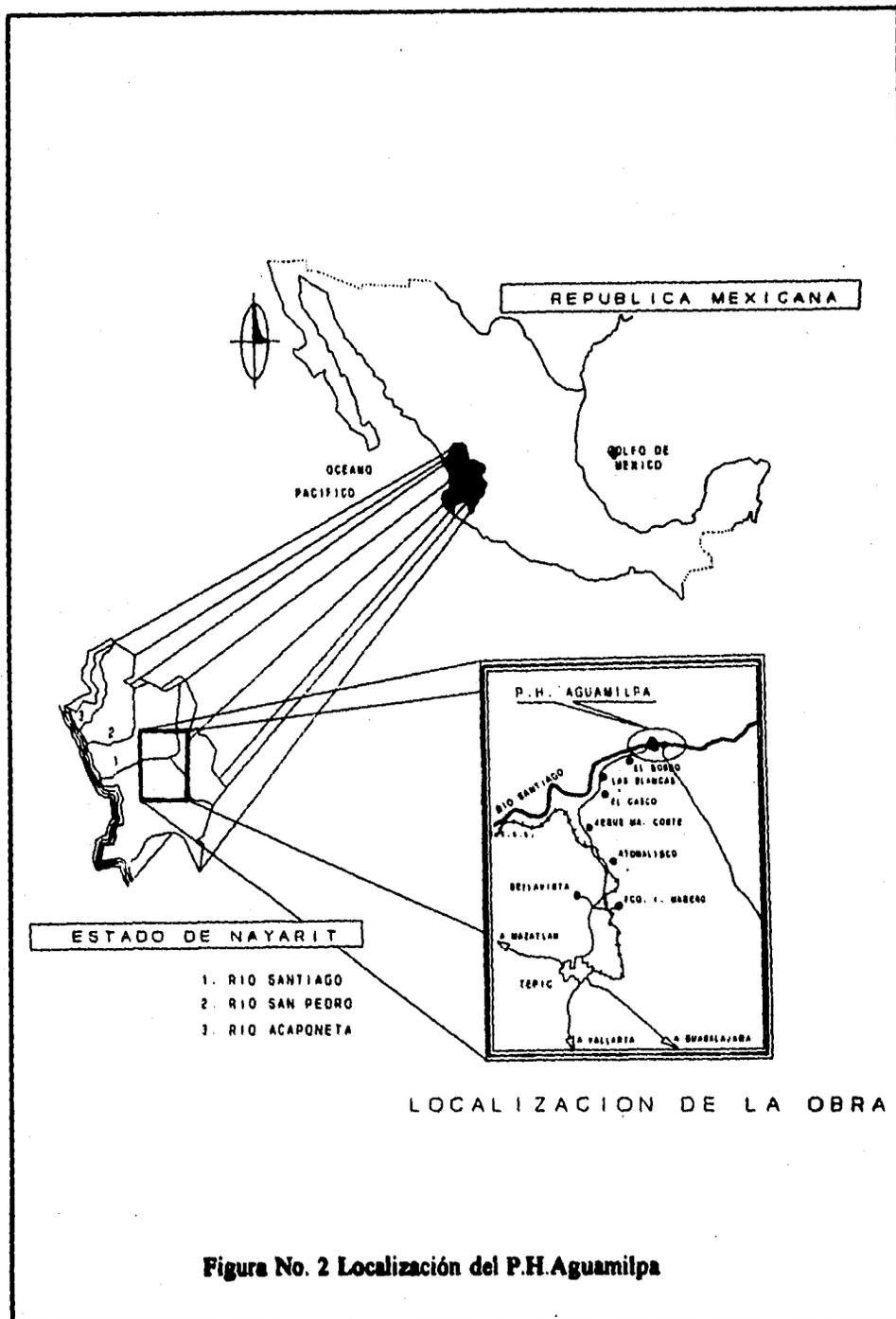
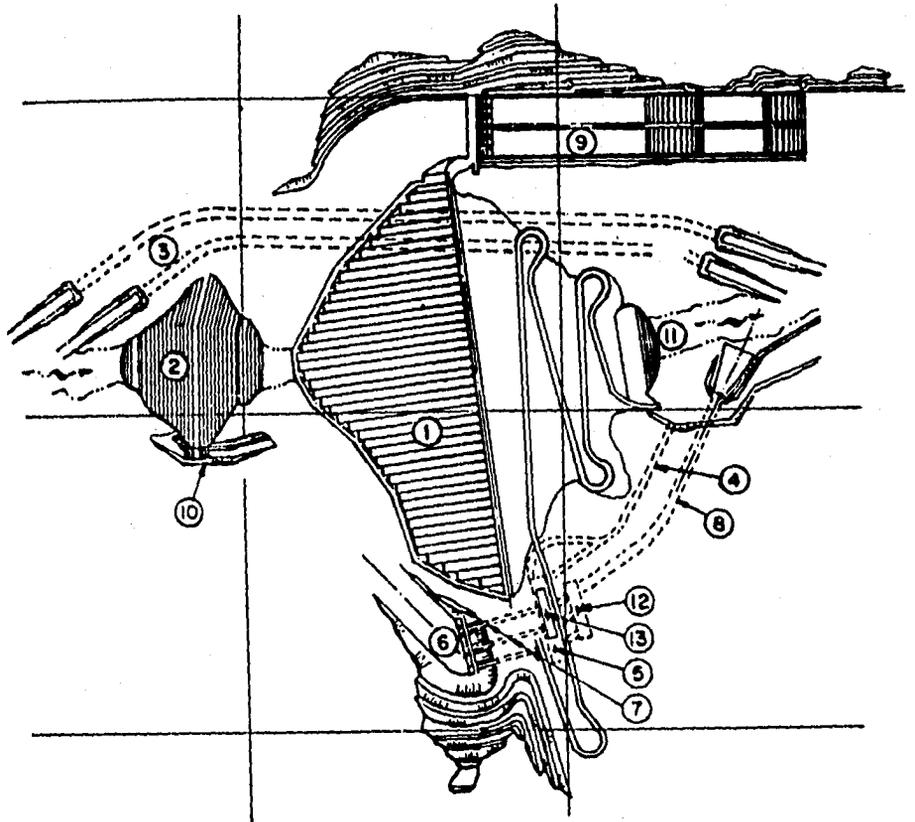
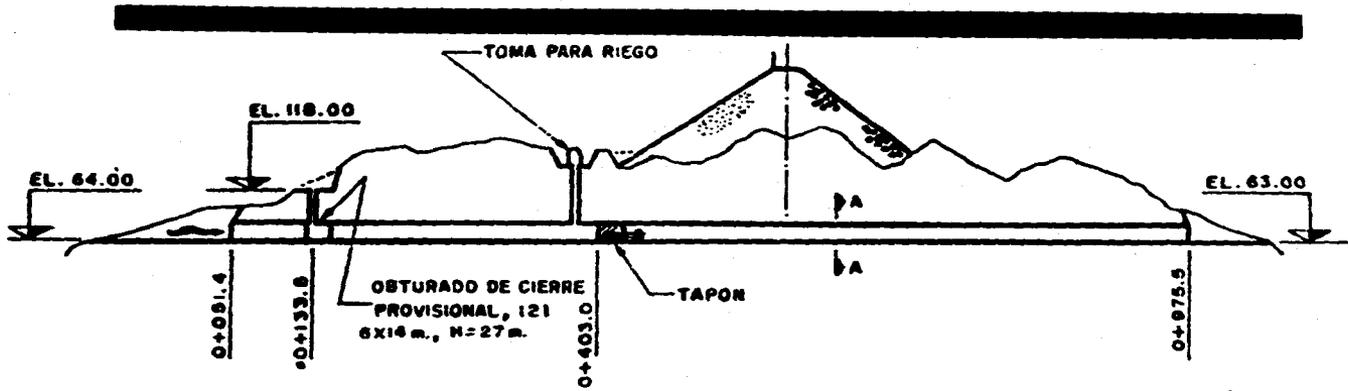


Figura No. 2 Localización del P.H. Aguamilpa



- | | | |
|------------------------|----------------------|-------------------------|
| ① CORTINA | ⑤ CASA DE MAQUINAS | ⑨ OBRA DE EXCEDENCIAS |
| ② ATAGUIA AGUAS ARRIBA | ⑥ OBRA DE TOMA | ⑩ CANAL FUSIBLE |
| ③ TUNELES DE DESVIO | ⑦ TUBERIAS A PRESION | ⑪ ATAGUIA AGUAS ABAJO |
| ④ TUNEL DE ACCESO C.M. | ⑧ TUNEL DE DESFOGUE | ⑫ GALERIA DE OSCILACION |
| | | ⑬ SUBESTACION |

Figura No. 3 Planta general del P.H. Aguamilpa



TUNEL DE DESVIO N° 1

TUNEL DE DESVIO N° 2

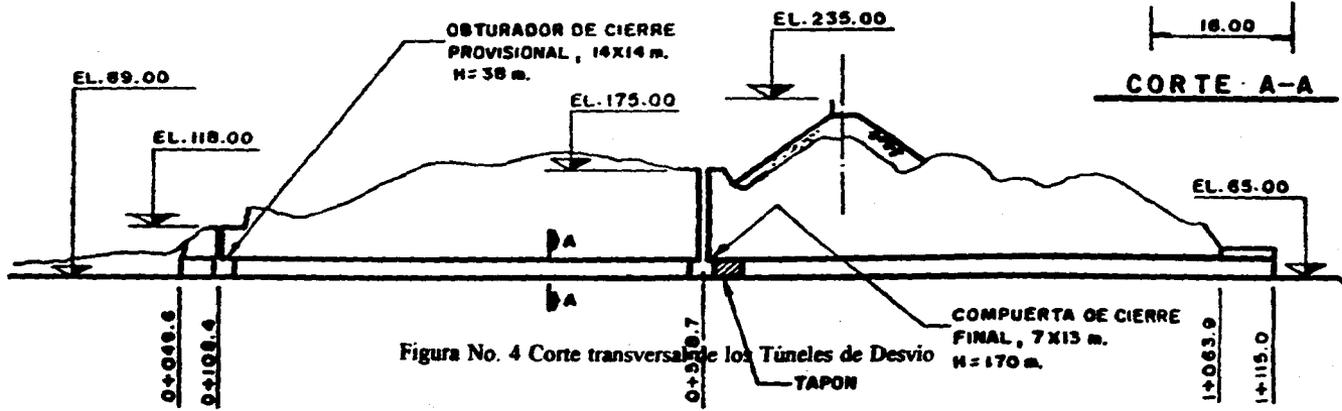


Figura No. 4 Corte transversal de los Túneles de Desvío

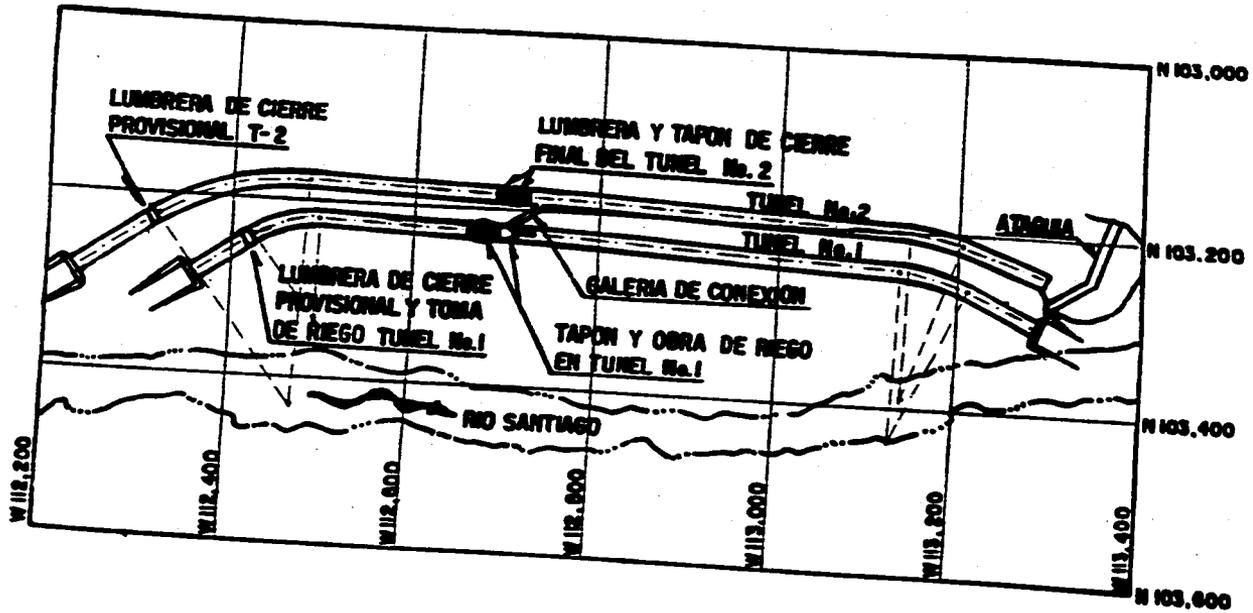
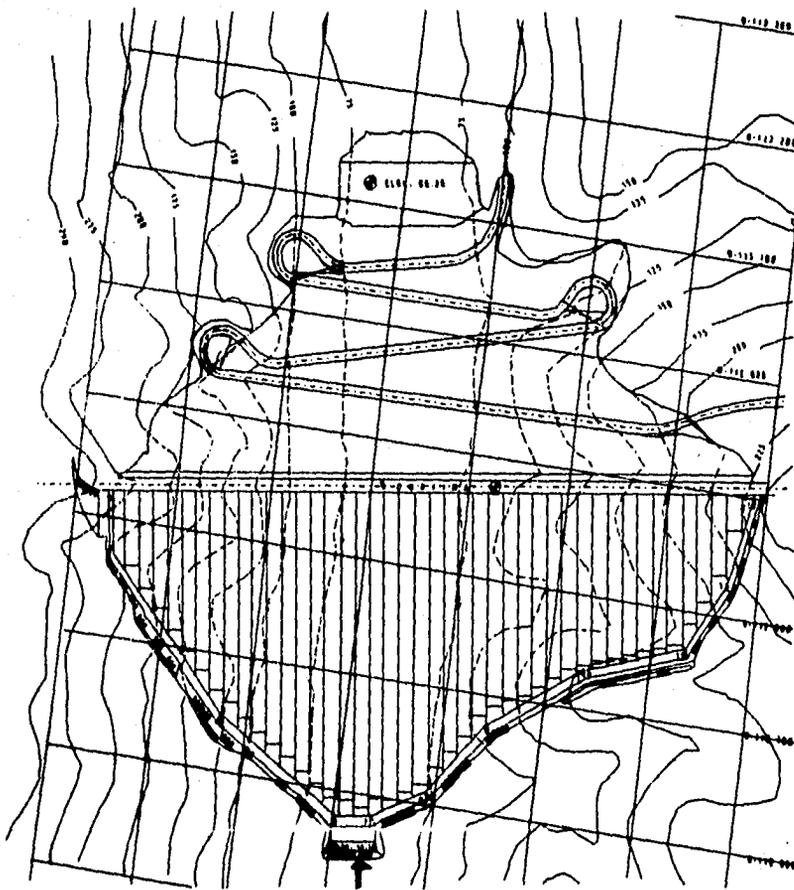
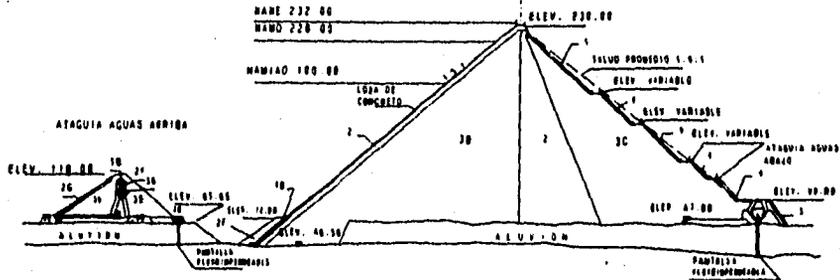


Figura No. 5 Planta general de los Túneles de Desvío

SECCION MAXIMA DE LA CORTINA



PLANTA GENERAL

Figura No. 6 Corte Transversal y planta de la Cortina

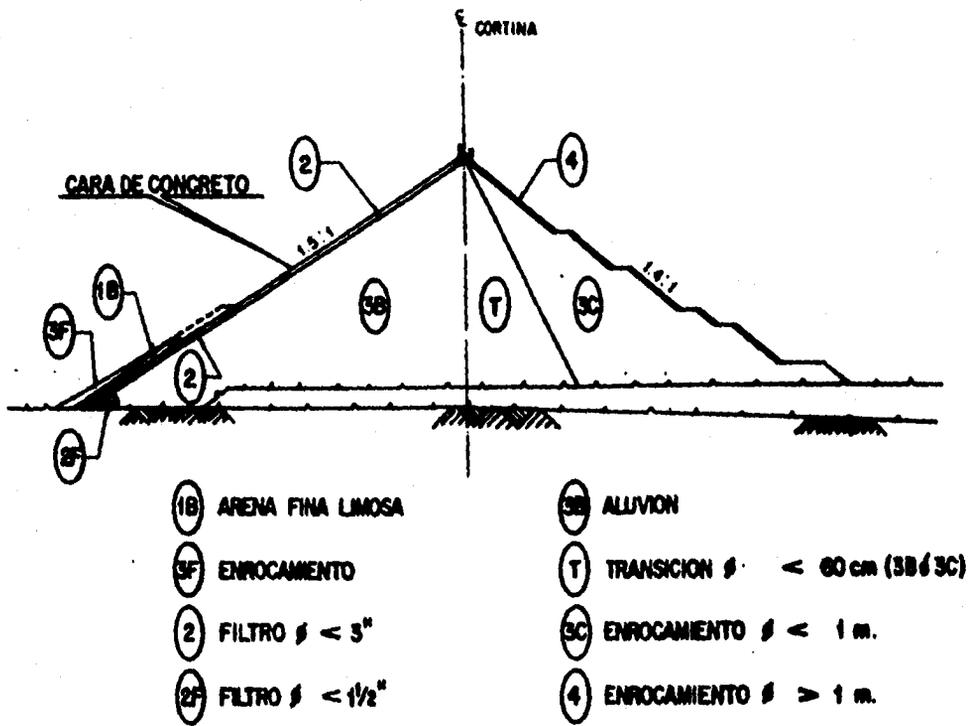


Figura No. 7 Descripción de materiales en la Cortina

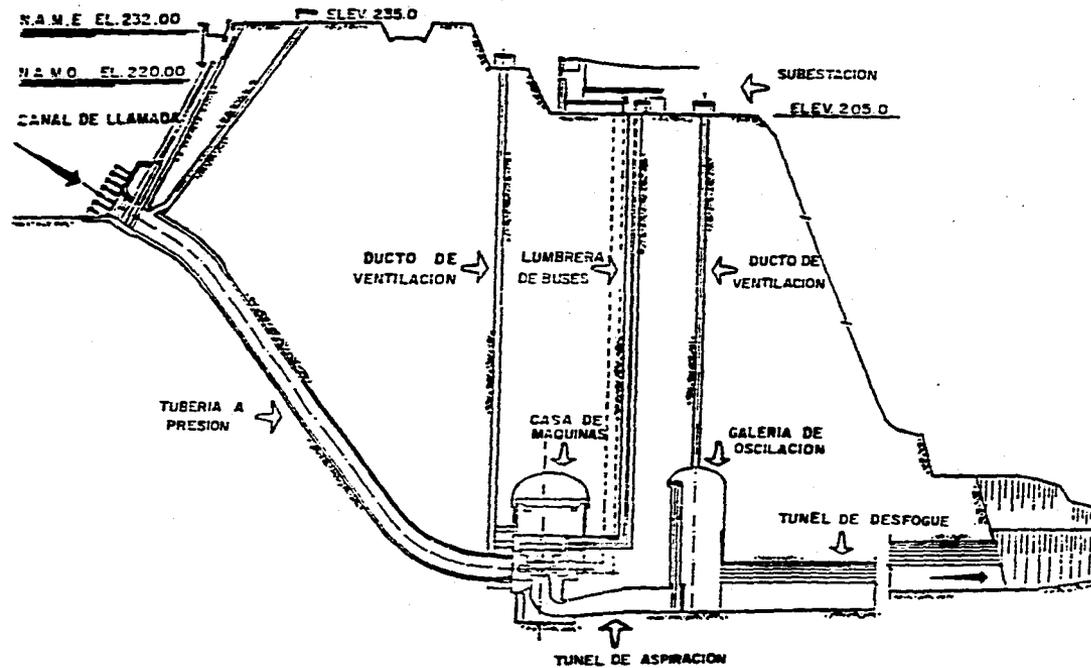


Figura No. 8 Corte transversal de las Obras de Generación

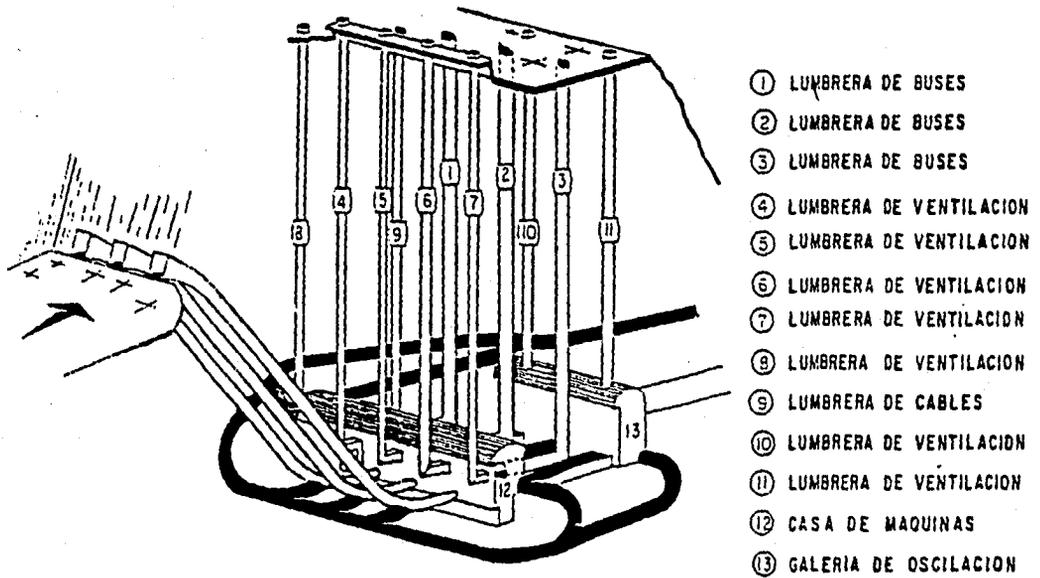


Figura No. 9 Sistemas de lumbrera en las Obras de Generación

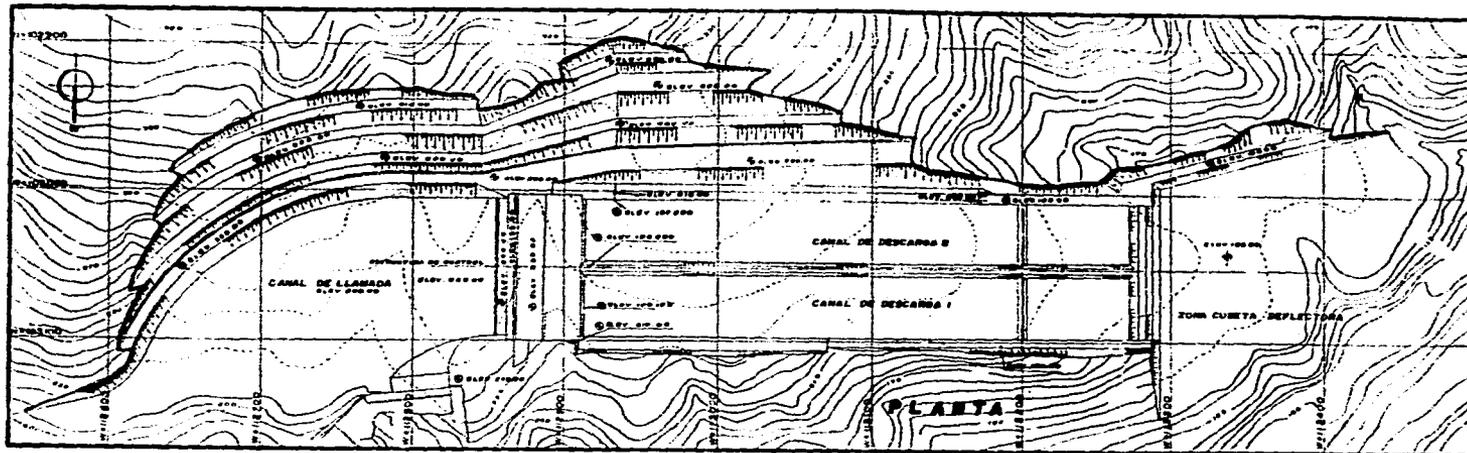


Figura No. 10 Planta y perfil de la Obra de Excedencias

PERFIL LONGITUDINAL

Tabla No. 1 Ciclones tropicales presentados 1960-1993

CICLONES TROPICALES PRESENTADOS EN EL OCEANO PACIFICO NOR-ORIENTAL.
 GOLFO DE MEXICO, MAR CARIBE Y OCEANO ATLANTICO NORTE 1960 A 1993

AÑO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	TOTAL
1960			2	1	1		1		2			1	6
1961			1	1	1			1	2	1		1	4
1962									2		1		3
1963			1					1	2		1		4
1964					1		1	1	2				3
1965					1		1	1	2				4
1966		1	1					1	3	1	1		5
1967			2					1	1	1	1		4
1968			1	1			1		1	1	3		6
1969					1	1	1	1	2	1	1		5
1970				1	1			1		1			3
1971	1		1			1	2	2	2		1		7
1972			1	1					1		1		3
1973				2		1		1	2				4
1974	1		1					2	2				4
1975			2					2			1		3
1976									1		3		4
1977							1	1		1			2
1978			1			2		1	3		1		5
1979			1		1			1	1		1		4
1980			3		2	1	4	2	2		2	1	13
1981	1	1	1	1	3	2	4	5	2	1	4	1	15
1982		1	2	4	5	1	5	5	4	1	3		22
1983		1		1	4	2	4		4		5	1	19
1984		1	2		4	1	5	8	3	2	2	1	18
1985			3	2	7	2	5	4	5	2	1	1	22
1986		1	2	2	4	1	6	2	6		1		20
1987			1		5	1	5	4	5		2		18
1988			2		5	2	3	3	2	1	1	1	13
1989			3	2	1	3	3	1	1	1			8
1990		1		4	4		3	2	5	1	3		21
1991	2	1		3		2	1	2		3	2	1	14
1992			3		6	1	5	4	5	1	5		24
1993			1	2		3	4	5	2	3		1	14

Tabla No. 2 Gastos maximos presentados

GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS
(ANUALES)

42		2172
43		8113
44		3203
45		1481
46		1587
47		2388
48		2345
49		1788
50		1845
51		1469
52		1693
53		2234
54		1862
55		2349
56		1353
57		1879
58		2189
59		1933
60		1253
61		1866
62	SEP	1714
63	AGO	2956
64	SEP	1639
65	AGO	3133
66	SEP	3051
67	AGO	5662
68	AGO	2413
69	SEP	1080
70	SEP	3310
71	OCT	4470
72	NOV	2270
73	AGO	6688
74	SEP	1295
75	AGO	4382
76	NOV	4190
77		2510
78	OCT	2180
79	JUL	1708
80	AGO	2184
81	JUL	2385
82	JUL	2412
83	AGO	3394
84	JUL	2509
85	JUL	2737
86	JUL	2279
87	ENE	3183
88	AGO	5081
89	AGO	799
90	AGO	5200

Tabla No. 3 Gastos maximos presentados 1962-1990

P. H. AGUAMILPA

GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS

1962								578	1714	320	995	685	1714
1963	64.5	49.3	58.5	41	81	516	1849	2956	1182	950	117	328	2956
1964	96.1	85.8	10.4	10.4	82	355	962	1368	1839	1480	131	134	1639
1965	78.3	77.5	83.2	79.1	99.1	155	785	3133	2648	1507	419	1409	3133
1966	522	1049	111	183	159	782	862	2906	3051	555	128	103	3051
1967	382	91.7	90.4	92.9	103	346	1845	5652	5235	1240	943	679	5652
1968	311	300	1865	329	275	277	1927	2413	2074	475	154	495	2413
1969	108	125	107	112	92.6	191	643	675	1060	1004	88.2	565	1060
1970	185	378	99.2	88.2	98.1	658	2570	1317	3310	1848	125	101	3310
1971	101	105	107	106	115	575	1020	2570	1986	4470	587	133	4470
1972	157	128	132	128.5	125	248	607	976	1517	179	2270	143	2270
1973	583	107	70	102	100	293	3129	6688	2395	1588	581	98	6688
1974	97	96	261	98	138	553	1111	1188	1295	63	67	126	1295
1975	86	80	88	101	112	556	3627	4382	1357	314	61	88	4382
1976	90	104	99	109	95	254	2791	1778	1660	881	4190	873	4190
1977	102	163	114	106	109	398	1184	1154	1803	2160	125	109	2510
1978	102	163	114	106	109	398	1184	1154	1803	2160	150	106	2160
1979	1032	83	89	90	91	138	1706	1510	1332	97	73	85	1706
1980	105	116	70	67	91	487	1127	2184	1019	647	115	55	2184
1981	103	69	60	47	68	856	2385	1166	1513	373	110	177	2385
1982	51	49	32	39.5	47	1301.5	2412	1383	288	601	1655	276	2412
1983	497	70	110	29	193	122	2500	3394	2007	459	155	68	3394
1984	478	183	27	39	39	654	2509	1913	1153	233	158	52	2509
1985	2431	70	100	71	49	1115	2737	1832	876	299	149	124	2737
1986	66	58	46	123	140	709	2279	638	1144	709	110	86	2279
1987	3183	891	493	95	74	158	2268	1304	1233	2476	67	167	3183
1988	63	79	91	80	79	553	2015	5061	963	264	70	61	5061
1989	69	116	111	88	52	74	54	799	740	212	190	90	799
1990	47	152	78	64	84	719	856	5200	1728	844	250	101	5200

P.H. AGUAMILPA
GASTOS MAXIMOS (ANUALES)

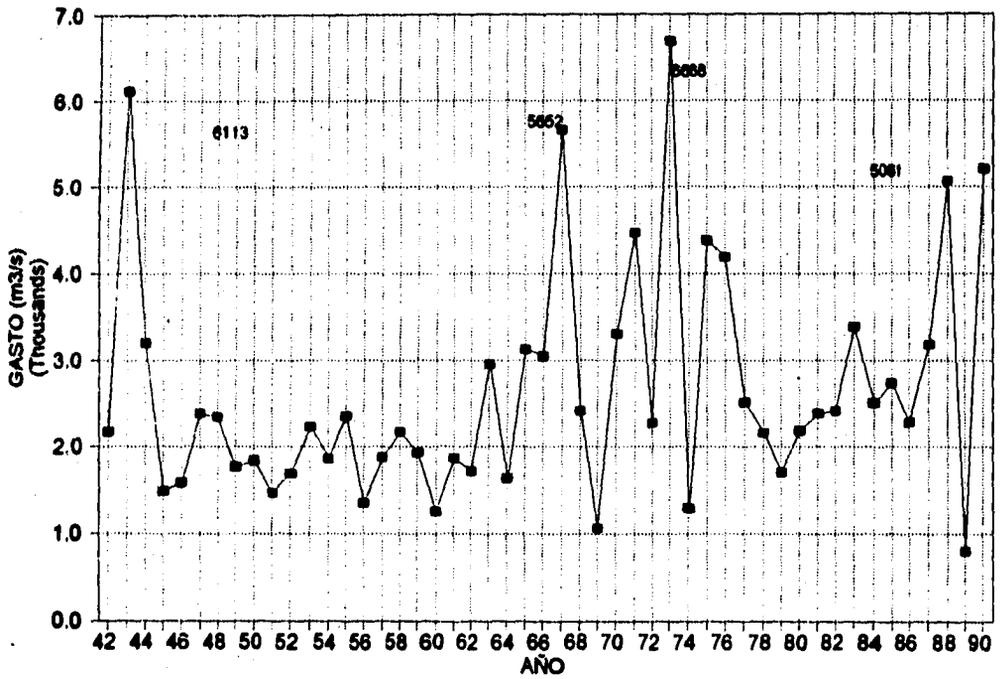
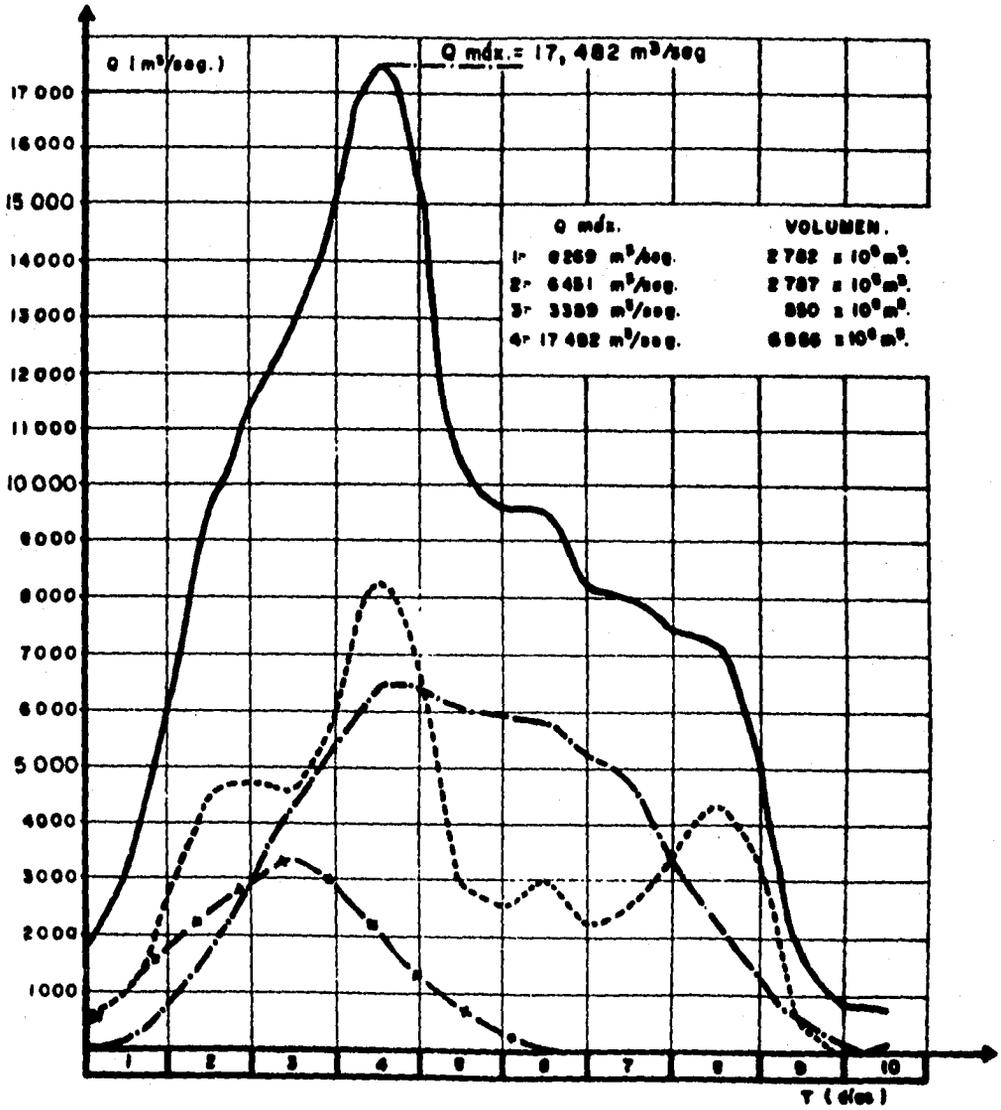


Figura No. 11



Nota: Gasto base considerado igual a 650 m³/seg.

- 1- - - - - Santa Rosa + El Caimán Transitadas hasta el veso.
- 2- Hueymoto
- 3- - . - . Cuence no oferodo.
- 4- ——— Avenida máxima probable.

Figura No. 12 Avenida de diseño

P. H. AGUAMILPA

CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDOR

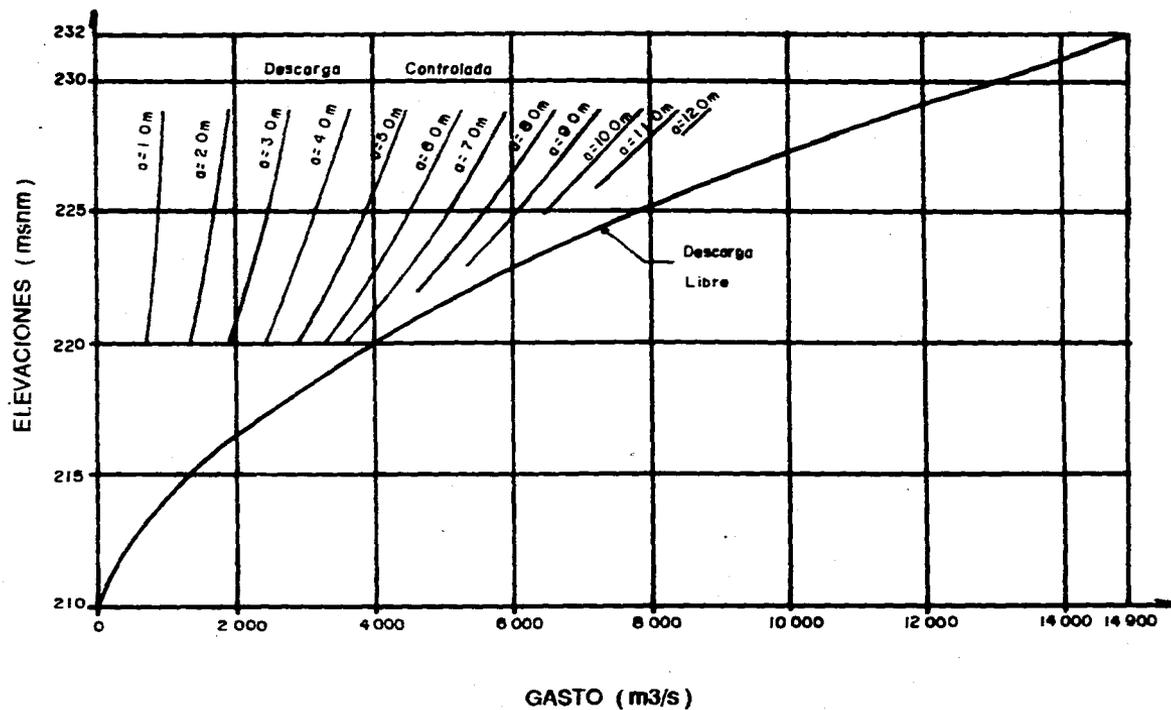


Figura No. 13

TABLA No. 4 CARACTERISTICAS Y PROBLEMAS GEOLOGICOS DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS

CANAL DE LLAMADA	Aguamiña Colorín Picachos Lahar	N20°E/21°NW- N61°E/60°SE(FC-5)+ N60°E/60-80°SE(FC-6)+ Los 5 sist de fracturas están en la tabla No * 9 diques diabásicos, uno pórfido andesítico y otro monzonico	Aguamiña de buena calidad Colorín de regular a buena calidad, pseudostratificada Picachos de buena calidad ocasionalmente pseudostratificada Lahar de pórfido no consolidado de mala calidad	Inestabilidad de las zonas superior e inferior del depósito de talud (Lahar)	Cambio de pendiente y estrechamiento a la cota 310	Existen depósitos de talud (aprox 500 000 m3) Se tomaron medidas para evitar deslizamientos en temporada de lluvias.
ZONA DE ESTRUCTURAS	Aguamiña	(FC-5)+mismo dato de arriba E-W/50°S+ 3 sist de fracturas tabla * N22-40°W/62-83 NE N54°E/64°SE	De buena calidad, masiva y dura	En el espotón cuña potencialmente inestable	Por una falla E-W con inclinación de 50° al sur	Afloraron tres diques diabásicos en el paso
CANAL DE DESCARGA	Aguamiña Colorín Picachos	N64°E/64°SE N70°W-EW/50°64°SW N20-33°W/64°NE N70°E/79°NW+(TEMPLETE) N-S/E-SE+ Los tres sist de fract están en la tabla *	Aguamiña de buena calidad Colorín de regular a buena calidad Picachos de buena calidad	En el talud izquierdo caído y cuña potencialmente inestable Cuña en el talud derecho	Caído por la intersección de fracturas de rumbo N63°W/40°NE N50°E/64°SE N56°E/70°NE	Las demás estructuras fueron ancladas oportunamente
ZONA DE RAPIDA Y CUBETA DEFLECTORA	Colorín	E-W/50-55°S N15-40°W/76°NE N-S/40°W Y 64°W+ N70°E/79°NW+(TEMPLETE) 3 Sist. de fract. Tabla No *	Silicificada de regular a buena calidad dura y compacta pseudostratificada con rumbo N21°E/20-25°NW.			No hubo problemas geológicos Se consideró la zona del lado derecho de la cubeta donde aparecen 22 m de roca de regular a mala calidad
ZONA DE DESCARGA	Colorín	N15°E/19°NW E-W/55-66°N+ N23°E/73°SE+ N41°W/73°SW+ N05°E/75°NW+	En el canal izquierdo de regular calidad y en el derecho de mala calidad	15 a 20 m de profundidad de roca fracturada y decomprimida	Ninguna	Se presto atención especial para evitar la erosión de la roca Se recorto en 108.6 m en el canal de descarga para alcanzar una zona estificada

* Sist de fracturas

. Dique diabásico

+Falla

.. Dique monzonico

- Pseudostratificación

... Dique pórfido-andesítico

CUENCA DEL RIO SANTIAGO

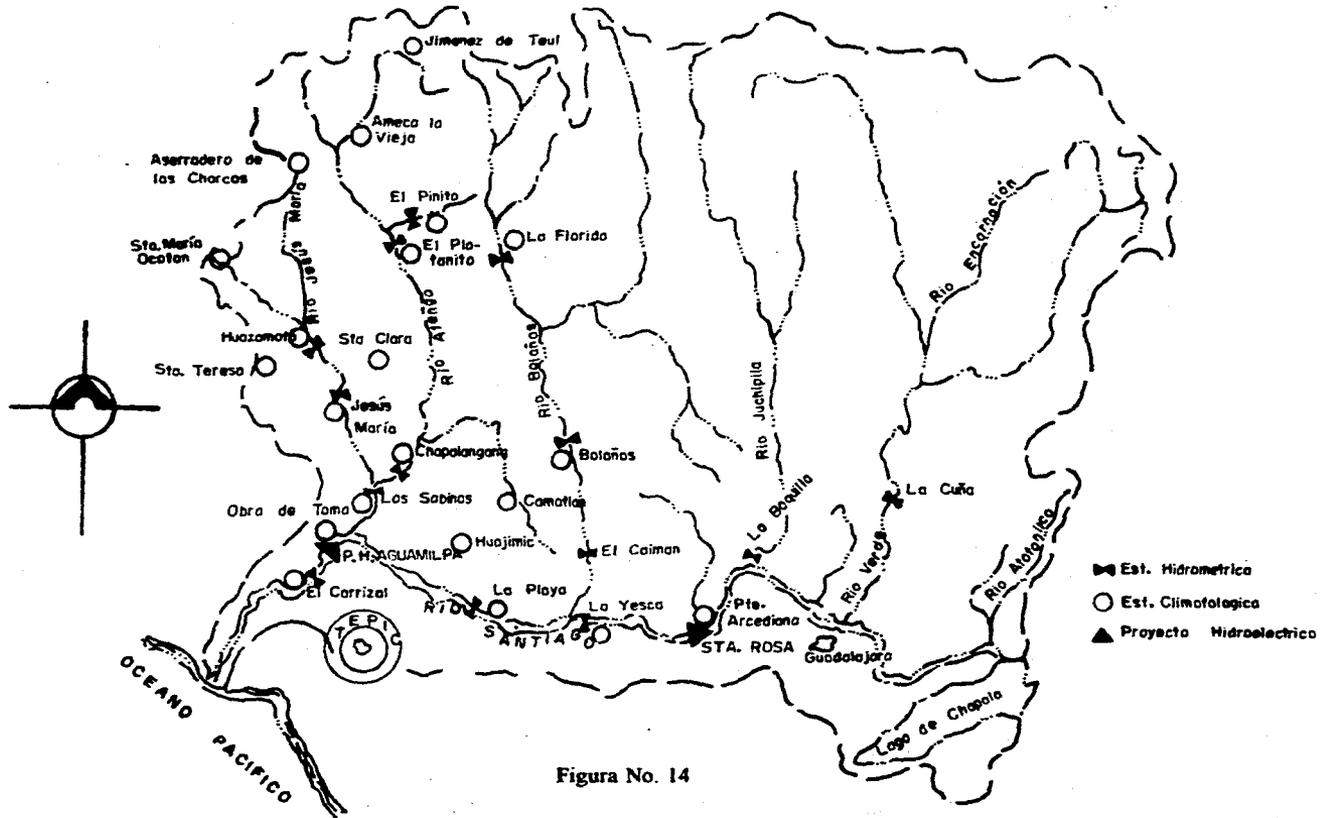


Figura No. 14

Tabla No. 5 Precipitacion total (mm)

P. H. AGUAMILPA

1953	0	3.0	0	0	0	143.5	185.3	180.8	154.9	65	10.9	64.9	112.1
1954	10.3	6.5	1.1	0	0	180.9	194.6	189.1	172.7	40.1	0	33.6	194.6
1955	19.5	13	0	0	0	18.4	261.9	170.9	200	7.2	0	26.4	261.9
1956	34.1	56.4	0	44.2	0.3	303.6	163.4	209.3	145.3	86.4	0.7	11.3	303.6
1957	84.9	0	0	0	0	142	203.7	229.5	326.6	41.6	0	16.5	326.6
1958	0.3	36.6	134.7	0	0	60.1	272.6	235.5	166.6	21.3	30.4	67.8	272.6
1959	0.6	28.1	0	0	0	58.5	223.4	181.7	137.4	91.4	3.7	91.3	223.4
1970	8.7	56.7	0	0	0	186.9	279.9	134.6	117.8	30.6	13.6	0	279.9
1971	60.1	12.6	2.3	0.3	11.1	141	340	264.1	227.8	64.2	24.6	24.1	340
1972	62.5	0	0	0	0.3	61.9	264.9	264.4	159.5	60.3	122.9	31.4	264.9
1973	39	29	0	0	0	130.1	189.9	335.9	267.6	39.2	0	0.6	335.9
1974	0	0	1.6	0	56.9	416	264.7	151.9	416	264.7	22.9	23.9	416
1975	7.7	0	0	0	0	196.2	519	475	180.5	99.2	0	1.2	519
1976	0	1.8	0	0	0	207.1	379.1	171.7	180	12.2	131.4	91.2	379.1
1977	25.2	0	5	2	0.4	121.9	471.1	374.3	191.2	86.6	0.16	0	471.1
1978	1.4	67.6	0	1.1	0	218.5	299	186.3	286.9	136.4	0	1.7	299
1979	120.2	4.4	0	0	0	10.3	466.4	300.9	154.4	0	0	6.1	466.4
1980	24.1	10	0	3	0.15	83.4	165.7	456.6	271.9	36.6	14.9	10.4	456.6
1981	61.1	0	3	0	0	173	268	210.4	197.9	22.4	0	10	268
1982	0.015	0	0	0	117.9	19.6	358	145.6	126.3	59.2	58.6	93	358
1983	109.3	13	22.3	0	11.8	65.3	502	426.6	357.7	46.4	39.8	0	502
1984	66.6	0.2	0	0	0	235	332	342.6	142.7	20.6	2.6	63.7	342.6
1985	114.7	25.3	0	0	1.5	111.2	242.1	234.6	322.2	42.2	33.2	19.2	322.2
1986	0	66.8	0	0	1.5	279.8	99.3	185.7	138	21.9	0.4	21.6	279.8
1987	506.6	0	0	0	0	26.3	522.4	229.1	242.2	0	0.4	19.6	522.4
1988	0	0	12.4	0	0	120	292.6	399.6	200.6	6	0	2.6	399.6
1989	0	22.8	0	0	21.8	58.6	339.9	222.6	62.2	2.9	39.1	31	339.9
1990	3.2	0	0	0	0	148.6	451	369.6	420.6	84.1	0	0	451
1991	0	0	0	0	0	49.1	212	287.3	309.9	94.6	29.6	91.6	287.3
1992	196.1	31.6	0	0.4	18.4	106.6	396.6	272.6	243.9	183.6	34.6	112.7	396.6
1993	33.6	0	0	0	0	269.2	246.6	242	473.6	44.7	22.6	0	473.6
1953-93	488.9	182.3	51	241.06	4369.5	6446.2	6028.7	7007.2	1787.4	632.75	1811.2		
	61.2263	15.7066	5.86066	1.84616	7.77581	140.919	304.716	258.99	226.039	57.6581	20.4113	48.7484	
	506.6	66.8	134.7	44.2	117.9	416	522.4	475	473.6	264.7	131.4	616	

P. H. AGUAMILPA
PRECIPITACION ANUAL

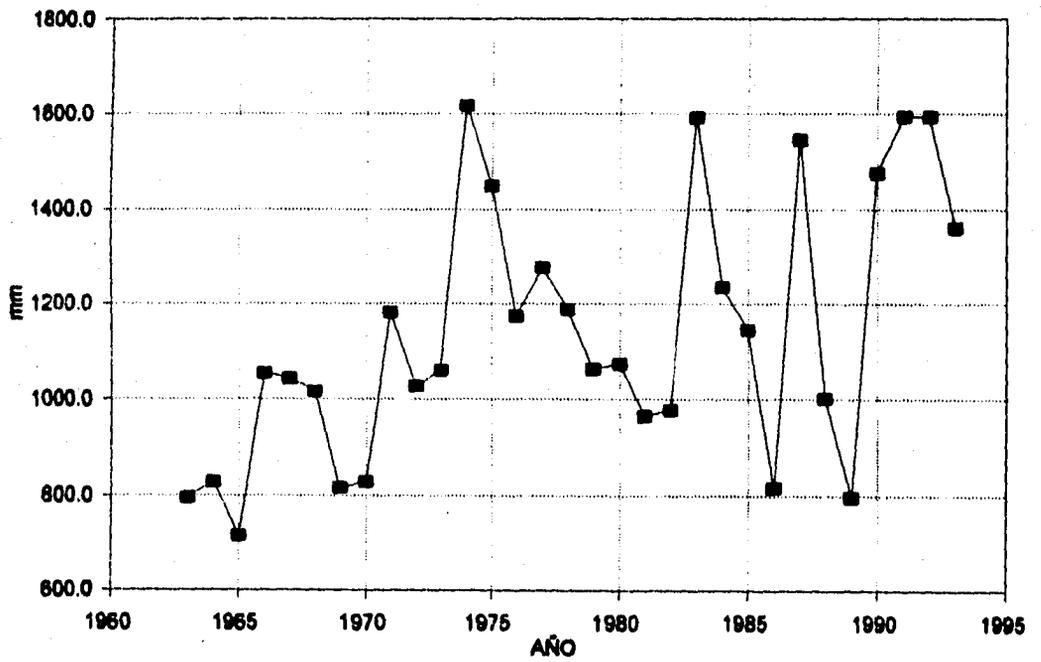


Figura No. 15

CONTROL HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO SANTIAGO

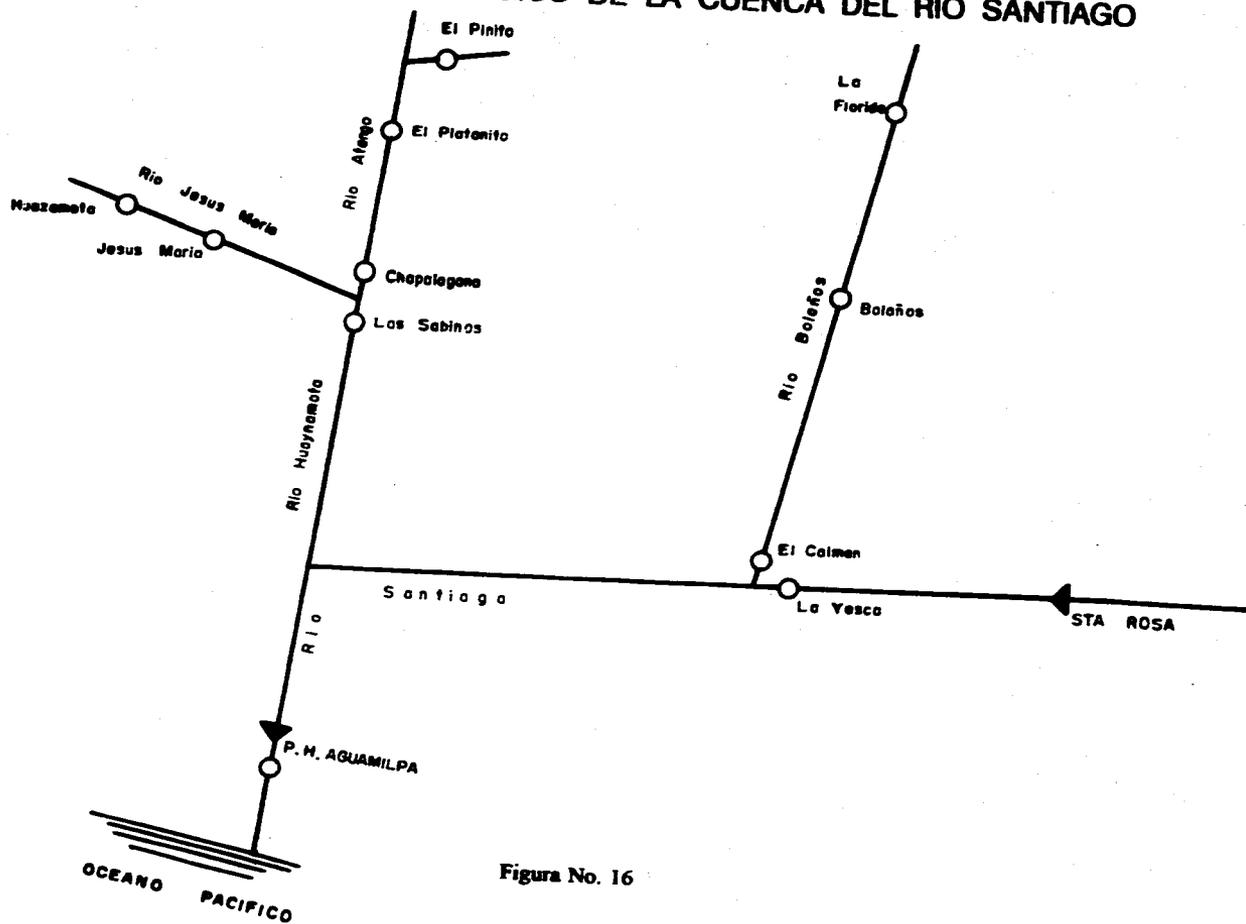


Figura No. 16

Tabla No. 6 Evaporacion mensual (mm)

P. H. AGUAMILPA

1963	143.8	173.8	255.8	281.3	352.4	207.3	174.8	179.7	160.4	139.8	138.9	98.4	2289.9	181.658
1964	86.8	165	256.8	322.7	368.1	307.5	208.8	188.2	144.6	154.7	157.2	126.9	2487.1	208.092
1965	151.8	167.8	272.7	313	380.8	347.5	234.5	155.8	180.9	172.3	164.4	98.2	2619.3	218.275
1966	98.4	131.8	250.7	253.7	348.9	275.7	194.1	147.4	155.5	130.4	127.8	116.3	2231.3	185.942
1967	118.8	168	259.4	334.8	367.1	287.8	188.8	178.4	188.8	140.8	146.4	121.9	2487.9	208.156
1968	158.4	174.7	196.8	261.7	337.9	293.7	208.3	188.8	159.9	166.1	133.4	100.2	2377.8	198.15
1969	126.5	158.8	280.1	311	348	334.1	212	194.6	153.9	148.2	140.9	110.1	2494	207.833
1970	117.5	142.9	216.4	330.5	378.4	326.7	180.8	184.2	148	156.4	137.9	147.1	2474.7	206.225
1971	188.7	198.8	313.3	327.3	367.7	306.7	225.2	144.8	127	93.2	127	126.3	2615.8	209.65
1972	130.1	188.7	288	338.4	281.9	174	173.2	158.2	144.7	148.2	111.8	114.1	2243.3	188.942
1973	112.5	121.1	188.5	218.4	255.3	222.8	162.4	135.3	147.1	141.2	141.8	148	1973.2	164.433
1974	144.9	171.8	208.8	271.1	248.8	222.8	150.9	169.1	148.5	162.3	149.7	105	2184.4	178.533
1975	118.8	157	224.4	264.4	280.1	218.4	141.9	145.3	128.8	154.7	130.8	118.7	2088.4	173.867
1976	142.2	184.3	220.8	328.8	274.3	218.9	143.3	148.8	124.3	138.3	108.2	70.7	2097.4	174.783
1977	72.7	154	208.8	248.7	278.8	242	177	152.5	141.1	130.2	130.8	134.2	2072.7	172.725
1978	144.2	138	204.9	233.8	262.2	223.4	185	144.5	127.8	112.5	120.8	112	1888.7	165.808
1979	126.1	133.9	200.9	227.9	268.5	251.8	200.4	150.8	127.7	172.9	148.1	114.3	2123.7	178.975
1980	130.3	145.2	230.4	237.3	278.8	256	184.2	130	118.8	132.9	131.1	116.8	2088.6	174.867
1981	115.4	162.7	188.9	228.5	280.7	187.5	140	148.5	132.3	132.8	148.8	125.3	1878.2	164.933
1982	154.7	178.2	240.8	258.5	275.9	255.1	178.1	159.1	157	138.4	140.3	83.4	2217.3	184.775
1983	87.3	137.1	180.8	236.2	246.2	213	184.5	144.1	114.5	118	108.3	120	1888	155.667
1984	105.1	142.9	207.4	237.5	263.5	218.7	118.1	138.2	123.1	137.8	125.4	105.3	1820.8	160.067
1985	92.7	127.6	188.8	212.8	269	215.5	136.9	139.9	132.3	129.4	118.2	107.4	1880.1	156.675
1986	148.1	139.9	235.8	230	256.7	168.9	219.2	156.5	124.5	132.2	143.1	120.4	2076.1	173.088
1987	105.7	104.3	162.8	220.2	242.8	230.8	167.1	140	124.4	132.2	143.8	103.3	1877	156.417
1988	154.4	178.1	202.8	226.1	251.5	197.1	184	148.2	130.2	150.8	133.1	121.5	2065.8	171.3
1989	145.5	178.2	210	261.8	268.5	240.4	169	144.5	148.7	153.8	129	145	2188.2	182.35
1990	111.2	114.3	227.1	258.1	214	229	127.8	143.5	123.8	115.8	98.9	106.1	1887.8	156.833
1991	103.8	110.9	170	186.2	367.8	295.9	150.5	151.3	134.1	102.4	105.3	125.9	2003.8	168.892
1992	86.34	92.78	148	312.3	274.7	280.7	187.8	137.7	121.1	99.47	82.42	84.13	1915.22	159.802
1993	100.7	142.2	208.3	257.4	272.4	237.1	181.1	149.7	125.4	118.9	100.2	113.2	2008.6	167.217
3020.9	4881.2	6112.3	6238.4	6117.3	7700.8	5459	4783.4	4278.3	4252.7	4013.8	3838.8			
123.28	151.01	218.78	265.75	294.11	246.41	178.06	154.83	137.86	137.18	129.47	114.18			
188.7	189.9	313.3	338.4	380.8	347.5	234.5	194.6	168.8	172.9	164.4	147.1			

**P. H. AGUAMILPA
EVAPORACION ANUAL**

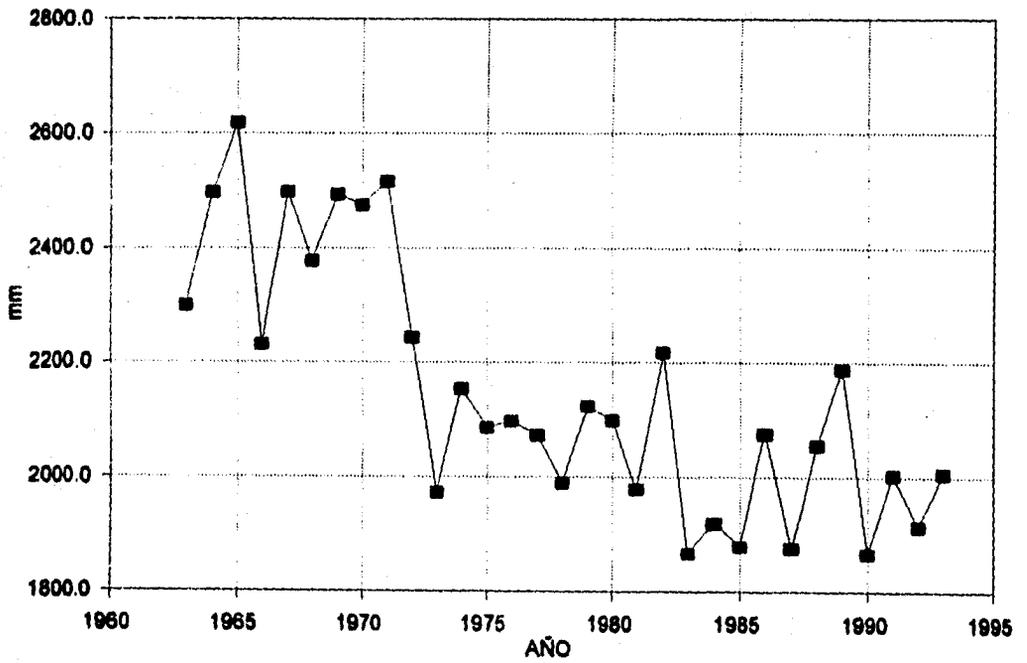


Figura No. 17

Tabla No. 7 Temperatura maxima (°C)

P. H. AGUAMILPA

1963	37.5	38.8	41.8	41.8	41.8	40	39	38.5	38	38	37	34	40
1964	33	36	36	39.5	41	42	39	37	35	37.5	37.5	38.5	42
1965	39	38.5	37	45	40.5	39	37.5	35.5	36.5	36.5	39	39	45
1966	34	35	39	39	40	41	38.5	37.5	37	36	36	33.5	41
1967	35	36	37	39.5	40	41	38	37.5	36	35	37	34	41
1968	36	36	37	37	38.5	38	38	36	36	37	36	38	38.5
1969	36	36	41	40	39	40	43	38	38	37	38	39	43
1970	37	38.5	35	39	43	39.5	37	39	35	37	36	38	43
1971	37	37.5	40	40	38.5	39	37	37	39	36	37	37	40
1972	35.5	36.7	36.2	39.8	42	41.5	41.5	37	39	39	39	36.5	42
1973	34.5	37	38.5	41	41.5	40	39	39	38.5	39	40	37	41.5
1974	39.5	40	40	42	41	43	37	39	38	40	39	37	43
1975	37.5	38	40	41	41	40.5	37	35.5	37	40	39	39	41
1976	39.5	41	40	42	42	43.5	38	37	38.5	39	39	35.5	43.5
1977	38	38.5	41	43	42	42.5	42.5	37.5	37.5	39	39	37.5	43
1978	38	39.5	42	42	43	42	37.5	38.5	38	36.5	37.5	37.5	43
1979	36.5	38.5	41	41.5	42.8	45	42	37.5	39	40.5	40	37.5	45
1980	39.5	38.5	41.5	42	42.5	27.5	41	37.5	36.5	42	39.5	37	42.5
1981	38.5	40	39.5	43.5	42	39.5	37	39.5	39.5	39.5	39	37.5	43.5
1982	39	42	42.5	42	41.5	41.5	40.5	41	42	40	41.5	37.5	42.5
1983	33.5	35.5	39.5	39.5	45.5	39.5	38.5	36.5	37	39	37	38.5	45.5
1984	36.5	37	40.5	41	44	41.5	38.5	37	39	37	39.5	39	44
1985	38	38	41.5	42	42	42	37	39	37.5	38	37.5	36.5	42
1986	39.5	41.5	42	45	41.5	38	42.5	39.5	34.5	41	40.5	37.5	45
1987	37.5	35	40.5	42	42.5	42.5	40	39.5	40	39.5	38.5	36.5	42.5
1988	38	42	40	41.5	42	43.5	36.5	38	38.5	37.5	38	38	43.5
1989	38	41.5	41	42.5	42	42	37.5	36	38.5	39	37	33	42.5
1990	38	37	39	42	43	39	35	38.5	38.5	35.5	37	37	43
1991	35	34.5	34	39.5	41.5	41	38	38	36.5	38	39.5	35.5	41.5
1992	33	34	39	41	40	40.5	35	37	36.5	36.5	34	35	41
1993	35.5	38	36	40	39	38	37	37	35.5	38	35	35	40
1131	1178	1224	1278.8	1288.8	1299.5	1188.5	1185	1159	1179.5	1178.5	1129		
36.4839	37.9032	39.4839	41.1806	41.5032	40.629	38.3387	37.5806	37.3871	38.0484	37.9194	36.4194		
39.5	42	42.5	45	45.5	46	43	41	42	42	41.5	39		

P. H. AGUAMILPA
TEMPERATURA MAXIMA

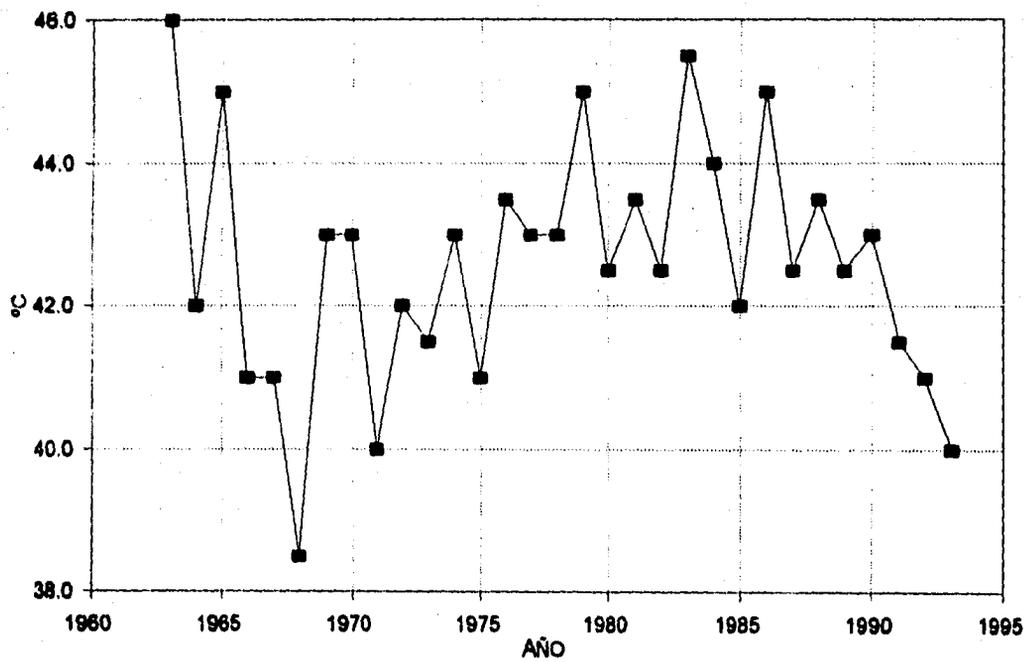


Figura No. 18

Tabla No. 8 Temperatura media (°C)

P. H. AGUAMILPA

1953	24.9	24.4	26	29.3	30.8	30.4	29.9	28.8	28.8	27.9	26.8	24.2	27.39
1964	22.3	23	25.3	28	28	30.2	28.8	28.3	28	27.7	27	24	28.8
1965	24.1	23	25.5	29.3	29.8	30.7	29.4	27.9	28.4	28	27.9	24.3	28.083
1966	22.1	23.1	25.7	27	30.4	30.9	28	26.4	26.7	27.4	26	23.9	28.8
1967	22.4	23.8	26.1	27.8	29.7	30.5	28.7	28.3	28.3	27.3	28.4	23.6	28.8917
1968	24.4	25.2	23.1	28.9	29.6	29.6	28.78	28.1	28.3	28.6	25.3	24.3	28.885
1969	23.4	24.5	24.3	27.3	29.3	30.3	29.8	29.1	28.9	27.9	28.1	23.7	27.05
1970	22.9	24.5	24	26.5	29.2	30.9	28.5	28.4	28.2	27.6	25.8	24.9	28.7833
1971	24.1	23.1	25.9	27	29.1	30	28.1	27.8	27.8	27.3	28	24.8	28.7333
1972	25.1	25.7	27	28.5	32.1	30.7	30.3	29.2	30	30.2	28.4	25.4	28.56
1973	23.1	25.7	26.4	28.8	31.3	30.7	29.8	28.2	29.8	30.2	28.2	25.2	27.9187
1974	25.2	26.3	27.4	29.4	30.4	31.8	28.9	30.1	29.8	30.3	27.8	24.9	27.625
1975	24.9	26.2	26.1	28.8	30.4	31	28	28.6	29.1	29.9	27.9	28.5	28.3
1976	28	27.8	28	29.1	30.8	31.5	28.9	29.3	29.8	29.3	28	25.1	28.4667
1977	24.2	26	27.4	28.9	31	32.8	29.4	29.4	30	29.7	28	26.1	28.575
1978	26.7	25.6	27.9	29.1	31	32.1	29.5	29.7	29.4	28.4	28.9	26.8	28.5917
1979	25.3	25.9	27.7	28.3	31.1	32	30.2	29.5	29.5	31.8	27.5	26.7	28.775
1980	24.8	27	26.9	29.4	31.2	33.4	31	29.2	29.3	29.7	28.1	26.5	29.025
1981	25.3	27.7	26.4	30	30.5	29.7	29.2	30.2	29.8	29.8	29.2	25.8	28.6333
1982	26.9	27.7	28.5	30.7	32.5	33	30.1	30.3	31.1	30.1	27.8	23.4	29.3417
1983	23.5	24.3	26.6	28.5	30.5	31.8	29.8	29.4	29.5	30.3	27.2	26.4	28.1333
1984	24.9	25.9	26.1	29.9	31.7	31.7	28.9	28.9	29.8	30	28.2	26.4	28.7
1985	22.9	25.5	26.7	28.8	31	31.7	28.8	29.1	29.5	29.9	27.3	25.4	28.2
1986	28.9	26.3	26	30.5	31.5	29.5	31.2	29.6	26.5	29	26.5	25.7	28.6
1987	22.8	24.1	25.8	28.4	30	29	29.5	29.3	29	30	26.4	25.4	27.1333
1988	25.8	27.4	26.8	28.2	30.8	29.7	29.5	29.8	29.5	30.3	26.4	26.5	28.5167
1989	28.2	28.5	27.5	30.7	31.1	32.7	28.5	29.4	30.5	30.4	27.4	23.4	28.8867
1990	28.7	28	28.3	31.2	31.9	31	28.2	29	28.5	28.5	27.7	26.2	28.7667
1991	27	26.7	27.2	27.2	29.9	30.2	29	29.5	29.1	29.9	27.1	26.6	28.2
1992	22.9	25.1	26.6	27.4	29.4	31.8	28.8	28.9	28.9	28.2	23.3	25.2	27.1917
1993	24	24.8	24.2	28.2	27.4	29.2	26.8	26.4	26.1	28	26.5	26.5	28.8917
780.8	780.8	827.3	887.7	844.2	854.1	804.38	888.3	801.7	853.3	842.8	785.8		
24.5467	25.54	26.71	27.98	30.4467	30.79	29.188	28.9833	29.0867	29.19	27.2433	25.36		

**P. H. AGUAMILPA
TEMPERATURA MEDIA**

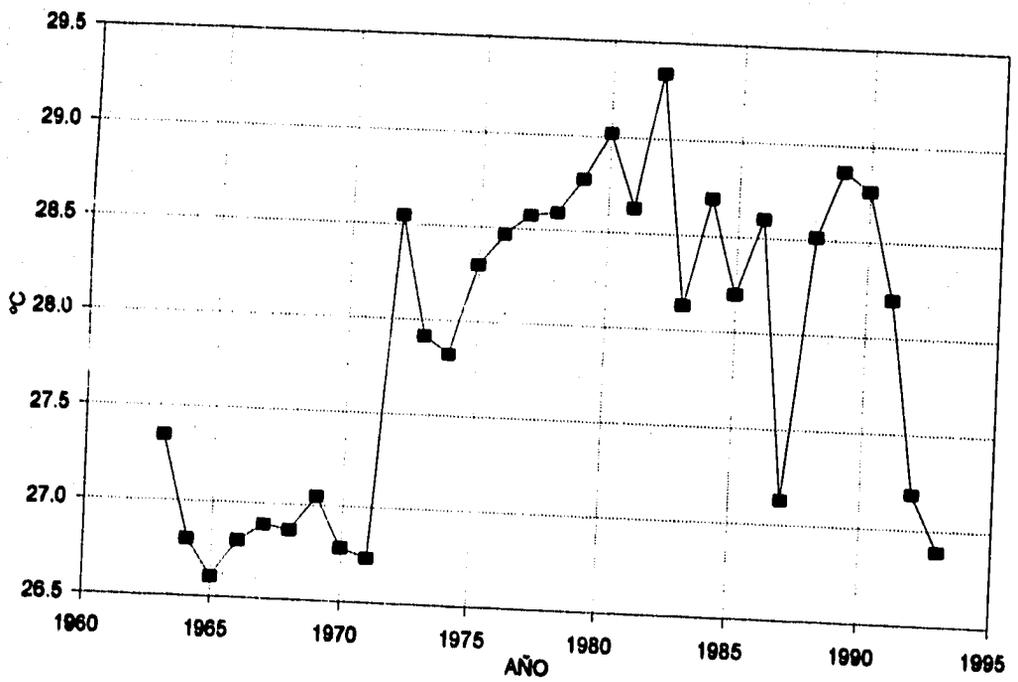


Figura No. 19

Tabla No. 9 Temperatura minima (°C)

P. H. AGUAMILPA

1963	13.5	12	14	15.5	15.5	22.5	19.5	19	19	19	14.5	13	12
1964	11	11	13	16	18	21	21	21.5	22	19.5	16.5	13	11
1965	13	11.5	12.5	18	19	21	22	21	21.5	16	18	13	11.5
1966	10	12	14	17	20	22.5	22	22.5	22	18	18	11	10
1967	9.5	10	14	17	17	22.5	22	21	22.5	17.5	18	11	9.5
1968	11.5	15.5	18.5	18.5	20	21	21	21	22	22.5	19	18	11.5
1969	13	13	10	15	18	21	22	22	22	18	15	13	10
1970	13	10	14	14.52	18	22.5	22	22	22	19	13	14	10
1971	13	9.5	13	17	19	20.5	20	22	22	21	14	14	9.5
1972	14.4	14.7	15.9	17.2	22	23	22	22	22	20	20	14	14
1973	14	14.5	15	14	21.5	22	23	23	22	22	18	13.5	13.5
1974	14.5	13.5	15	18.5	20.5	21.5	22	22.5	22	21	14.5	14.5	13.5
1975	14.5	15.5	16.5	17	18	22	21.5	22.5	20	20.5	18	13.5	13.5
1976	12.5	15.5	18.5	17.5	19	23	23	22	22.5	18.5	17.5	18.5	12.5
1977	18	15	14.5	16.5	20	23	21	22.5	23	19	17.5	13.5	13.5
1978	15.5	14.5	16	16	19	23	22	22.5	22	19	18	17.5	14.5
1979	15	15	15.5	15	19.5	21	20.5	23	21	16.5	14.5	17	14.5
1980	14	17.5	17.5	17.8	20	18.5	22.5	23	20.5	20	15.5	16.5	14
1981	15	16.5	14	16.5	19	22.5	22.5	20	23	20.5	18	12	12
1982	14.5	14.5	16.5	20	22	22	22	21	23	21.5	17	15	14.5
1983	13.5	12.5	15	14.5	18	23	22.5	22	22	22	15.5	15	12.5
1984	14	15	17	19.5	19	23	22	22	22	20.5	16.5	18.5	14
1985	12.5	13	18	16.5	20	22	22.5	22	22	21	17	15.5	12.5
1986	15	14.5	14	18	20.5	22.5	21	22	22.5	18	16	13	13
1987	11.5	15	14	15.5	19	23	17.5	22.5	21.5	20	16.5	15	11.5
1988	11.5	17	18	17.5	19	13	15	22	23.5	22	17	15	11.5
1989	15.5	16.5	16.5	16.5	19.5	23	20	23	23	33	18	18	15.5
1990	15	18	18	20	21	20.5	20	22	22	21	18.5	10.5	10.5
1991	17	18	20.5	16.5	18	19	19.5	22	20	21	17	17	16.5
1992	16	17.5	15	17	20	24	22	23	21	20.5	15	17	15
1993	15.5	14	12	11	15	21	22	21	22	20	18	18	11
	424.4	440.2	485.9	521.32	597.3	670	687.5	679.5	677.5	631	501.8	453	
13.6903	14.2	15.029	16.8168	19.2677	21.8129	21.2097	21.9194	21.8548	20.3548	16.4032	14.8129		
	9.5	9.5	10	11	15	13	15	19	19	16	13	10.5	

**P. H. AGUAMILPA
TEMPERATURA MINIMA**

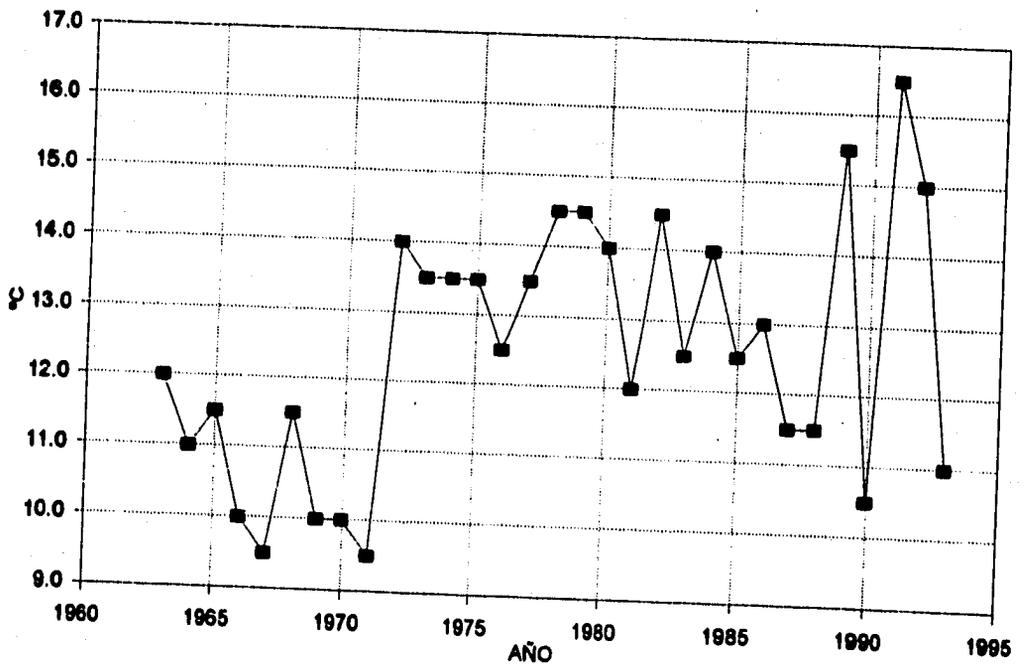


Figura No. 20

Tabla No. 10 Distancias y tiempos de traslado

P. H. AGUAMILPA

DISTANCIA Y TIEMPO DE TRASLADO ENTRE ESTACIONES HIDROMETRICAS DEL RIO SANTIAGO Y ATUENTES PRINCIPALES				
MUNICIPIO	ESTACIONES		DISTANCIA Mts	TIEMPO DE TRASLADO Hrs
	DE	A		
CHAPALAGANA	EL PINITO	EL CARRIZAL	202	23
	EL PLATANITO	EL CARRIZAL	173	19
ATENGO	CHAPALAGANA	EL CARRIZAL	49	5
JESUS MARIA	HUAZAMOTA	EL CARRIZAL	123	13
	JESUS MARIA	EL CARRIZAL	85	9
HUAZAMOTA	SABINOS	EL CARRIZAL	40	4
	HUAYNAMOTA	EL CARRIZAL	12	1
BOLAÑOS	LA FLORIDA	EL CARRIZAL	401	36
	ROSALES	EL CARRIZAL	483	47
	LA GLORIA	EL CARRIZAL	371	34
	BOLAÑOS	EL CARRIZAL	252	22
	EL CAIMAN	EL CARRIZAL	148	12
JUCHIPILA	PALOMAS	EL CARRIZAL	469	39
	AGUA BLANCA	EL CARRIZAL	424	30
	LA BOQUILLA	EL CARRIZAL	257	20
VERDE	AJOJUCAR	EL CARRIZAL	508	39
	LA CUÑA	EL CARRIZAL	378	29
SANTIAGO	PTE. ARCEDIANO	EL CARRIZAL	293	23
	LA YESCA	EL CARRIZAL	148	12
	STA. ROSA	EL CARRIZAL	210	18

Tabla No. 11 Volúmenes de escurrimiento (mm3)

P. H. AGUAMILPA

1952	77.3	88.8	80	85.8	88	35.8	1107.1	1129	581.8	343	157.3	118.4	411.2.4
1953	118.8	127.8	114.4	108.8	108	235.1	588.4	1384.5	1132.4	280.1	172.3	162.3	4538.8
1954	138.8	117.8	125	116.3	109.3	482.2	1288	1280	588.5	387	134.5	125.3	4878.3
1955	141.8	110.8	102.8	77	75	143	888.5	3081	2378.8	882	171.5	138.1	8242
1956	133.1	125.1	120.8	110.8	177.8	438.3	1428.1	1808	581	187	141.8	138.8	5180.2
1957	135.8	120	127.8	121.1	125	133.8	462.7	474.8	527.5	580.5	144.3	127.5	3080.8
1958	135.1	117.4	157.8	114.8	121	428	1884.5	1100.8	2504.5	1880.8	1385	301.7	8881.1
1959	225.1	148.3	114	484.2	177	430.8	1487	2441.8	840.2	884.5	488.5	177.8	7808.8
1960	203.3	148.3	145.8	135.1	148.3	153.8	737.2	1388	720.4	183.8	143.5	335.7	4412.8
1961	184.8	131.5	128.3	112.8	137.3	388.7	1707	1878.8	670.5	288.8	183.8	188.8	6100.2
1962	147.8	182.1	131.3	128.8	123.8	488.8	1188.1	728.5	1480.2	808.8	184.5	123.2	5485.3
1963	110.8	88.8	87	70.4	87.5	270	2084.3	2158.1	1441.5	708.8	204.1	288.8	7882.5
1964	208.8	88.8	24.4	22.8	82.1	254.7	782.7	832.8	1822.7	884.8	158.8	148.2	5382.8
1965	123.1	82.7	138.8	121.3	123.8	188.8	487.8	3102.3	2313.3	1302.8	333.3	310.3	8883.1
1966	230.8	288.8	182.8	177.4	201.4	802	883.8	2578.8	1888.5	818.2	182.3	144.5	8138.8
1967	258	131.8	145	177.3	178.8	343.8	1701	2880.7	5371.2	1838.7	1114.8	722.8	15070.8
1968	321.7	277.8	728.1	308.8	303.4	252.5	1887.1	2842.5	1788.8	478.3	188.5	275.8	8808.8
1969	182	178.7	187.2	141.3	134.8	187	888.3	383.2	771	478.5	128.8	212.8	3842.5
1970	172.3	148	130	138.2	131.7	288.4	338.3	415	712	821	184.8	158.8	3748.4
1971	187.5	140.8	182.2	141.7	188	418.2	1328.7	2804.8	2488	2482.8	740	288.7	11180.1
1972	245.8	255.8	277.7	235	191.5	387.8	815.2	784	1007.1	188.8	347.8	218	4740.4
1973	288.5	124.4	113.4	188	155.8	184.5	2037.3	5304.1	3075.4	1278	384.2	180.5	13288.1
1974	178.8	180.2	188.8	137.8	208.2	387.8	1312.5	1488	1078.3	387.8	128.8	184.8	5888.8
1975	141.7	118.2	147.8	147	178	278.8	2314.7	3523.8	1433.8	233	133.8	131.1	8778.7
1976	142.5	185.4	184.7	153	153	210.4	3148.3	2835.5	1818.5	1081.7	1384.4	1013.2	11838.8
1977	304.8	151.8	222.3	218.8	248.7	801.3	1881.8	1817.3	2480.8	308.5	187.8	177.1	8388
1978	188.7	157.3	202.8	171.7	170.8	358.8	871.4	1024.4	1828.5	1841.7	202.8	188.8	7388.8
1979	202.2	128.8	148.1	141.3	142.8	150.1	811.8	1344.2	817.7	144.3	118.4	131.4	4273.1
1980	118.4	112.5	84.7	77.8	104.2	241.2	811.5	1348.5	1145.5	314.4	138.7	82	4884.4
1981	101.5	72.1	88.5	88.8	88.1	325.8	2145.8	1101.4	1188.8	278.4	130.4	188.1	8717.8
1982	77.8	88.8	87.2	83.5	81	88	1035.8	721.8	248.8	188.8	171.8	180.1	2848.8
1983	282.7	70.4	72.5	45.4	83	158.8	1424.4	2451.8	1744	387.8	188.5	110.8	7018.8
1984	80.8	80.3	88.2	48	48.5	528.2	2444.8	2185.8	881.8	222.8	87.1	84.5	8738.2
1985	482	88.8	112.5	88.3	84.7	416.7	1248	1828.8	755.7	307	127.8	112	8418.8
1986	81.8	88.4	80.5	73.1	118.4	388.8	1348.1	808.1	1022.8	882.2	124	88.8	4783.2
1987	832.5	284.4	148.5	128.8	88	180.4	1121.1	1585.5	1083.5	888.1	104.5	122.5	8480.8
1988	80.5	84.8	153.3	137.8	134.8	350.3	1877	3358.5	1021.8	238.2	87.8	104.8	7888.5
1989	84.8	141.2	172.8	115.1	88.8	58.2	877.1	1132	888	182.3	104.3	88.8	3881.3
1990	88.8	124.7	112.3	82.8	123.5	184.7	1050.5	3783.5	1883.4	888.4	338.7	182.8	8888
1991	178.3	138.2	180.4	108.8	88.1	128.7	3474.2	1583.2	1788.2	487.2	148.1	125.3	8381.8
1992	3888.2	1020.2	222.2	188.1	80.3	150.8	458.7	844.8	820.2	848.8	188.4	382.1	8888.7
1993	121.8	130.7	88.7	82.2	107.2								841.4
11888	8880.8	8188.2	8818	8857.2	12181.2	88380.3	74472	88718.4	28880	11788.8	8888.4		
277.871	187.167	147.338	131.381	132.314	288.818	1380.01	1818.38	1432.16	880	274.048	288.871		
3888.2	1020.2	222.2	188.2	303.4	802	3474.2	5304.1	5371.2	2482.8	1388	1913.2		
88.8	88.8	24.4	22.8	48.5	58.2	338.3	383.2	248.8	144.3	87.8	82		

P. H. AGUAMILPA
VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO

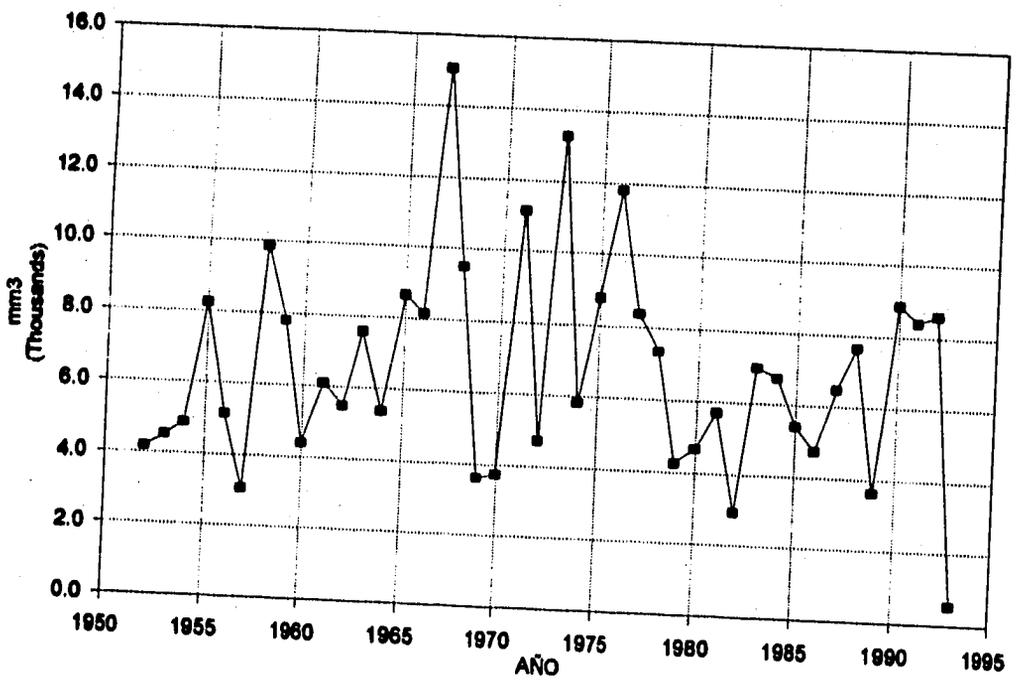


Figura No. 21

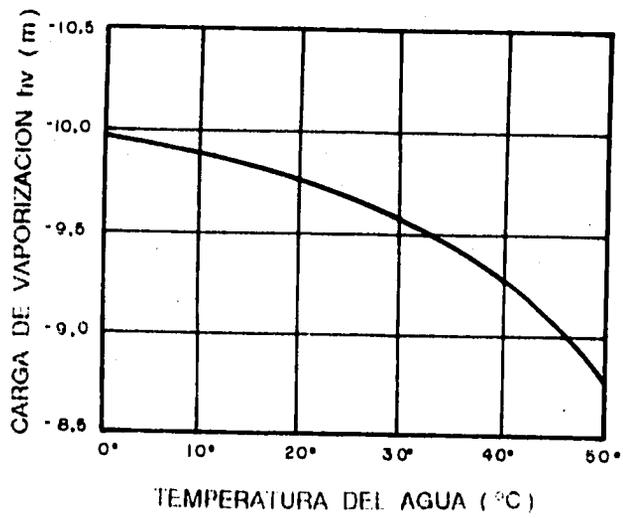


Figura No. 22 Presión de vaporización del agua

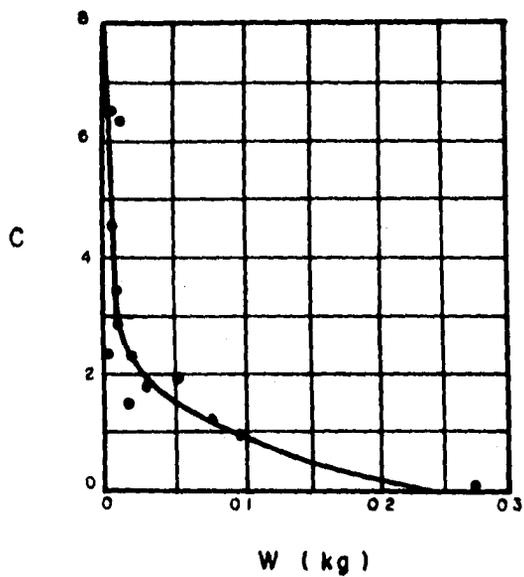


Figura No. 23 Perdidas de concreto vs concentración de aire (Peterka)

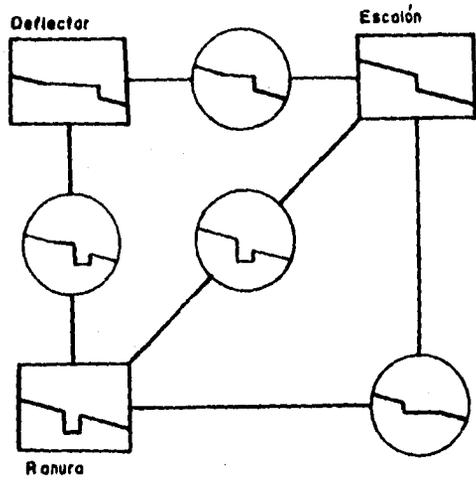


Figura No. 24 Diferentes alternativas de estructura aireadora

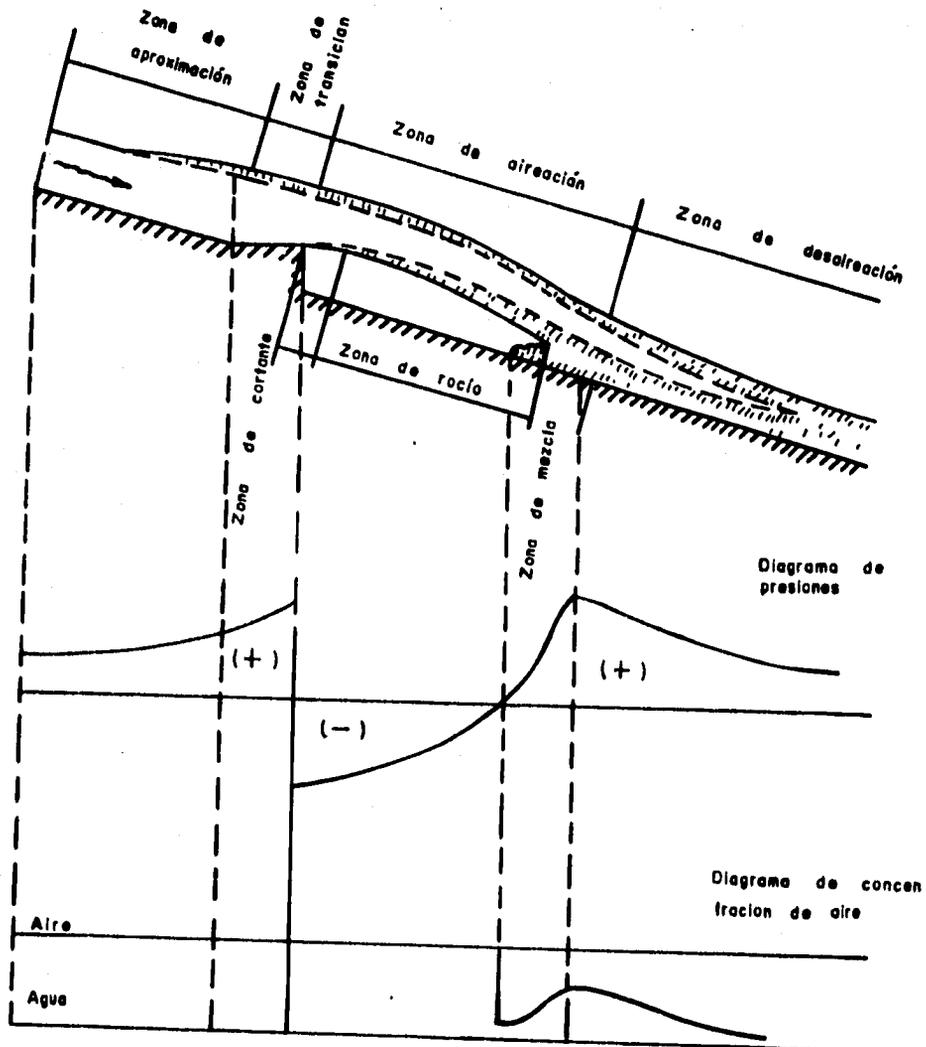


Figura No. 25 Mecanismo de aireación

Tabla No. 12 Vertedores en canal

PAIS	PROYECTO	H	Q	VELOCIDAD	VELOCIDAD	TIPO DE AIREACION	N.º DE AIREADORES	TIEMPO DE OPERACION	TIEMPO DE OPERACION	TIEMPO DE OPERACION	TIEMPO DE OPERACION	COMENTARIOS
FILIPINAS	SAN ROQUE	128.4	12600	105	45						X	NO SE PRECISA SI SE COLOCARON AIREADORES
IRAN	KARUN	130	16200	54	45	S/A EN PROYECTO				X	X	CAVITACION SEVERA ALISAMIENTO DE CANAL 50:1 AIREADORES EN PROYECTO
BRASIL	FOZ DO AREIA	120	11000	70.6	43	C/A	3	24 DIAS			1:100 SECC 1:50	FUNCIONO PARA Q=2000 m ³ /s SIN DAÑO FUNCIONO PARA Q=8110 m ³ /s SIN EROSION (AVE 1963)
URSS	NUREK	200	2400	10	50	C/A	7				1:12,1:25 1:35	EXCESO DE AIREACION AIREADORES MUY PROXIMOS
ECUADOR	AMALUZA	120	1327	72.1	45	C/A	1					FUNCIONO PARA Q=750 m ³ /s SIN DAÑO
VENEZUELA	GURI	110	10000		45	C/A	2 EN CANAL 1 1 EN CANAL 2 Y 3	OPERACION FRECUENTE ANUAL		X	X	ANTES DE AIREACION Y CON H=100 CAVITACION LEVE DESPUES DE AIREACION SIN PROBLEMAS
URSS	BATSK	100			40	C/A	2				X	CON AIREADORES COLOCADOS NO PRECISA EL Q NO HUBO DAÑO EN OPERACION (INICIAL SIN AIREADORES CAVITACION INTENSA)
ARGENTINA	ALICURA	136			45	C/A		10 AÑOS				FUNCIONO PARA Q=1000 m ³ /s SIN DAÑOS
BRASIL	EMBALCACAO	83.5	2800	58.5	35	C/A	2					FUNCIONO PARA Q=5000 m ³ /s SIN DAÑO (AVE DE 1963)
ARGENTINA	ULLUM	72.5	2560				X					FUNCIONO PARA Q=325 m ³ /s SIN DAÑO
TURQUIA	CARACAYA		17000		50	C/A	1 A a CIMACIO 1 JUNTA ENTRE LA PRESA C.M.					A FUNCIONADO SIN PROBLEMAS SOLAMENTE ALGUNAS TAPAJUNTAS MAL COLOCADAS FUERON REEMPLAZADAS
ARGENTINA	PIEDRA DEL AGUILA		14000		30	C/A	X				1:25.7	CONSTRUCCION
CHILE	COLBUM	86		VARIABLE 71.1-50	35	C/A	2				X	FUNCIONO PARA Q=3300 m ³ /s SIN DAÑO
BRASIL/ PARAGUAY	ITAIPU	80	62200		32	C/A	X	VARIOS AÑOS				OPERACION CONTINUA ALISAMIENTO 50:1 NO SE PRECISA EL Q NO HUBO DAÑO
ECUADOR	PAUTE		6000		25-30	C/A		VARIOS AÑOS				TRABAJA SIN PROBLEMA
CANADA	MICA	143	16200		40	S/A		49 DIAS		X		FUNCIONO PARA Q=2000 m ³ /s CAVITACION LEVE EN VARIAS JUNTAS

Tabla No. 13 Vertedores en túneles

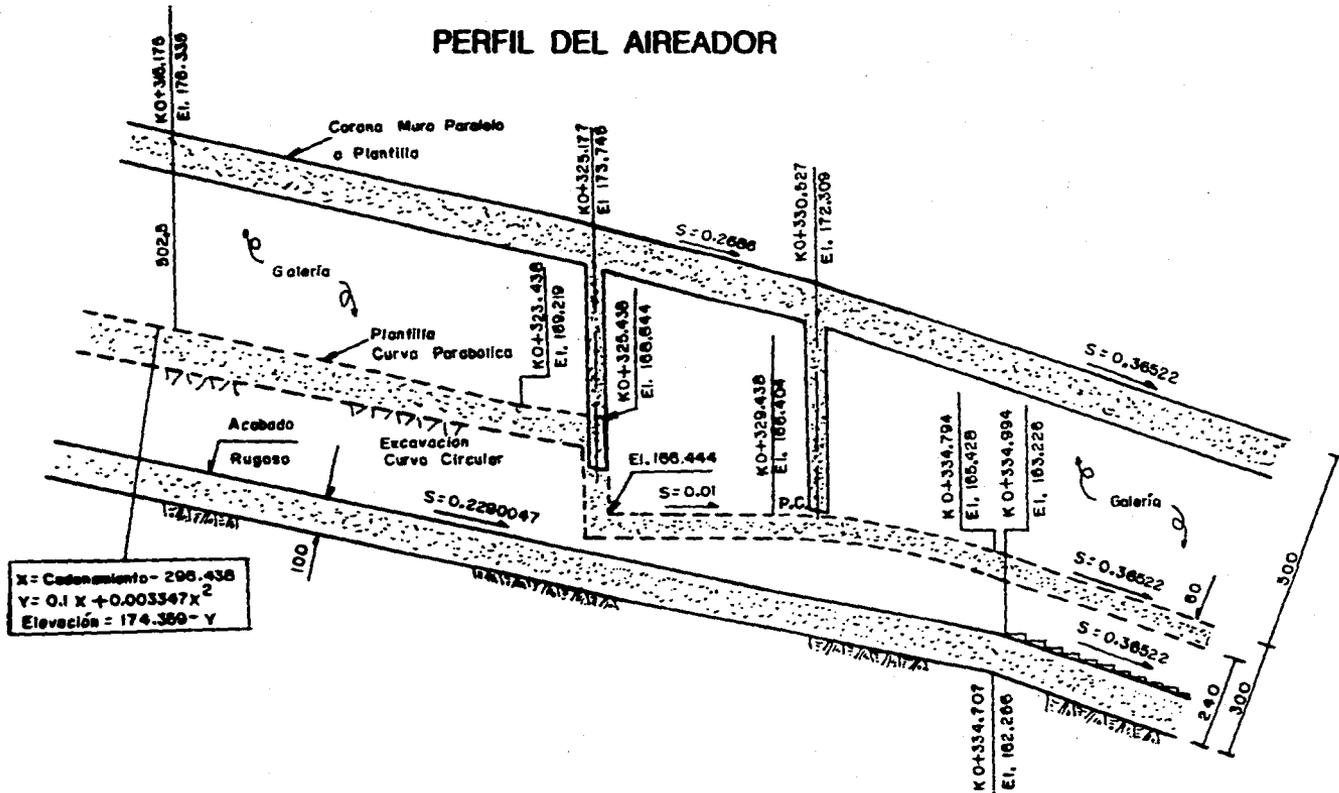
PAIS	TUNEL	H	Q	ANCHO	VELOCIDAD	OPERACION SIN SIN AIREACION	HA HABIDO AIREADORES	TIEMPO DE OPERACION	OPERACION EN MODELO	COMENTARIOS	
URSS	NUREK	45	2400	10	50	C/A	X	EXC. DE AIREACION AIREADORES MUY PROXIMOS 7	1:12, 1:25 1:35	PARA Q=970 m ³ /s NO HUBO DAÑO EXCESO DE AIREACION	
URSS	SAYAMMO	210			50	C/A	X	OPERACION FRECUENTE		SIN PROBLEMAS DE CAVITACION NO SE PRECISA EL Q	
E.U.A.	GLEN CANNYON	162.3		12.5		C/A S/A	X	PRUEBA CON ALGUNAS MORAS	X	X	DESPUES DE LOS AIREADORES NO HUBO CAVITACION NO SE PRECISA EL Q
E.U.A.	YELLOWTAIL	147.7	2800	9.75	49	C/A S/A	X	5 DIAS	X	X	FUNCIONO PARA Q=425 m ³ /s NO EXISTEN DAÑOS
PAKISTAN	TARBELA	122	2800			C/A S/A	3			X	SE COLOCARON AIREADORES Y NO HA HABIDO FALLAS
CANADA	MICA	61	1000				X	3 SEMANAS		1:80	FUNCIONO PARA Q=1000 m ³ /s NO EXISTEN DAÑOS

Tabla No. 14 Descarga de fondo A, B, C y D

PAIS	TUNEL	H	Q	ANCHO	VELOCIDAD	OPERACION SIN SIN AIREACION	HA HABIDO AIREADORES	TIEMPO DE OPERACION	OPERACION EN MODELO	COMENTARIOS	
E.U.A.	GRAND COULEE	108		2.53-2.36	40	C/A S/A	X	VARIOS AÑOS 3000-12000 HRS		1:49.5	NO SE PRECISA EL Q MEJORO EL FUNCIONAMIENTO
CHILE	COBILUM	108			44	C/A	X	200 DIAS			PARA Q=100 m ³ /s NO HUBO DAÑO
E.U.A.	CALACUCCIA	61.4	100				X	8000 HRS			FUNCIONO PARA Q=10 m ³ /s NO EXISTEN DAÑOS
ARGENTINA	PIEDRA DEL AGUILA		1400		50	C/A	X	2 AÑOS	X		HA DESCARGADO Q=1400 m ³ /s SIN CAVITACION

P. H. AGUAMILPA

PERFIL DEL AIREADOR



$X = \text{Cadenamiento} - 296.438$
 $Y = 0.1 X + 0.003347 X^2$
 Elevación = $174.369 - Y$

P. H. AGUAMILPA

PERFIL DEL AIREADOR Y LA CHIMENEA

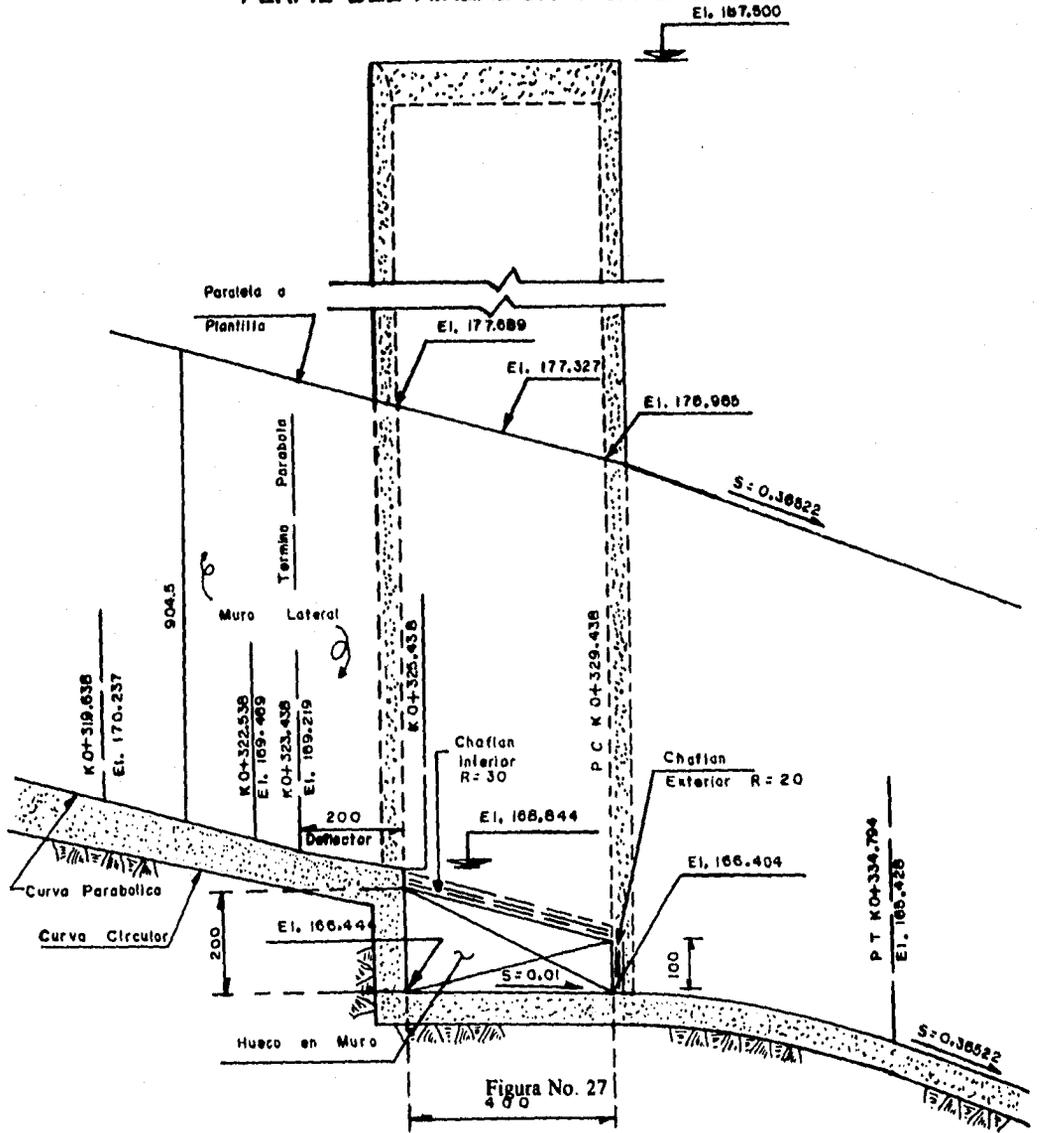


Figura No. 27
400

P. H. AGUAMILPA

PLANTA DETALLE DEL AIREADOR

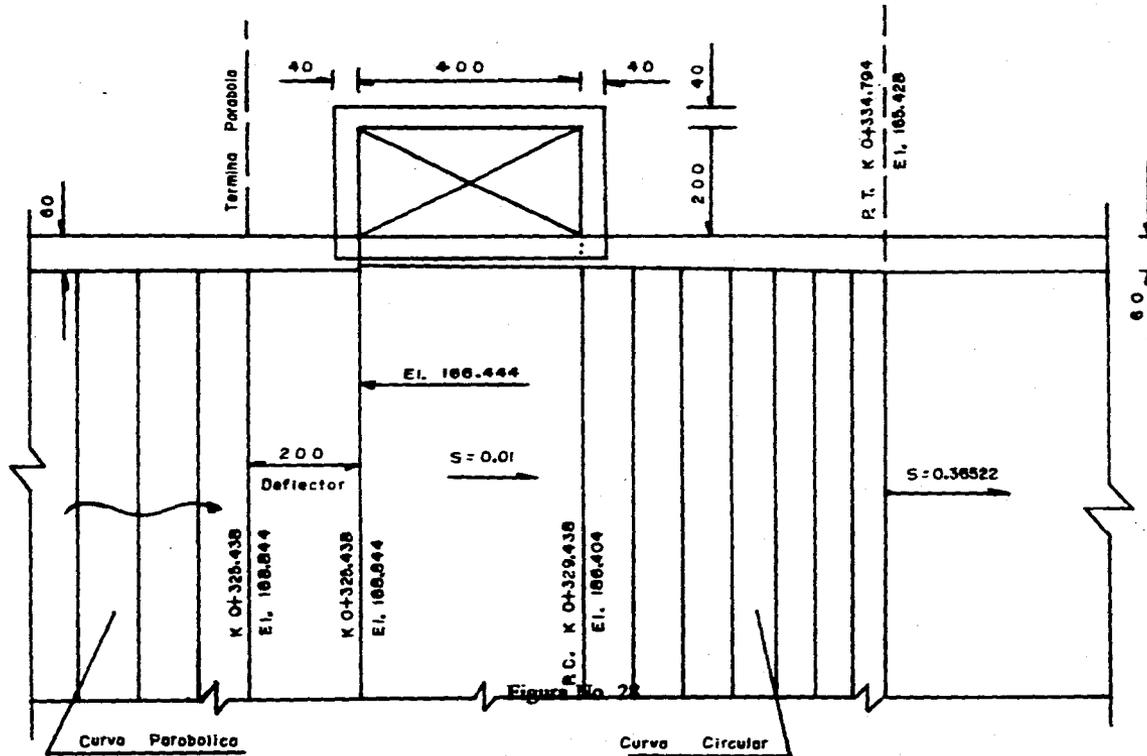


Tabla No.15 Calculo del perfil en la rapida de la Obra de Excedencias

P. H. AGUAMILPA

1)	0	11	0	11									
2	31.097	1.664	1.751	1.755	63.036	63.18	15.864	15.828	4.64	4.66	NO	NO	
3	50	1.311	1.393	1.614	60.735	70.37	16.465	14.211	4.63	6.35	NO	NO	
4	60	1.291	1.374	1.556	59.906	67.842	16.683	14.74	4.68	6.1	NO	NO	
5	100	1.228	1.315	1.394	57.334	60.778	17.442	16.453	4.74	5.36	NO	NO	
6	125	1.2	1.288	1.328	56.157	57.901	17.807	17.271	4.74	5.06	NO	NO	
7	150	1.177	1.266	1.278	55.198	55.721	18.117	17.947	4.73	4.83	NO	NO	
8	175	1.159	1.248	1.239	54.413	54.02	18.378	18.512	4.73	4.66	NO	NO	
9	200	1.144	1.234	1.208	53.802	52.669	18.587	18.987	4.73	4.53	NO	NO	
10	225	1.132	1.223	1.183	53.323	51.579	18.754	19.388	4.75	4.43	NO	NO	
11	250	1.122	1.213	1.164	52.887	50.75	18.908	19.704	4.76	4.37	NO	NO	
12	275	1.114	1.205	1.148	52.538	50.053	19.034	19.979	4.78	4.31	NO	NO	
13	286.438	1.108	1.199	1.136	52.276	49.53	19.129	20.19	4.79	4.28	NO	NO	
14	310.938	1.079	1.172	1.13	51.099	49.268	19.57	20.297	4.61	4.27	NO	NO	
15	323.438	1.04	1.135	1.124	49.486	49.006	20.208	20.405	4.34	4.25	NO	NO	
16	325.438	1.043	1.138	1.127	49.617	49.137	20.154	20.351	4.37	4.28	NO	NO	
17	334.794	0.996	1.093	1.081	47.655	47.132	20.984	21.217	3.99	3.9	NO	NO	
18	350	0.936	1.036	0.999	45.17	43.556	22.139	22.959	3.59	3.33	NO	NO	
19	370	0.885	0.987	0.925	43.033	40.33	23.238	24.795	3.28	2.87	NO	NO	
20	390	0.848	0.952	0.874	41.507	38.106	24.082	26.242	3.07	2.57	NO	NO	
21	393.553			0.866		37.758		26.485		2.53		NO	
22	396.903	0.84	0.945		41.202		24.271		3.03		NO		
23	401.956	0.853	0.957		41.725		23.886		3.12		NO		
24	407.151	0.855	0.959		41.812		23.916		3.14		NO		
25	412.418	0.864	0.968		42.205		23.694		3.21		NO		
26	415.971	0.857	0.961		41.9		23.867		3.17		NO		
27	416.498			0.825		35.97		27.801		2.33		NO	
28	420	0.867	0.97	0.893	42.292	38.935	23.645	25.684	3.27	2.75	NO	NO	

P.H. AGUAMILPA
TIRANTES EN LA RAPIDA Q=1000 m³/s

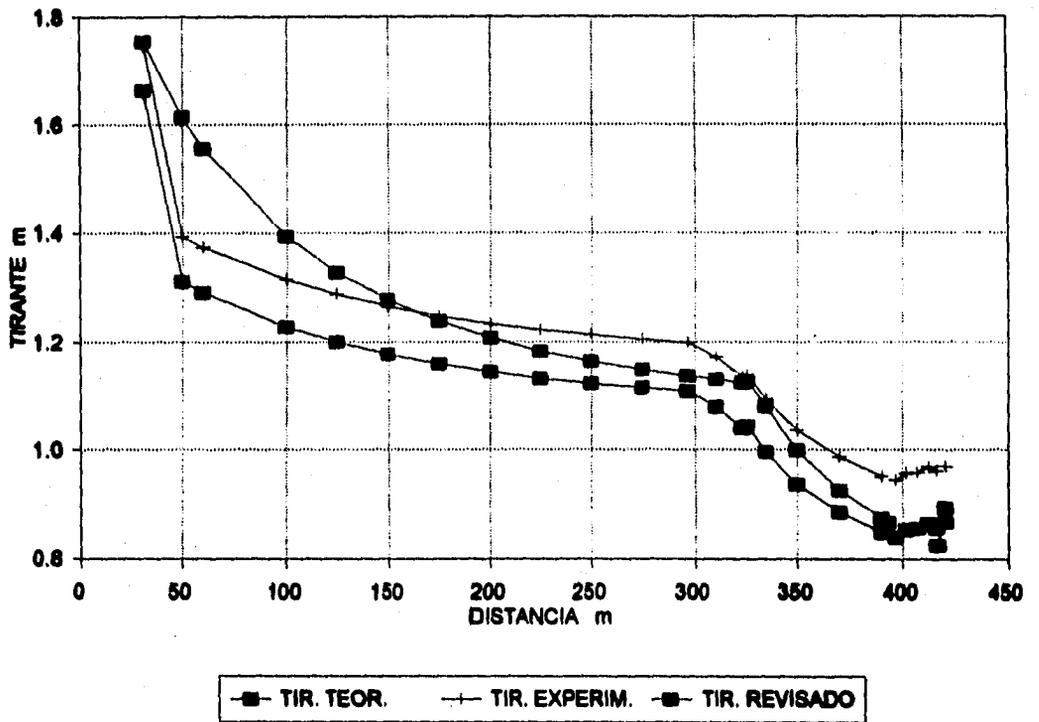


Figura No. 29

P.H. AGUAMILPA
VELOCIDADES EN LA RAPIDA Q=1000 m³/s

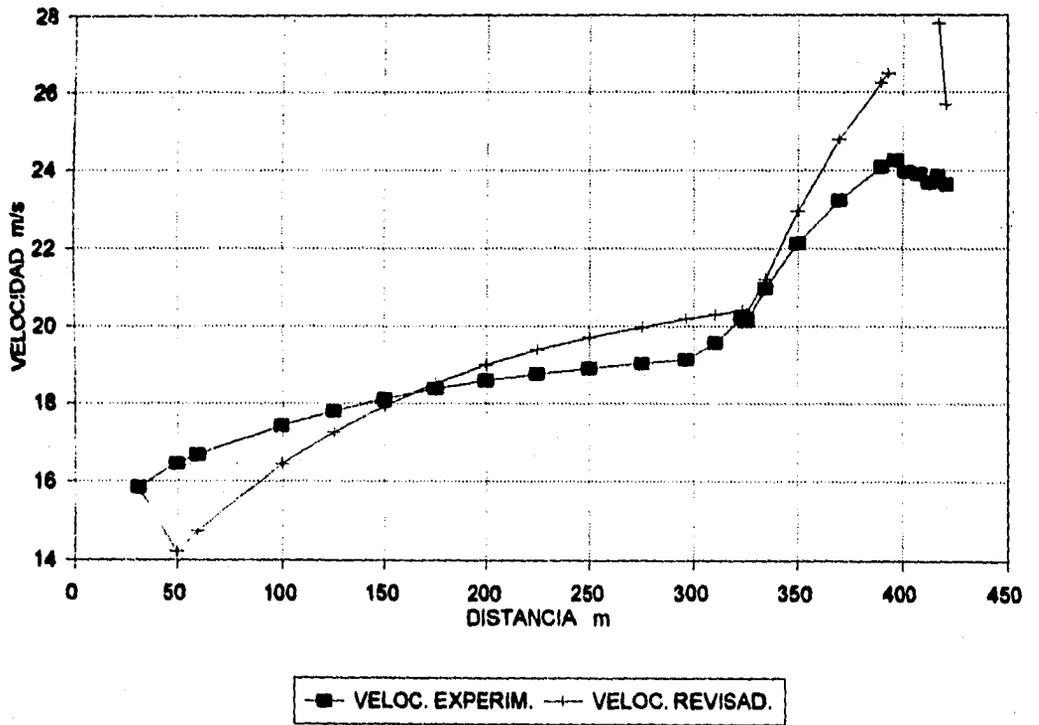


Figura No. 30

P.H. AGUAMILPA
IND. DE CAV. EN LA RAPIDA Q=1000 m³/s

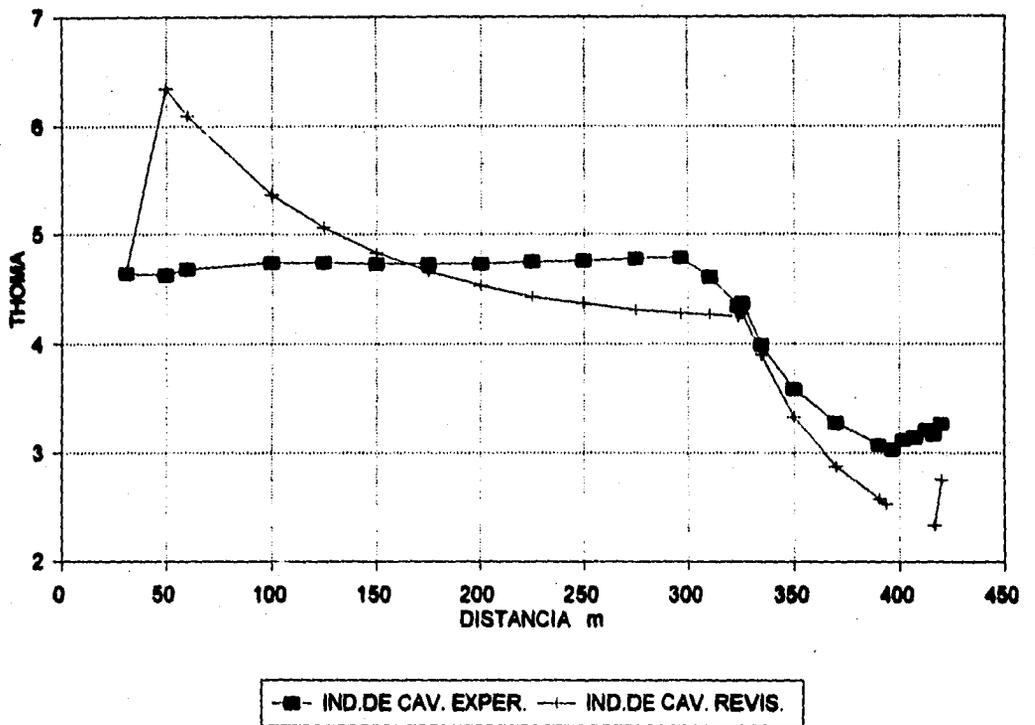


Figura No. 31

Tabla No. 16 Calculo del perfil en la rapida de la Obra de Excedencias

P. H. AGUAMILPA

N	AREA	AREA PERIFERICA		AREA INTERIORES		VELOCIDAD		V	D	NO	NO	
		EXPER	REVS	EXPER	REVS	EXPER	REVS					
1	0		12		12							
2	31.097	2.484	2.585	2.63	93.06	94.68	16.119	15.843	4.82	5.01	NO	NO
3	50	1.926	2.026	2.388	88.334	104.117	16.981	14.407	4.6	6.59	NO	NO
4	60	1.887	1.988	2.291	86.677	99.888	17.306	15.017	4.59	6.26	NO	NO
5	100	1.761	1.869	2.019	81.488	88.028	18.408	17.04	4.47	5.28	NO	NO
6	125	1.702	1.812	1.905	79.003	83.058	18.987	18.06	4.37	4.86	NO	NO
7	150	1.654	1.766	1.817	76.998	79.221	19.481	18.934	4.28	4.55	NO	NO
8	175	1.614	1.728	1.747	75.341	76.169	19.909	19.693	4.21	4.31	NO	NO
9	200	1.581	1.696	1.691	73.946	73.728	20.285	20.345	4.14	4.12	NO	NO
10	225	1.553	1.669	1.644	72.768	71.678	20.613	20.927	4.09	3.96	NO	NO
11	250	1.529	1.647	1.606	71.809	70.022	20.889	21.422	4.06	3.84	NO	NO
12	275	1.508	1.627	1.574	70.937	68.626	21.146	21.858	4.02	3.75	NO	NO
13	296.438	1.493	1.613	1.55	70.327	67.58	21.329	22.2	4	3.67	NO	NO
14	310.938	1.451	1.572	1.536	68.539	66.97	21.885	22.398	3.82	3.83	NO	NO
15	323.438	1.403	1.526	1.524	66.534	66.446	22.549	22.575	3.61	3.6	NO	NO
16	325.438	1.41	1.533	1.531	66.839	66.752	22.442	22.471	3.65	3.64	NO	NO
17	334.794	1.354	1.48	1.477	64.528	64.397	23.246	23.293	3.35	3.34	NO	NO
18	350	1.278	1.408	1.374	61.389	59.906	24.434	25.038	3.04	2.89	NO	NO
19	370	1.208	1.341	1.276	58.468	55.634	25.655	26.962	2.77	2.5	NO	NO
20	390	1.156	1.291	1.204	56.288	52.494	26.649	28.574	2.58	2.23	NO	NO
21	393.553			1.193		52.015		28.838		2.19		NO
22	396.903	1.144	1.279		55.764		26.899		2.54		NO	
23	401.956	1.167	1.302		56.767		26.424		2.64		NO	
24	407.151	1.167	1.302		56.767		26.424		2.65		NO	
25	412.418	1.175	1.309		57.072		26.282		2.68		NO	
26	415.971	1.153	1.289		56.2		26.69		2.6		NO	
27	416.498			1.121		48.876		30.89		1.97		NO
28	420	1.162	1.297	1.21	56.549	52.756	26.526	28.433	2.68	2.31	NO	NO

P.H. AGUAMILPA
TIRANTES EN LA RAPIDA Q=1500 m³/s

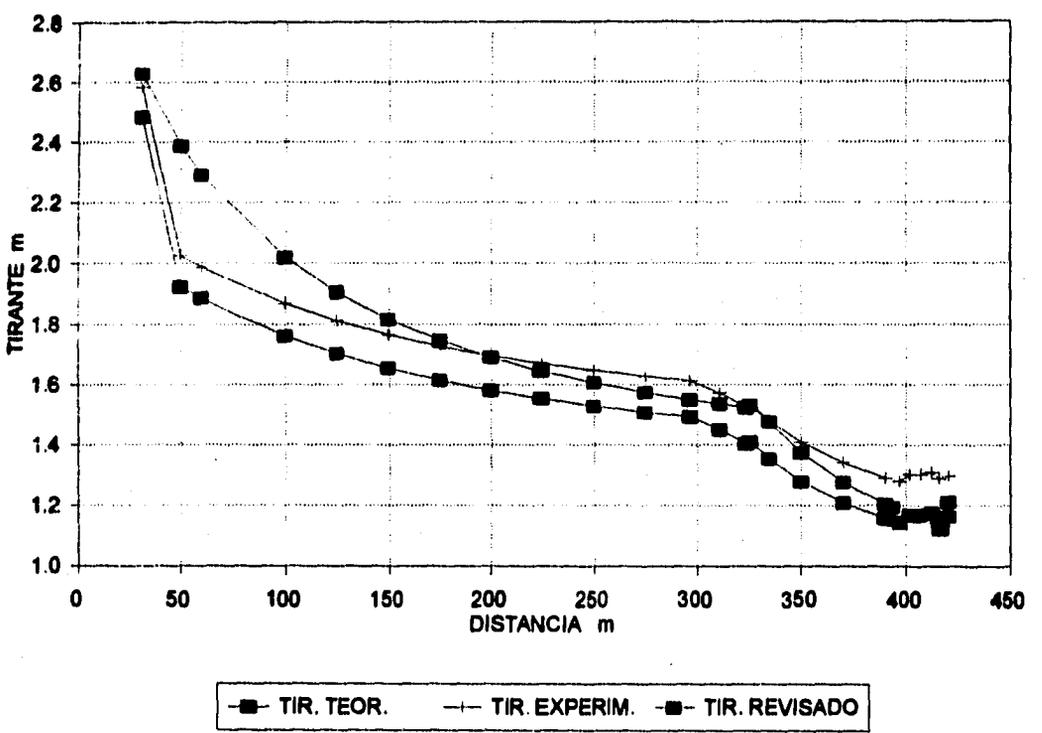


Figura No. 32

P.H. AGUAMILPA
VELOCIDADES EN LA RAPIDA Q=1500 m³/s

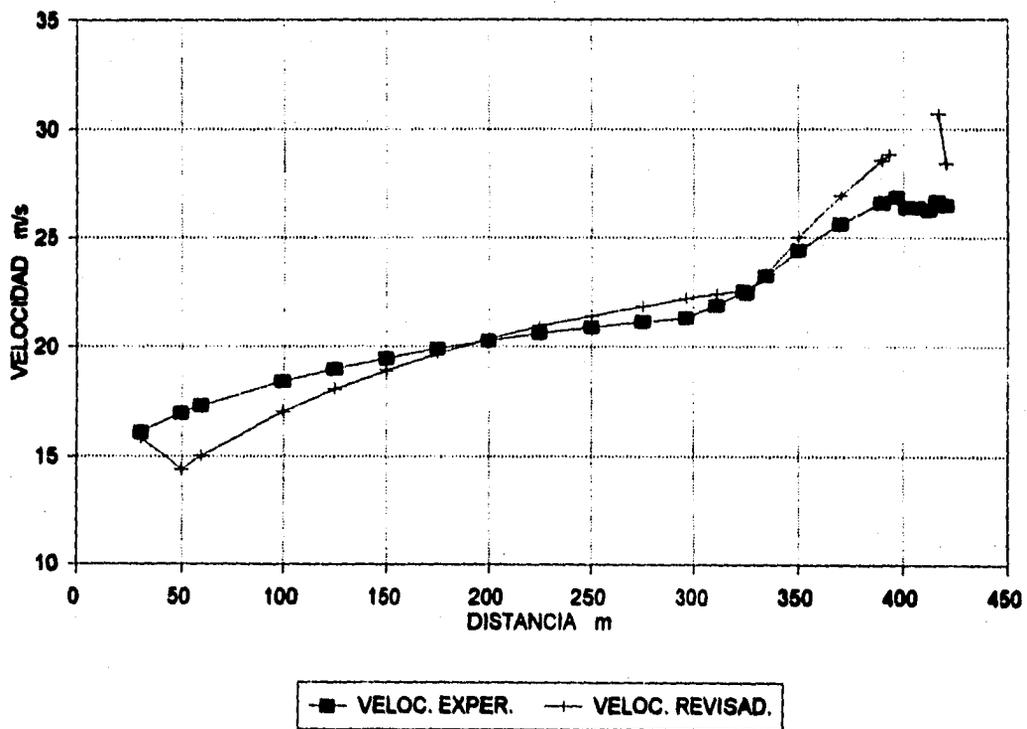


Figura No. 33

P.H. AGUAMILPA
IND. DE CAV. EN LA RAPIDA Q=1500 m³/s

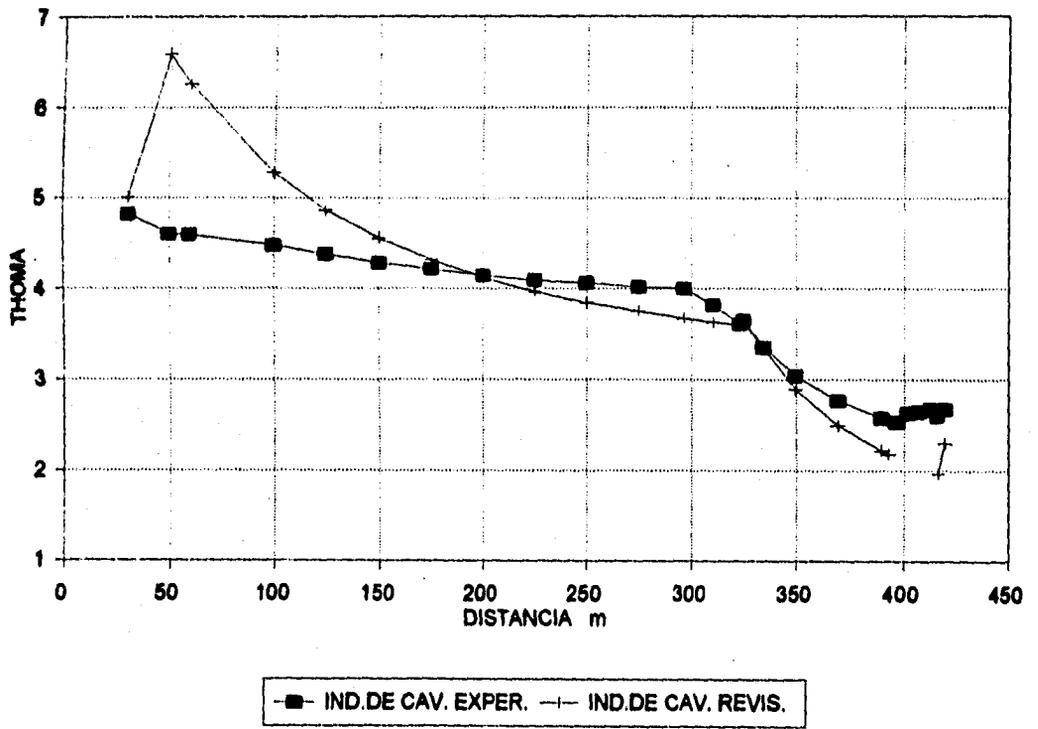


Figura No. 34

Tabla No. 17 Calculo del perfil en la rapida de la Obra de Excedencias

P. H. AGUAMILPA

SEC	M	BANCOS		AREA HORADIC		VELOCIDAD		COSTO UNITARIO		PUNTO		
		DEGR	EXPER	DEGR	REVIS	EXPER	REVIS	DEGR	REVIS	DEGR	REVIS	
1	0	18.5		18.05								
2	31.097	4.454	4.597	4.636	165.492	166.896	18.128	17.975	4.43	4.52	NO	NO
3	50	3.439	3.584	4.257	156.262	185.605	19.198	16.163	4.08	6.04	NO	NO
4	60	3.37	3.518	4.099	153.385	178.716	19.559	16.786	4.06	5.76	NO	NO
5	100	3.141	3.3	3.639	143.88	158.66	20.851	18.908	3.91	4.87	NO	NO
6	125	3.028	3.192	3.436	139.171	149.81	21.557	20.025	3.79	4.47	NO	NO
7	150	2.931	3.1	3.278	135.16	142.921	22.196	20.99	3.68	4.17	NO	NO
8	175	2.848	3.021	3.138	131.716	136.817	22.776	21.927	3.57	3.89	NO	NO
9	200	2.776	2.952	3.025	128.707	131.89	23.309	22.746	3.48	3.68	NO	NO
10	225	2.713	2.891	2.929	126.048	127.704	23.801	23.492	3.4	3.5	NO	NO
11	250	2.657	2.838	2.846	123.737	124.086	24.245	24.177	3.32	3.34	NO	NO
12	275	2.607	2.791	2.774	121.688	120.946	24.653	24.804	3.26	3.22	NO	NO
13	296.438	2.569	2.754	2.719	120.074	118.548	24.985	25.306	3.21	3.12	NO	NO
14	310.938	2.478	2.667	2.685	116.281	117.066	25.8	25.627	3.01	3.06	NO	NO
15	323.438	2.406	2.598	2.658	113.273	115.889	26.485	25.887	2.863	3.01	NO	NO
16	325.438	2.434	2.624	2.662	114.406	116.063	26.222	25.848	2.93	3.03	NO	NO
17	334.794	2.353	2.547	2.583	111.049	112.619	27.015	26.639	2.69	2.78	NO	NO
18	350	2.234	2.433	2.426	106.079	105.774	28.281	28.362	2.46	2.44	NO	NO
19	370	2.118	2.322	2.266	101.239	98.798	29.633	30.365	2.24	2.13	NO	NO
20	390	2.024	2.232	2.14	97.315	93.304	30.828	32.153	2.08	1.9	NO	NO
21	393.553			2.121		92.476		32.441		1.86		NO
22	396.903	2.001	2.21		96.356		31.135		2.04		NO	
23	401.956	2.079	2.285		99.626		30.113		2.2		NO	
24	407.151	2.073	2.279		99.364		30.192		2.19		NO	
25	412.418	2.078	2.284		99.582		30.126		2.2		NO	
26	415.971	1.994	2.204		96.094		31.219		2.04		NO	
27	416.498			2.107		91.865		32.657		1.89		NO
28	420	2.002	2.211	2.119	96.4	92.388	31.12	32.472	2.11	1.92		NO

P.H. AGUAMILPA
TIRANTES EN LA RAPIDA Q=3000 m³/s

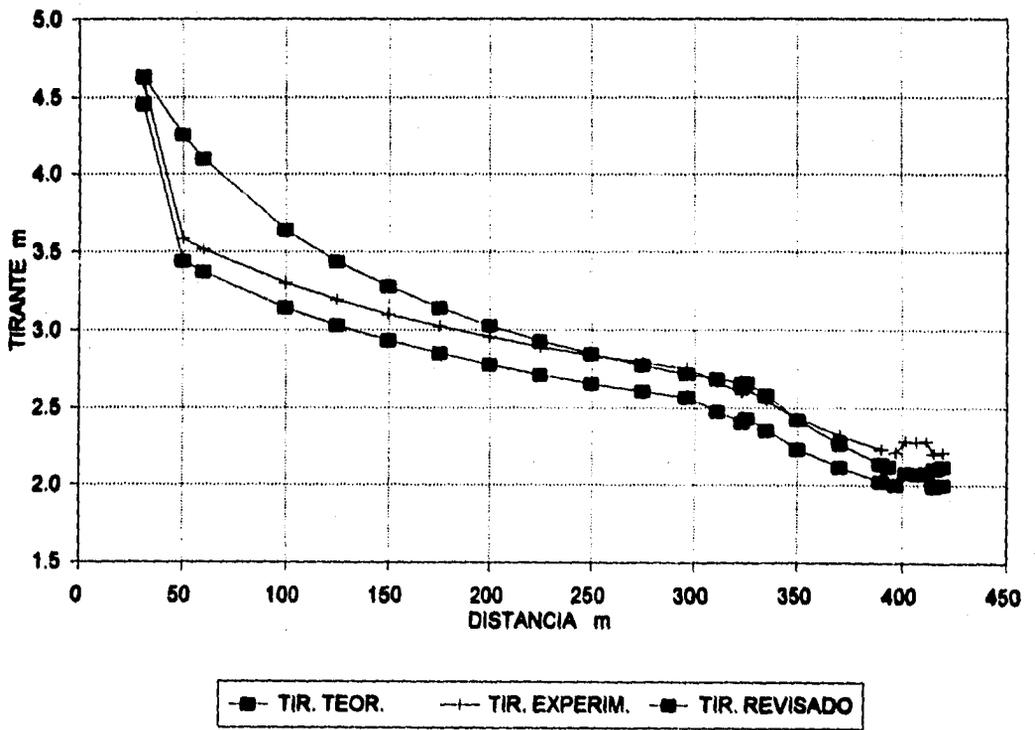


Figura No. 35

P.H.AGUAMILPA
VELOCIDADES EN LA RAPIDA Q=3000 m³/s

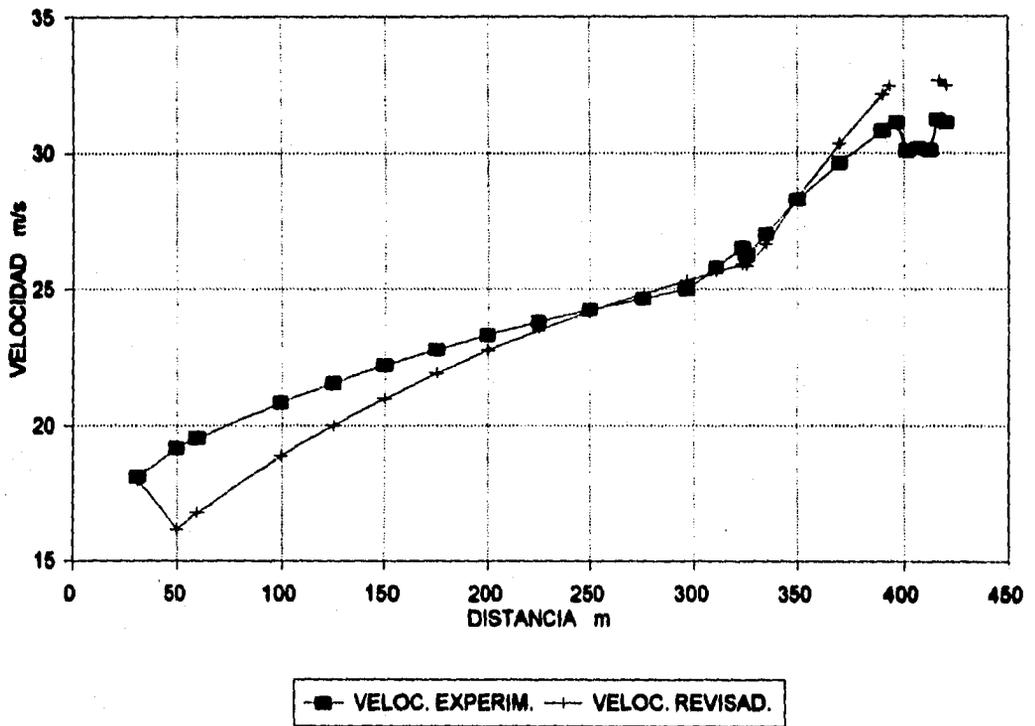


Figura No. 36

P.H.AGUAMILPA
IND. DE CAV. EN LA RAPIDA Q=3000 m³/s

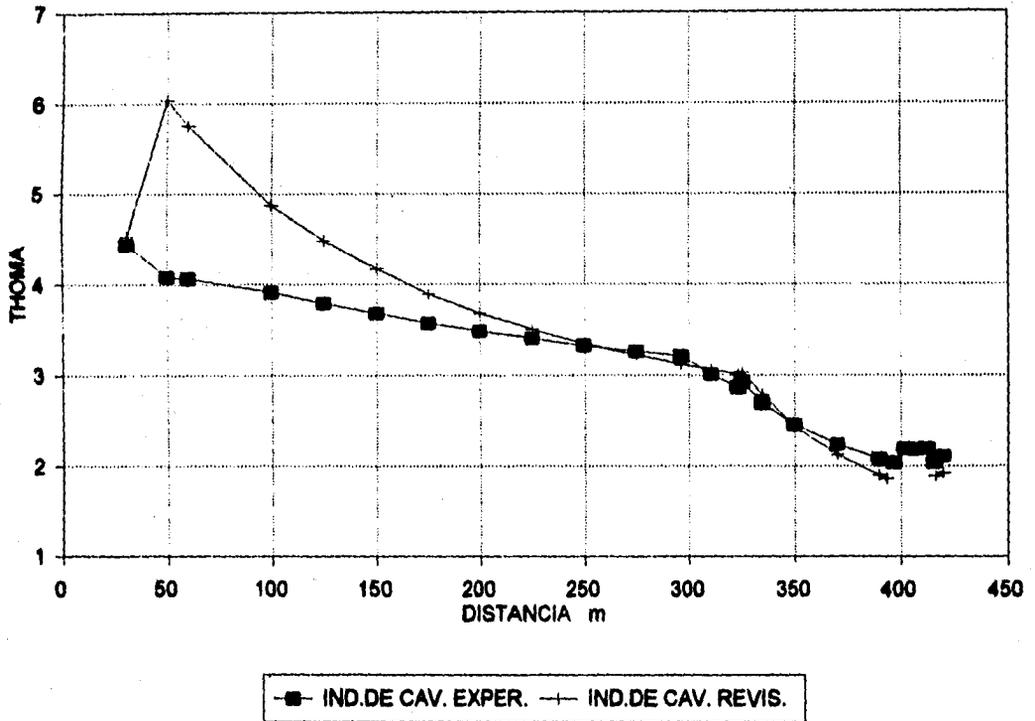


Figura No.37

Tabla No. 18 Calculo del perfil en la rapida de la Obra de Excedencias

P. H. AGUAMILPA

1	0												
2	31.097	7.947	8.041	8.928	289.476	321.408	17.273	15.557	6.04	7.82	NO	NO	
3	50	5.89	6.046	7.631	263.606	332.712	18.968	15.028	4.95	8.67	NO	NO	
4	60	5.738	5.903	7.217	257.371	314.661	19.427	15.89	4.86	7.87	NO	NO	
5	100	5.254	5.446	6.172	237.446	269.099	21.057	18.581	4.46	5.99	NO	NO	
6	125	5.021	5.225	5.754	227.81	250.874	21.948	19.93	4.23	5.31	NO	NO	
7	150	4.824	5.037	5.429	219.613	236.704	22.767	21.123	4.02	4.79	NO	NO	
8	175	4.655	4.876	5.165	212.594	225.194	23.519	22.203	3.84	4.39	NO	NO	
9	200	4.509	4.736	4.946	206.489	215.646	24.214	23.186	3.68	4.07	NO	NO	
10	225	4.38	4.613	4.76	201.127	207.536	24.86	24.092	3.54	3.8	NO	NO	
11	250	4.266	4.504	4.6	196.374	200.56	25.462	24.93	3.41	3.58	NO	NO	
12	275	4.164	4.407	4.46	192.145	194.456	26.022	25.713	3.3	3.39	NO	NO	
13	296.438	4.085	4.331	4.353	188.832	189.791	26.479	26.345	3.21	3.25	NO	NO	
14	310.938	3.892	4.145	4.287	180.722	186.913	29.667	26.75	2.55	3.17	NO	NO	
15	323.438	3.775	4.034	4.233	175.882	184.559	28.428	27.092	2.77	3.1	NO	NO	
16	325.438	3.851	4.107	4.31	179.065	187.916	27.923	26.608	2.89	3.23	NO	NO	
17	334.794	3.725	3.986	4.187	173.79	182.553	28.77	27.389	2.63	2.94	NO	NO	
18	350	3.537	3.806	3.925	165.942	171.13	30.131	29.218	2.38	2.56	NO	NO	
19	370	3.348	3.625	3.655	158.05	159.358	31.136	31.376	2.28	2.19	NO	NO	
20	390	3.192	3.476	3.441	151.554	150.028	32.992	33.327	1.98	1.94	NO	NO	
21	393.553			3.407		148.545		33.66		1.89		NO	
22	396.903	3.153	3.438		149.897		33.356		1.94		NO		
23	401.956	3.63	3.639		158.66		31.514		2.21		NO		
24	407.151	3.349	3.625		158.05		31.636		2.19		NO		
25	412.418	3.35	3.627		158.137		31.618		2.2		NO		
26	415.971	3.128	3.414		148.85		33.591		1.93		NO		
27	416.498			3.234		141.002		35.46		1.76		NO	
28	420	3.135	3.421	3.385	149.156	147.586	33.522	33.879	1.99	1.95	NO	NO	

P.H. AGUAMILPA
TIRANTES EN LA RAPIDA Q=5000 m³/s

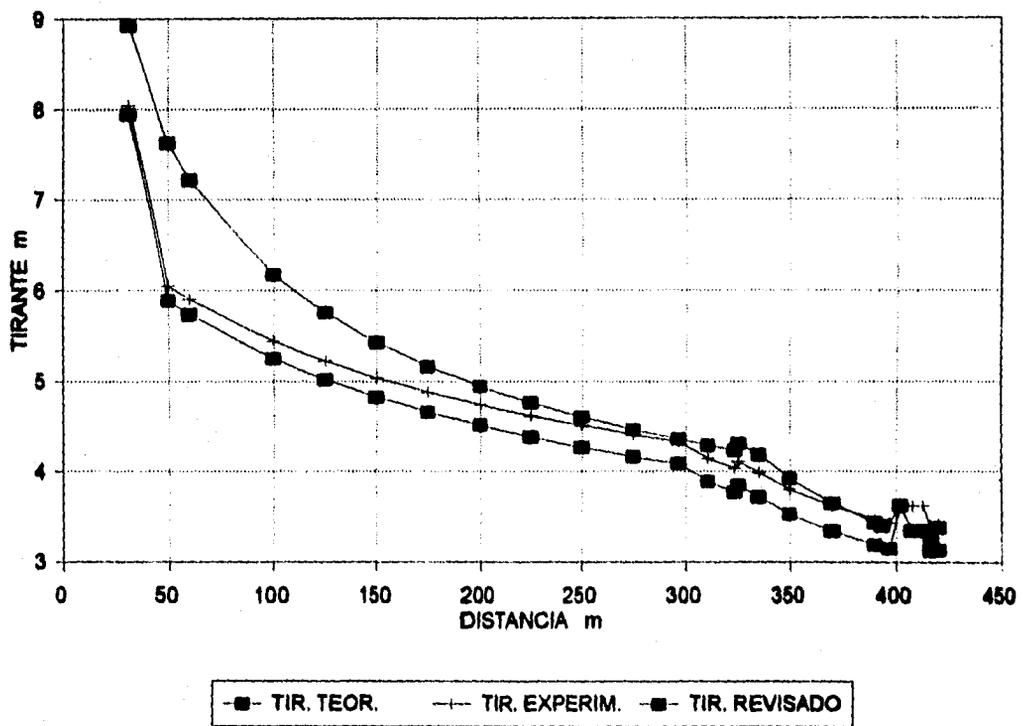


Figura No.38

P.H.AGUAMILPA
VELOCIDADES EN LA RAPIDA Q=5000 m³/s

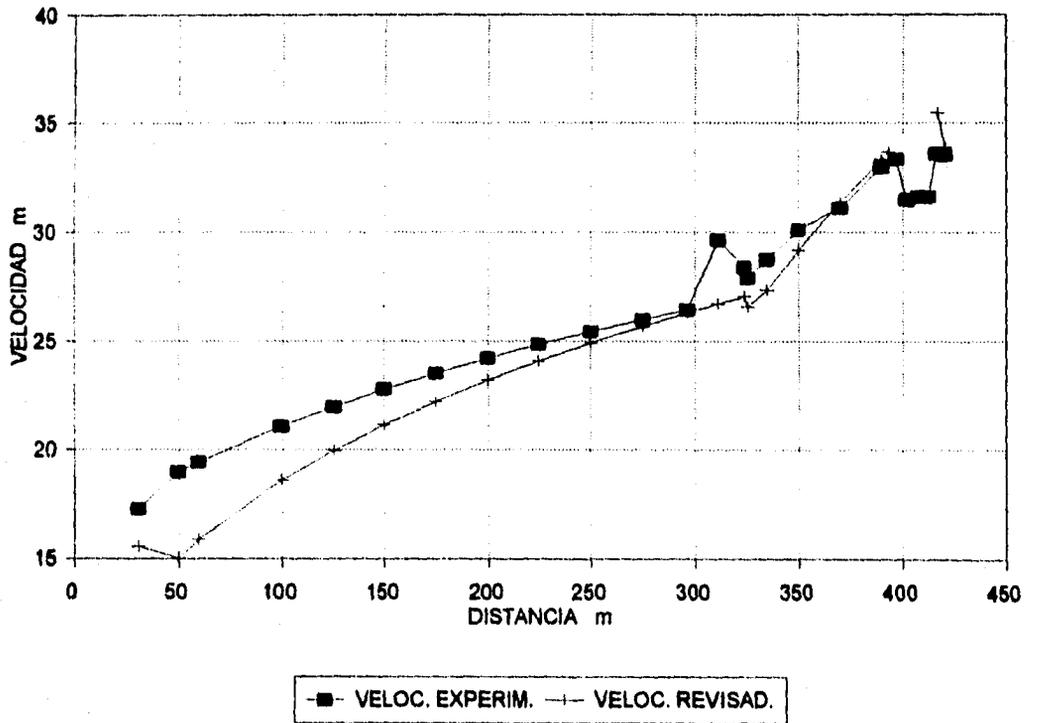


Figura No. 39

P.H.AGUAMILPA
IND. DE CAV. EN LA RAPIDA Q=5000 m³/s

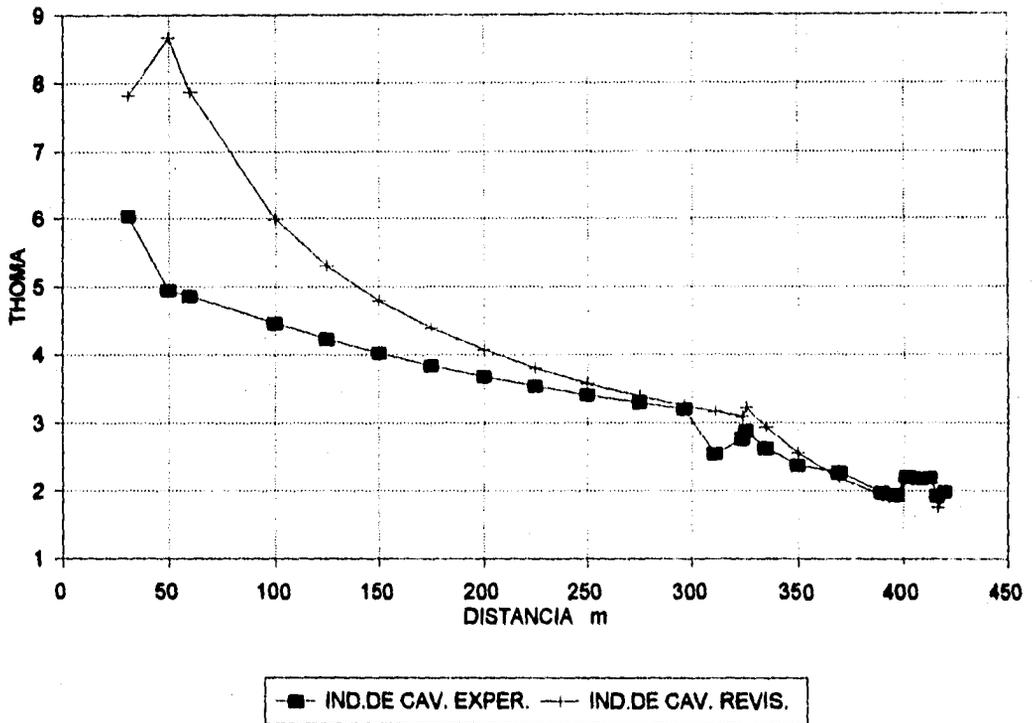


Figura No. 40

Tabla No. 19 Calculo del perfil en la rapida de la Obra de Excedencias

P. H. AGUAMILPA

SEC	NO	VELOCIDAD		REVENIDA		VELOCIDAD		REVENIDA		EXPER	REVIS	EXPER	REVIS	
		EXPER	REVIS	EXPER	REVIS	EXPER	REVIS							
1	0	22		22										
2	31.097	12.338	12.338	7.546	444.168	271.656	16.886	27.608	7.85	2.3	NO	NO		
3	50	8.705	8.856	7.287	386.122	317.713	19.424	23.606	5.55	3.44	NO	NO		
4	60	8.462	8.633	7.163	376.399	312.307	19.926	24.015	7.51	3.43	NO	NO		
5	100	7.702	7.923	6.739	345.443	293.82	21.711	25.526	4.87	3.29	NO	NO		
6	125	7.342	7.583	6.519	330.619	284.228	22.685	26.387	4.58	3.18	NO	NO		
7	150	7.039	7.296	6.324	318.106	275.726	23.577	27.201	4.32	3.06	NO	NO		
8	175	6.78	7.049	6.151	307.336	268.184	24.403	27.966	4.09	2.95	NO	NO		
9	200	6.555	6.834	5.996	297.962	261.426	25.171	28.689	3.89	2.85	NO	NO		
10	225	6.356	6.645	5.856	289.722	255.322	25.087	29.375	3.72	2.75	NO	NO		
11	250	6.18	6.477	5.729	282.397	249.784	26.558	30.026	3.57	2.66	NO	NO		
12	275	6.023	6.326	5.613	275.814	244.727	27.192	30.646	3.43	2.58	NO	NO		
13	296.438	5.9	6.208	5.521	270.669	240.716	27.709	31.157	3.33	2.52	NO	NO		
14	310.938	5.546	5.869	5.463	255.888	238.187	29.31	31.488	2.93	2.48	NO	NO		
15	323.438	5.381	5.711	5.415	248.999	236.094	30.121	31.767	2.77	2.44	NO	NO		
16	325.438	5.551	5.874	5.45	256.106	237.62	29.285	31.563	2.96	2.48	NO	NO		
17	334.794	5.374	5.705	5.277	248.738	230.077	30.152	32.598	2.66	2.22	NO	NO		
18	350	5.107	5.449	5.04	237.576	219.744	31.569	34.131	2.41	2.01	NO	NO		
19	370	4.837	5.189	4.779	226.24	208.364	33.151	35.995	2.17	1.79	NO	NO		
20	390	4.611	4.973	4.56	216.823	168.816	34.59	37.793	1.99	1.62	NO	NO		
21	393.553			4.524		197.246		38.024		1.6				
22	396.903	4.554	4.918		214.425		34.977		1.94			NO		
23	401.956	5.02	5.365		233.914		32.063		2.38			NO		
24	407.151	4.996	5.342		232.911		32.201		2.37			NO		
25	412.418	4.995	5.341		232.868		32.207		2.37			NO		
26	415.971	4.511	4.877		212.637		35.271		1.92			NO		
27	416.498			4.304		187.654		39.967		1.5			SI	
28	420	4.518	4.883	4.469	212.899	194.848	35.228	38.49	2.01	1.64	NO	NO		

P.H.AGUAMILPA
TIRANTES EN LA RAPIDA Q=7500 m³/s

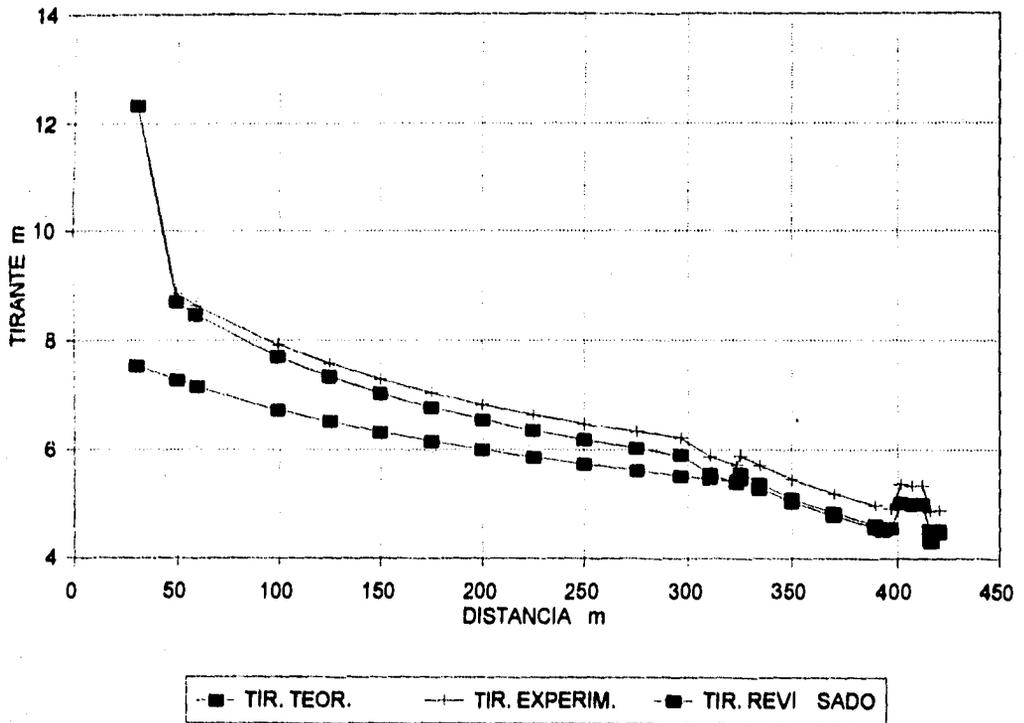


Figura No. 41

P.H.AGUAMILPA
VELOCIDADES EN LA RAPIDA Q=7500 m³/s

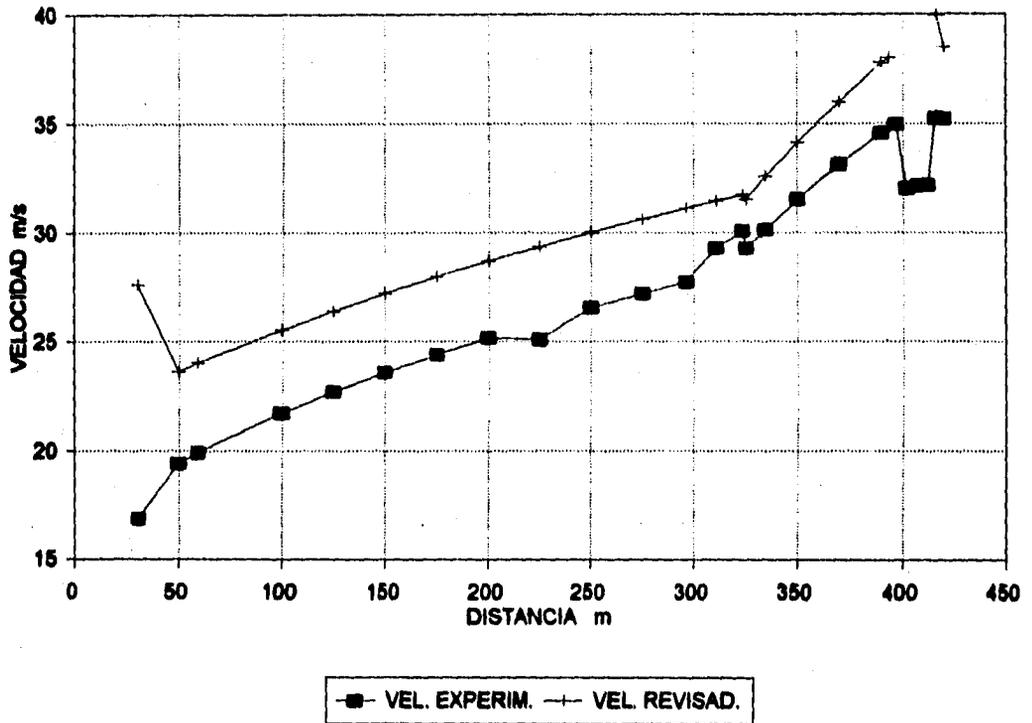


Figura No. 42

P.H. AGUAMILPA
IND. DE CAV. EN LA RAPIDA Q=7500 m³/s

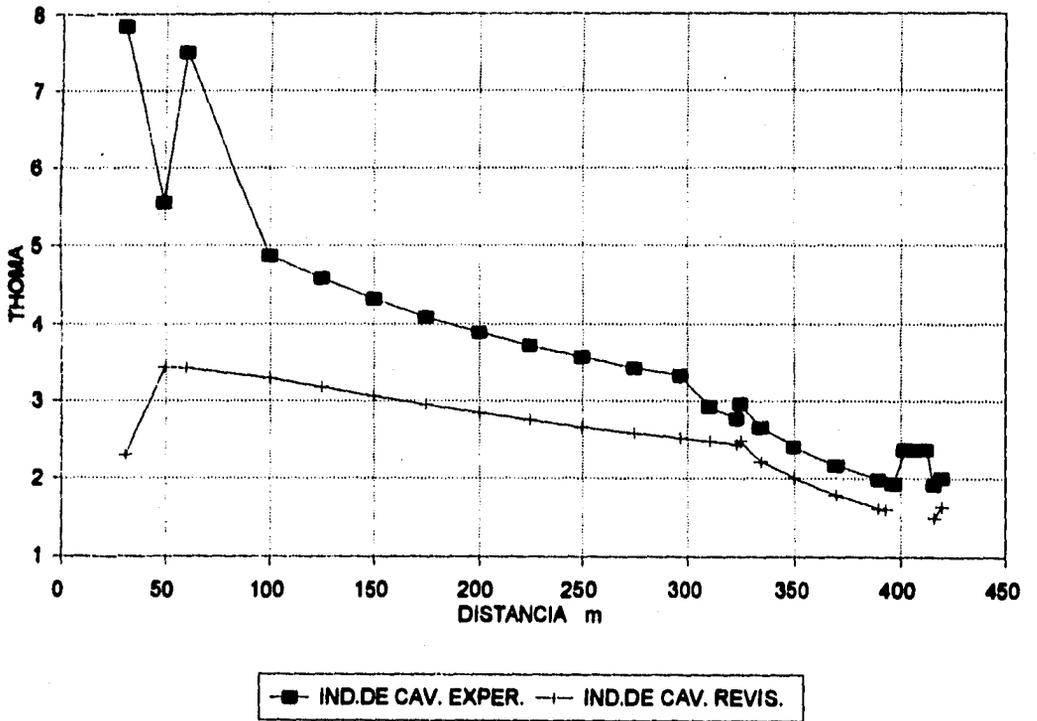


Figura No. 43

Tabla No. 20 Presiones al final de la curva parabolica

P. H. AGUAMILPA
OBRA DE EXCEDENCIAS

C	Presión La POMETIA P	S											
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10		
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-0.6	-0.45	-0.67	-0.9	-0.9	-0.93						-1.02
	10.61	-0.09	-0.24	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3				-0.96		-0.36
	15.91	-0.15	-0.45	-0.54	-0.54	-0.6	-0.63				-0.36		-0.66
	21.21										-0.66		
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-0.6	-0.6	-0.63	-0.66	-0.66	-0.72						-0.84
	10.61	-0.06	-0.06	0	-0.03	-0.03	-0.03	-0.78			-0.84		-0.12
	15.91	0	0	-0.1	-0.03	-0.03	-0.03	-0.04			-0.06		-0.12
	21.21												
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-0.81	-0.78	-0.84	-0.84	-0.87	-0.87						-0.9
	10.61	-0.6	-0.66	-0.72	-0.72	-0.75	-0.78	-0.9					-0.84
	15.91	-0.36	-0.36	-0.42	-0.42	-0.45	-0.48	-0.61					-0.84
	21.21							-0.48					-0.54
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-0.96	-0.9	-0.96	-0.96	-0.96	-1.02						-1.44
	10.61	-0.72	-0.67	-0.9	-0.96	-0.96	-0.99	-1.05			-1.06		-1.06
	15.91	-0.24	-0.24	-0.3	-0.3	-0.33	-0.36	-1.02			-1.05		-1.06
	21.21							-0.36			-0.36		-0.42
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-0.96	-0.96	-1.02	-1.06	-1.11	-1.5						
	10.61	-0.36	-0.96	-1.02	-1.06	-1.11	-1.5	-1.56			-1.66		
	15.91	-0.48	-0.54	-0.6	-0.63	-0.65	-0.78	-1.56			-1.66	-3.84	
	21.21							-1.14			-1.44	-3	
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-1.14	-1.06	-1.17	-1.2	-1.26	-1.35						
	10.61	-0.45	-0.66	-0.61	-0.64	-0.64	-0.9	-1.62			-2.01		-3.66
	15.91	-0.48	-0.54	-0.66	-0.66	-0.72	-0.78	-1.2			-1.41		-3.18
	21.21							-1.02			-1.38		-3.12
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-1.02	-1.32	-1.44	-1.56	-1.62	-2.04						
	10.61	-0.48	-0.36	-0.51	-0.6	-0.66	-1.38	-2.7			-3.36		
	15.91	-0.66	-0.36	-0.45	-0.48	-0.6	-0.93	-2.1			-2.64		
	21.21							-1.62			-2.25		
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-1.2	-1.29	-1.36	-1.53	-1.62	-2.1						
	10.61	-0.42	-0.42	-0.54	-0.6	-0.69	-1.08	-2.94			-3.6		
	15.91	-0.54	-0.51	-0.63	-0.66	-0.61	-1.08	-1.92			-2.46		
	21.21							-2.01			-2.61		
111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts 111 270 mts	0												
	5.3	-1.5	-1.56	-1.92	-1.96	-2.46	-2.88						
	10.61	-0.6	-0.6	-0.72	-0.96	-1.2	-1.56	-3.93					
	15.91	-0.45	-0.54	-0.72	-0.96	-1.2	-1.56	-2.55					
	21.21							-2.84					

Tabla No. 21 Presiones presentadas a lo ancho del aireador con apertura total en la torreta

P. H. AGUAMILPA
OBRA DE EXCEDENCIAS

DISTANCIA DESDE LA TORRETA DEL AIREADOR	CARGA CON DESCARGA LIBRE				
	Q=1000 m ³ /s q=22.84 m ² /s E=218.58 manm	Q=1500 m ³ /s q=34.4 m ² /s E=218.47 manm	Q=2000 m ³ /s q=46.81 m ² /s E=228.3 manm	Q=3000 m ³ /s q=114.58 m ² /s E=227.33 manm	Q=7500 m ³ /s q=172.88 m ² /s E=222 manm
0					
4.24	-13.2	-37.2	-97.2	-110.4	-108
8.48	-9.6	-34.8	-90	-110.4	-98.4
12.72	-7.2	-27.8	-72	-74.4	-93.6
16.96	-7.2	-20.4	-69.6	-74.4	-81.6
21.21	-7.2	-20.4	-58.6	-74.4	-62.4
		-18	-49.2	-50.4	-62.4

P. H. AGUAMILPA
OBRA DE EXCEDENCIAS

DISTANCIA DESDE LA TORRETA DEL AIREADOR	CARGA CON DESCARGA CONTROLADA			
	Q=1000 m ³ /s q=22.84 m ² /s E=221 manm	Q=1500 m ³ /s q=34.4 m ² /s E=228 manm	Q=2000 m ³ /s q=46.81 m ² /s E=236.5 manm	Q=3000 m ³ /s q=114.58 m ² /s E=228 manm
0				
4.24	-14.88	-48.8	-109.92	-127.2
8.48	-11.04	-39.6	-108	-123.2
12.72	-8.16	-32.4	-101.76	-100.8
16.96	-7.2	-25.2	-90.24	-88.8
21.21	-7.2	-25.2	-78.72	-81.6
		-22.8	-67.68	-74.4

P.H.AGUAMILPA
DISTANCIA VS DIF.PRESION (D.L)

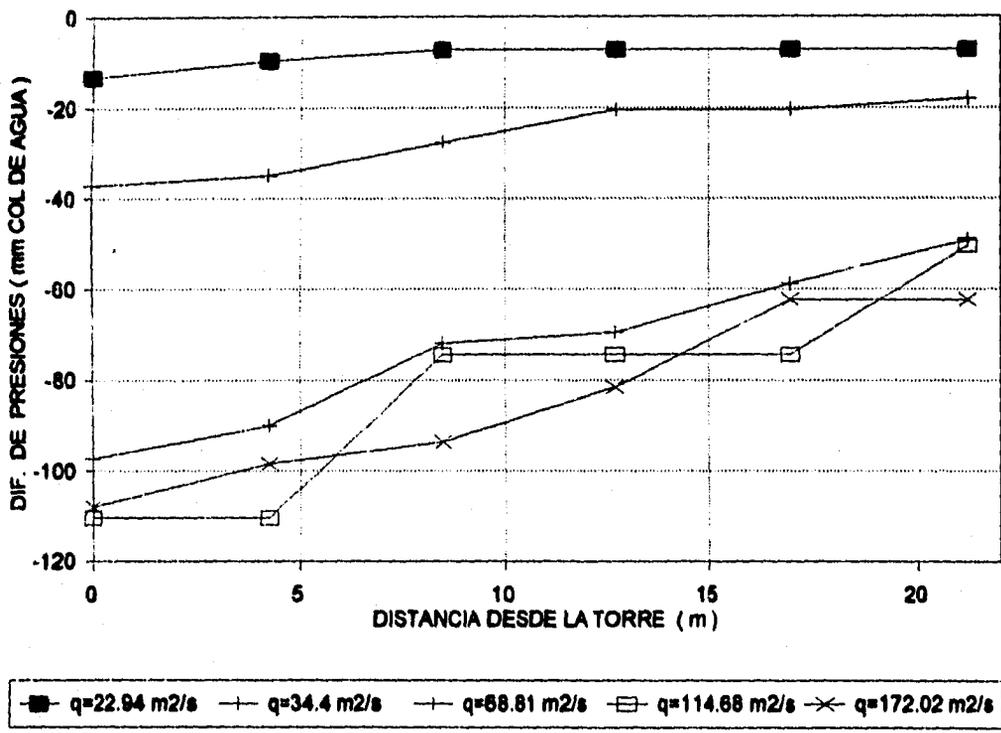


Figura No. 44

P.H.AGUAMILPA
DISTANCIA VS DIF.PRESION (D.C)

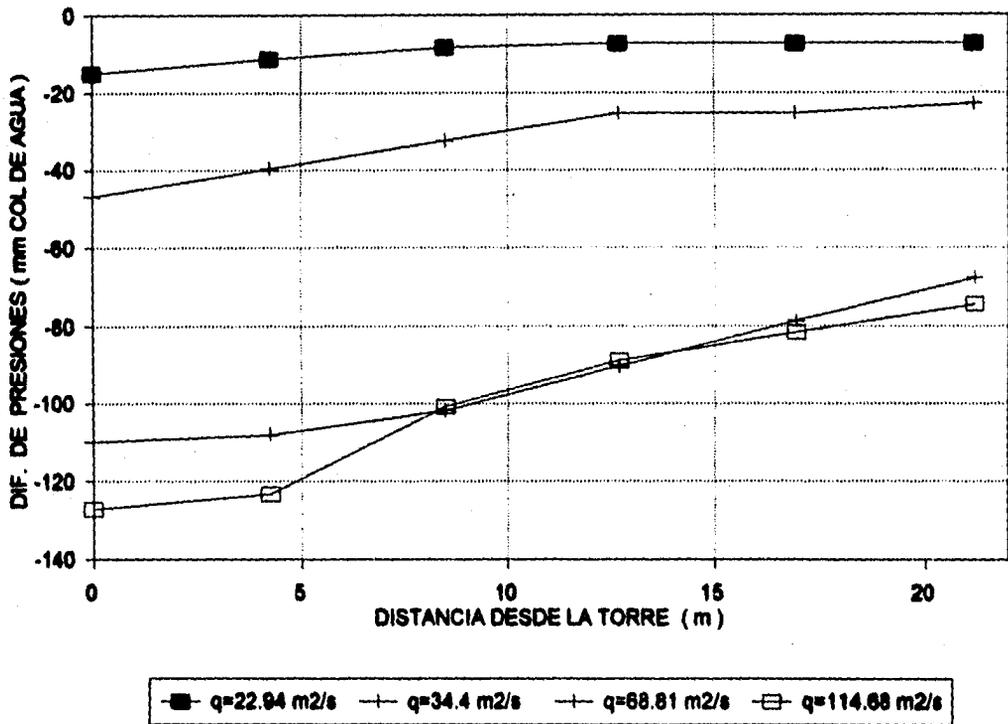


Figura No. 45

Tabla No. 22 Diferencia media de presiones en la pared del aireador
y las longitudes del chorro agua abajo del aireador

P. H. AGUAMILPA
OBRA DE EXCEDENCIAS

A1	-9.28	16	-8.8	15.5
A/2	-15.36	14.4	-14.4	14.4
A/4	-40.8	13.4	-37.6	14
A/6	-67.04	12.8	-62.8	18.4
A/8	-83.52	12	-80.8	12.8
A/10	-109.44	11.9	-106.8	12.5
A/30	-145.12	11.4	-188.4	10.5
A/50	-158.6	11.4		
S/Aper	-188	10.7	-198	10.2
A1	-32	21.7	-26	21.7
A/2	-45.2	15.7	-39.6	20.2
A/4	-93.2	15.4	-81.6	19.3
A/6	-131.6	15	-122.4	18.85
A/8	-153.6	14.7	-142.6	18.6
A/10	-190.6	14.3	-184	17.8
A/30	-238.8	13.9	-239.2	17.1
A/50	-260.4	13.4		
S/Aper	-297.6	12.1	-327.2	16.9
A1	-72.8	24.4	-92.72	25.9
A/2	-103.2	22.95	-119.8	24.3
A/4	-191.8	22.2	-226.2	23.4
A/6	-264.8	21.2	-306.4	22.7
A/8	-310.2	20.6	-351	21.8
A/10	-398.8	20	-438.4	21.3
A/30	-876.8	18.8	-856.8	19.9
A/50	-1424	16.2	-1320	17.6
S/Aper	-2772	0	-2894	
A1	-82.4	27.3	-116	24
A/2	-130.4	26.5	-148	22.3
A/4	-271	24.8	-300.8	21.2
A/6	-389.8	23.8	-434.4	19.7
A/8	-495.6	23.3	-543.6	19.75
A/10	-1040	21.2	-1096	17
A/30	-1512	16.9	-2184	13.7
A/50	-2758	0	-3000	0
A1	-84.4	27.6		
A/2	-129.2	26.5		
A/4	-318	24.7		
A/6	-716.8	21.9		
A/8	-978	19.2		
A/10	-1568	17.2		
A/30	-1695	0		

Tabla No. 23 Relacion de los tirantes teoricos con respecto a los tirantes experimentales

P. H. AGUAMILPA
OBRA DE EXCEDENCIAS

Cable	Cable No. 100														
	h	h	Delta												
	exp	teor	0.2086	exp	teor	0.1428	exp	teor	0.0753	exp	teor	0.025	exp	teor	0.0674
325.438			0.2086			0.1428			0.0753			0.025			0.0674
331.438	2.24	1.11	1.018	2.7	1.49	0.8121	3.75	2.59	0.4479	5.1	3.97	0.2846	6.98	5.38	0.2974
340.438	2.24	0.96	1.3333	2.82	1.35	1.0951	3.81	2.5	0.524	5.5	3.81	0.4436	6.92	5.29	0.3089
355.438	1.16	1.02	0.1373	2.03	1.39	0.4604	3.65	2.38	0.5336	5.5	3.72	0.4785	6.87	5.04	0.3628
400.948	1	0.95	0.0482	1.32	1.3	0.0154	2.33	2.32	0.0043	3.7	3.69	0.0027	5.24	5.02	0.0436
420	0.99	0.99	0	1.34	1.33	0.0075	2.35	2.34	0.0043	3.9	3.7	0.0541	4.89	4.52	0.0821

P.H.AGUAMILPA
LONGITUD VS BETA (D.L.)

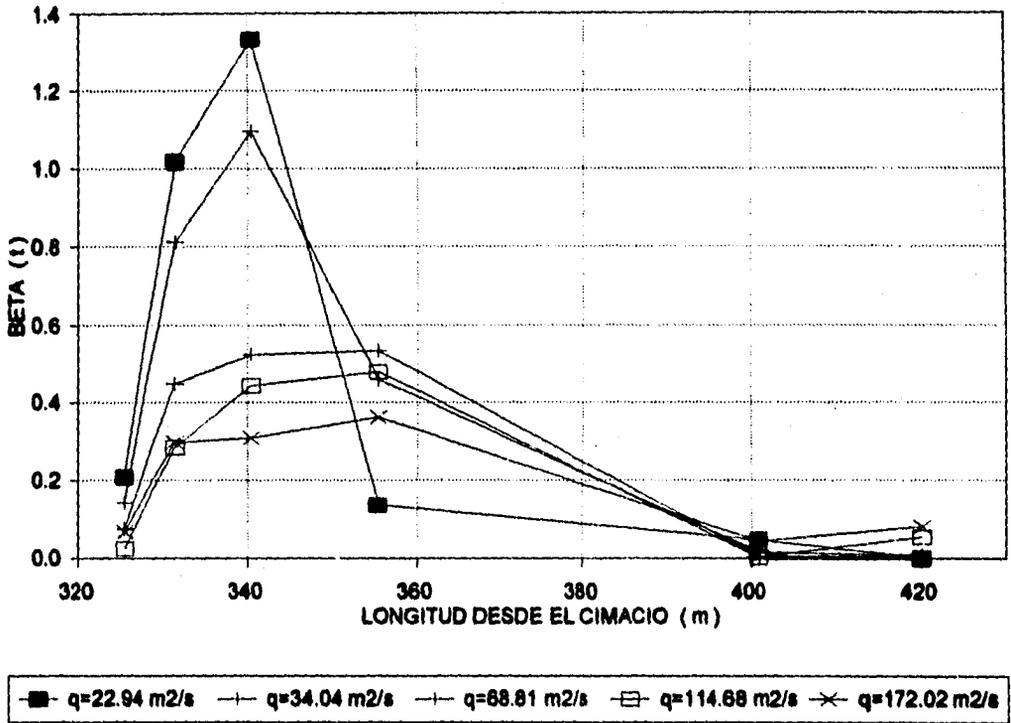


Figura No. 46

Tabla No. 24 Relacion de los tirantes teoricos con respecto a los tirantes experimentales

P. H. AGUAMILPA

OBRA DE EXCEDENCIAS

Caudal	Caudal=22.84 m ³ /s E1=221 manm			Caudal=34.84 m ³ /s E1=222 manm			Caudal=68.81 m ³ /s E1=228.5 manm			Caudal=114.98 m ³ /s E1=228 manm		
	h exp	h teor	Beta 0.2227	h exp	h teor	Beta 0.1477	h exp	h teor	Beta 0.0949	h exp	h teor	Beta 0.0541
325.438			0.2227			0.1477			0.0949			0.0336
332.469	2.24	1.11	1.018	2.7	1.49	0.8121	3.75	2.59	0.4479	5.1	3.97	0.2846
350	2.24	0.96	1.3333	2.82	1.346	1.0951	3.81	2.5	0.524	5.5	3.81	0.4436
400.948	1	0.95	0.0482	1.32	1.3	0.0154	2.33	2.32	0.0043	3.7	3.69	0.0027
420	0.99	0.99	0	1.34	1.33	0.0075	2.35	2.34	0.0043	3.9	3.7	0.0541

P.H.AGUAMILPA
LONGITUD VS BETA (D.C.)

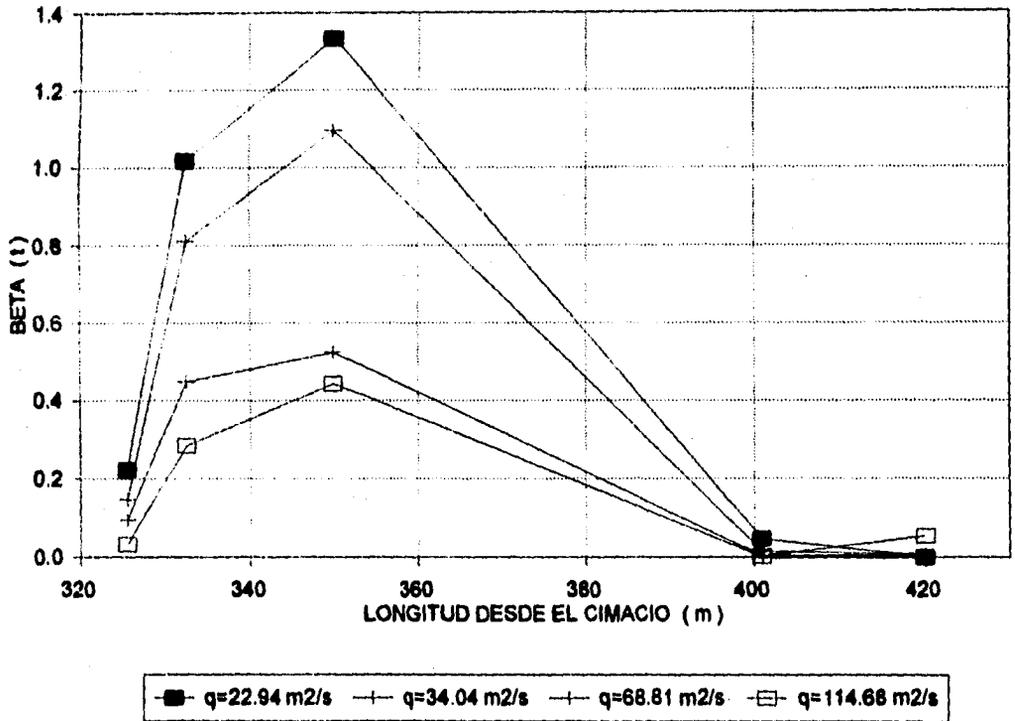
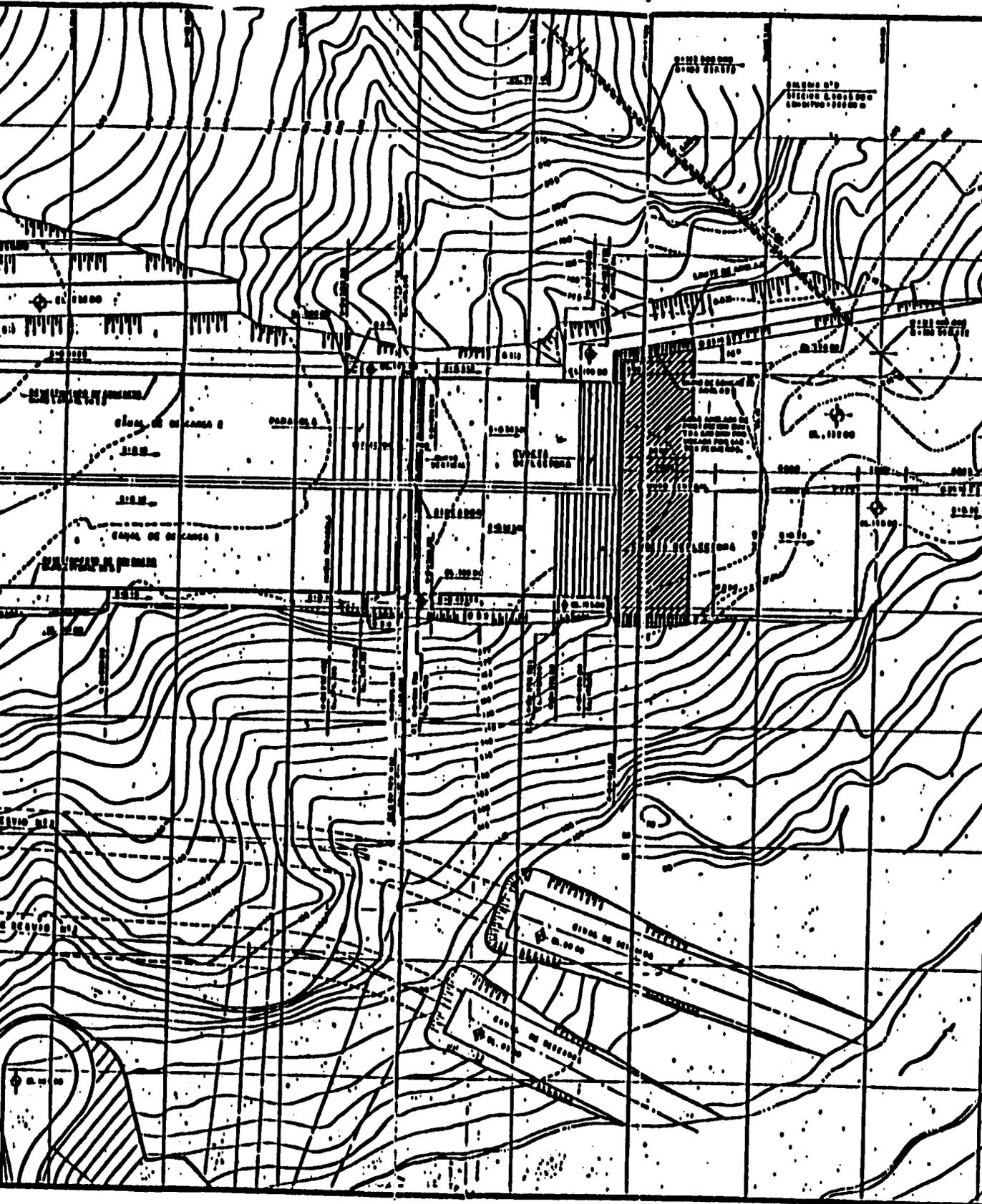
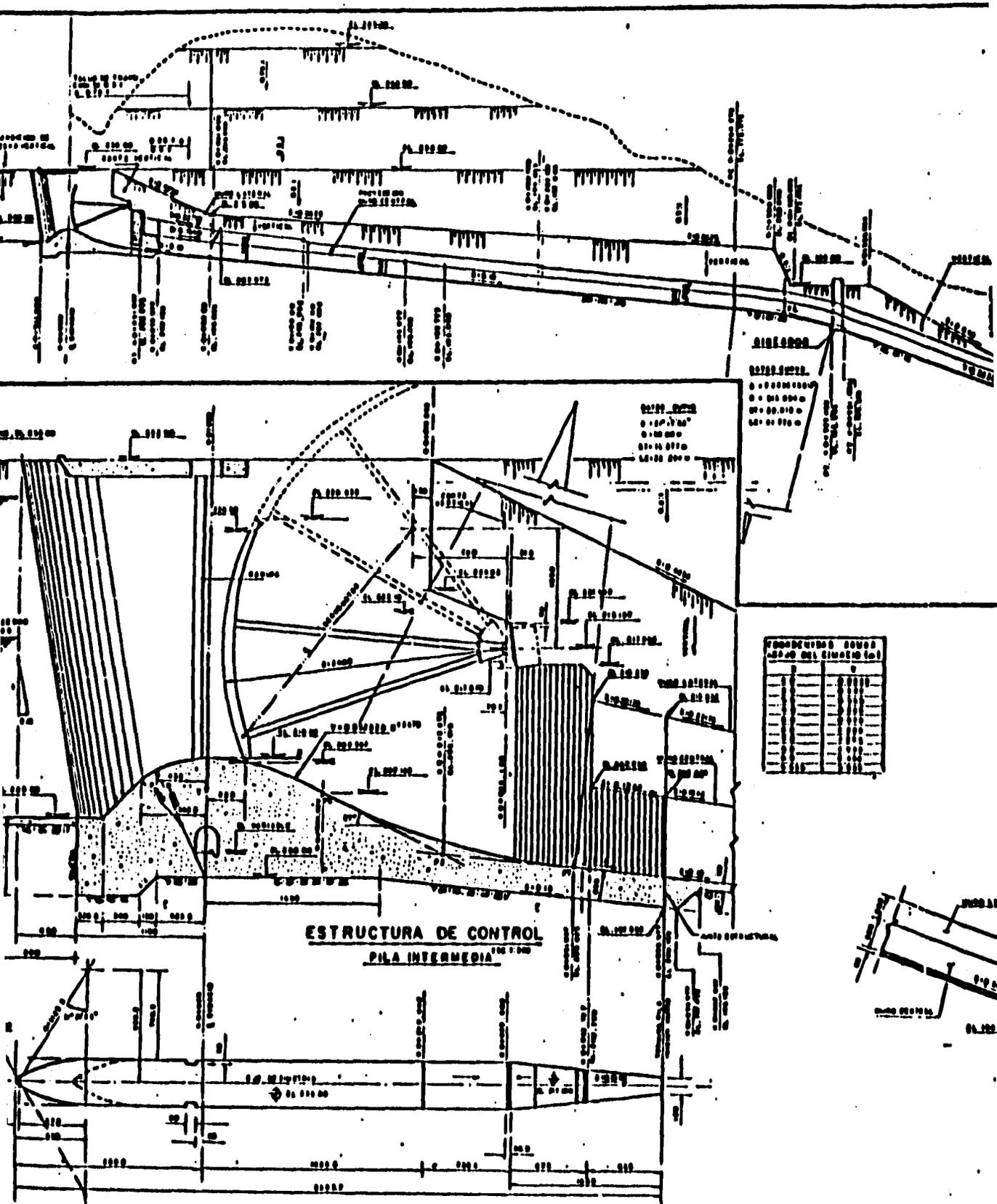


Figura No. 47







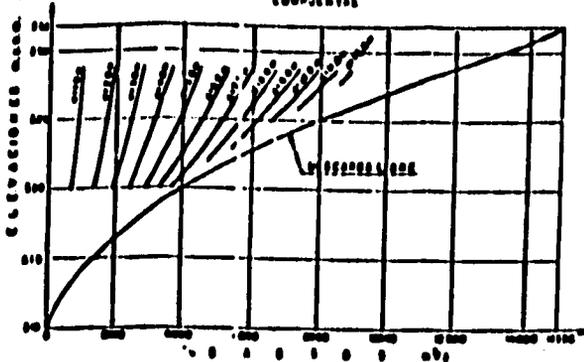
COORDENADAS DE LOS PUNOS DEL CEMENTO (m)

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

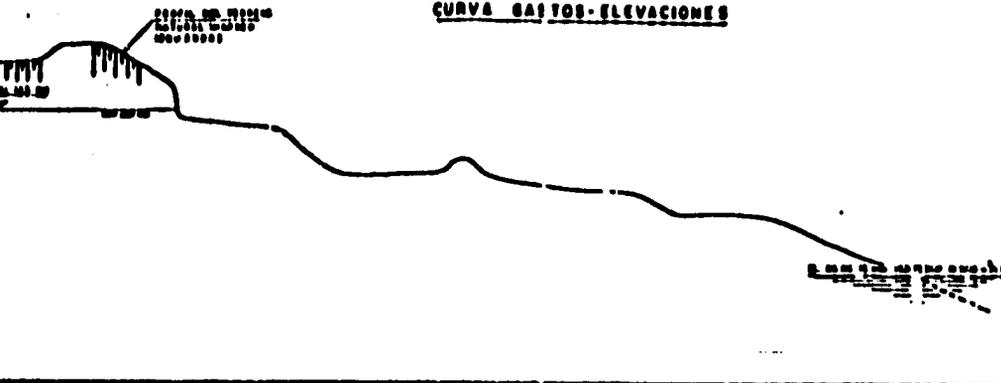
ESTRUCTURA DE CONTROL
PILA INTERMEDIA

PLANTA - PILA INTERMEDIA
 1:100

DESCARGA CONTROLADA - APERTURA SIMULTANEA DE LAS VAS
COMPLETAS

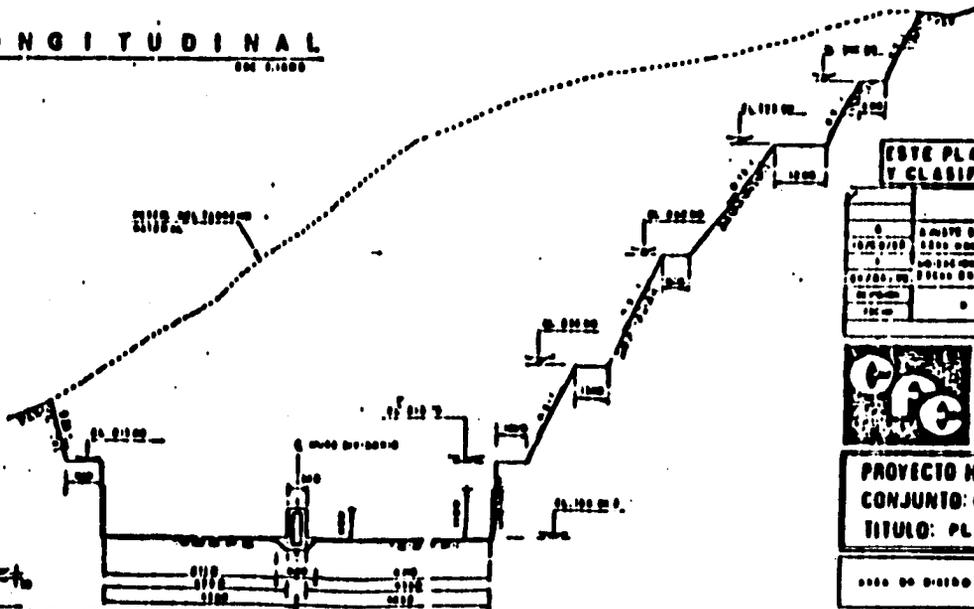


CURVA SAJOS-ELEVACIONES



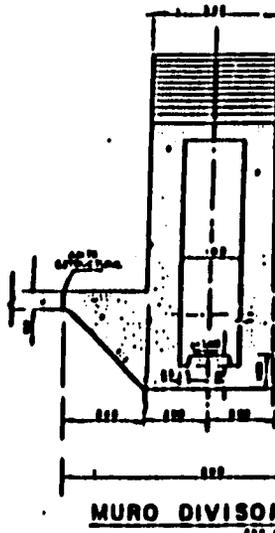
L LÓNGITUDINAL

ESC. 1:1000



CORTE TRANSVERSAL

CADENAMIENTO NO 1080.010



MURO DIVISOR

NOTAS:

- 1. - ESTADOS DE EMERGENCIA, OPERA...
- 2. - ESTADOS DE EMERGENCIA DE...
- 3. - LOS ESTADOS DE LA PLANTILLA...
- 4. - LOS ESTADOS DE EMERGENCIA...

ESTE PLANO SUSTITUYE AL DEL MISMO TÍTULO Y CLASIFICACION DE FECHA MAYO 1950

PROYECTO	PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA
OPERA	OPERA DE EXCEDENCIAS
TITULO	TITULO: PLANO GENERAL
FECHA	FECHA: 1950
ESCALA	ESCALA: 1:1000

Cfe COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
SUBSECCION DE CONSTRUCCION
COMISARIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
SUBCOMISARIA DE PROYECTOS

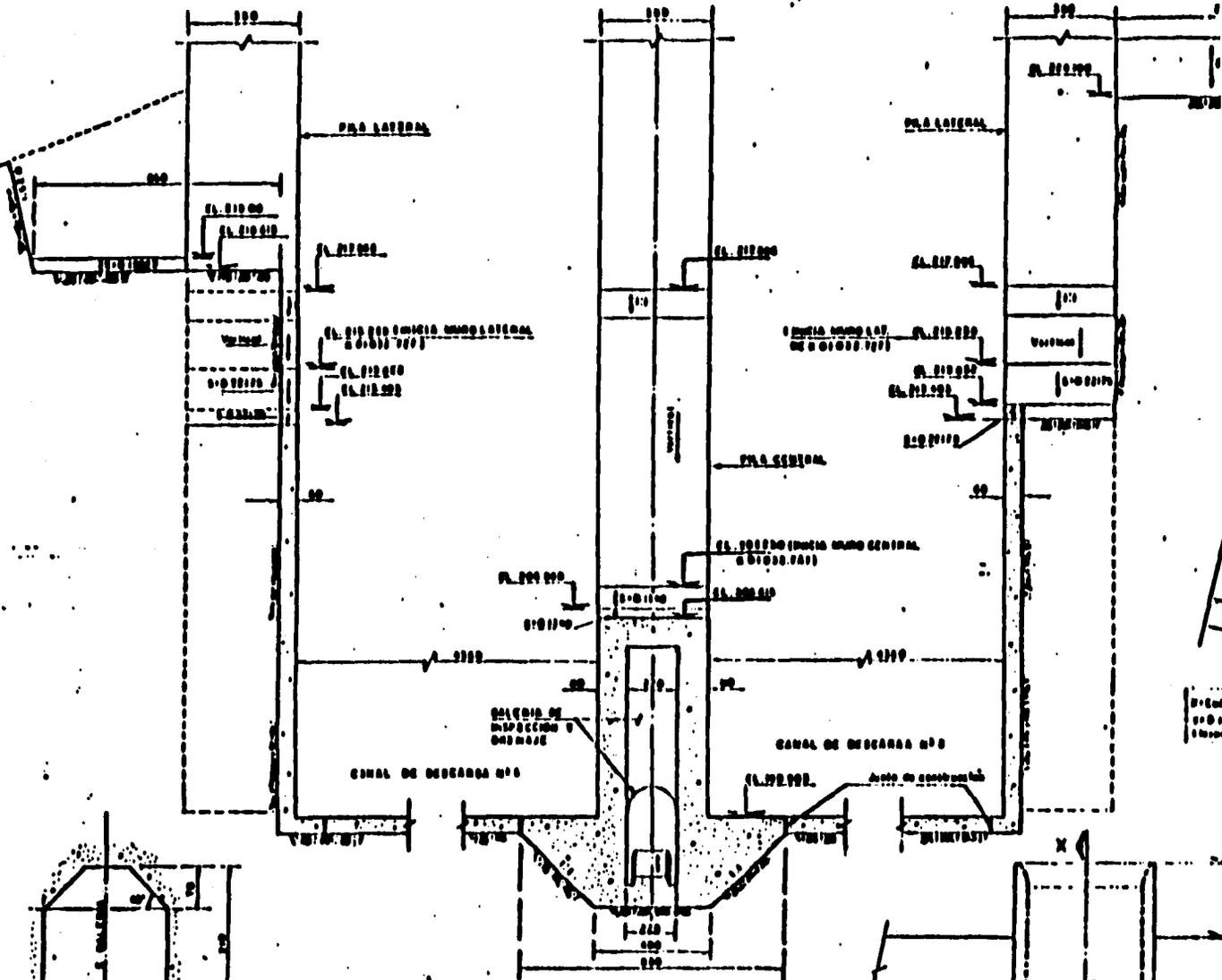
PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMILPA
CONJUNTO: OBRA DE EXCEDENCIAS
TITULO: PLANO GENERAL

BOLETA DE OBRA DE INGENIERIA CIVIL

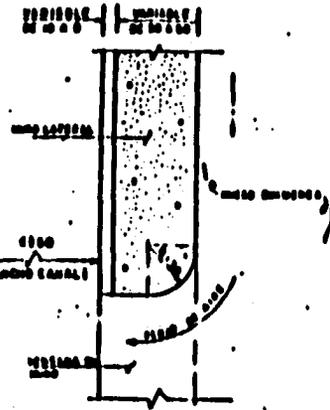
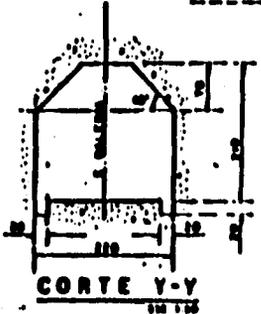
OPERA	FECHA	CONSTRUCCION	ESTADO
PROYECTO	1950	OPERA DE EXCEDENCIAS	COMPLETADO
OPERA	1950	OPERA DE EXCEDENCIAS	COMPLETADO
OPERA	1950	OPERA DE EXCEDENCIAS	COMPLETADO
OPERA	1950	OPERA DE EXCEDENCIAS	COMPLETADO

BOLETA DE OBRA DE INGENIERIA CIVIL

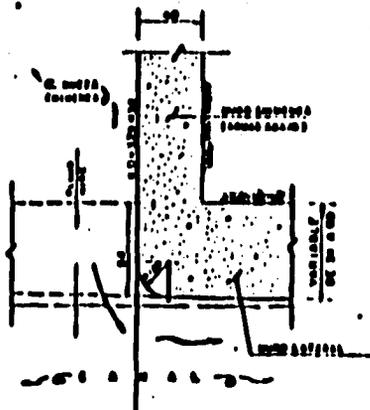
Nº 229.174-C-55-03625



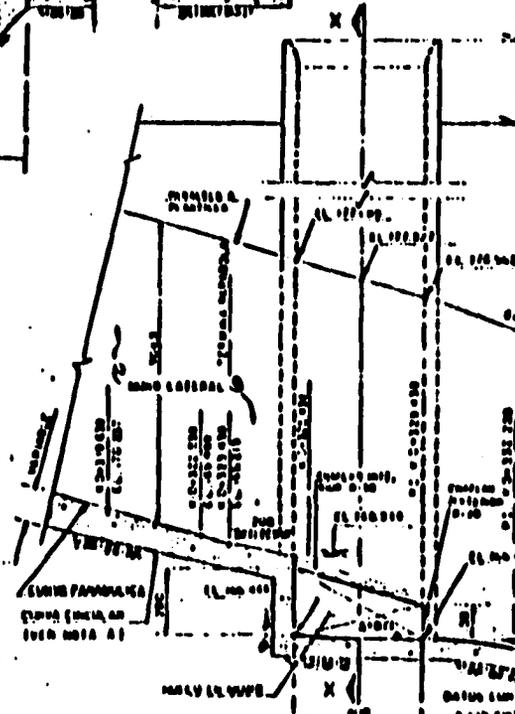
CORTE 3-3
(N° 01041.000)



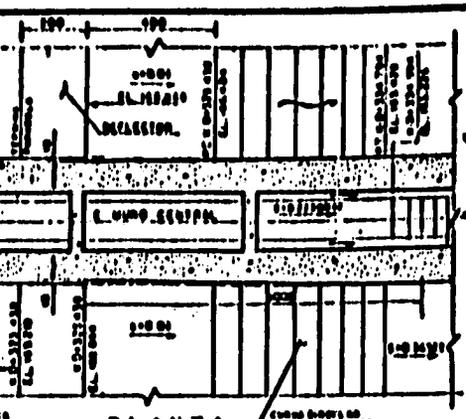
CHAFLANES EN MUROS (AIREADOR)



PLANTA



CORTE V-V

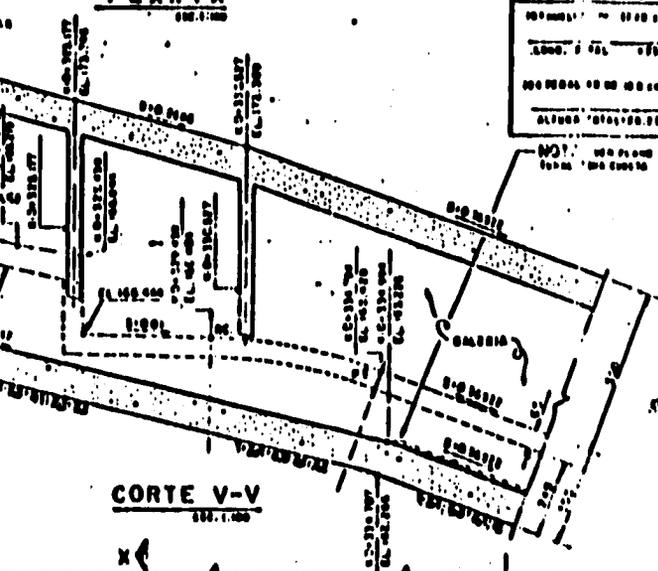


PLANTA
1:100

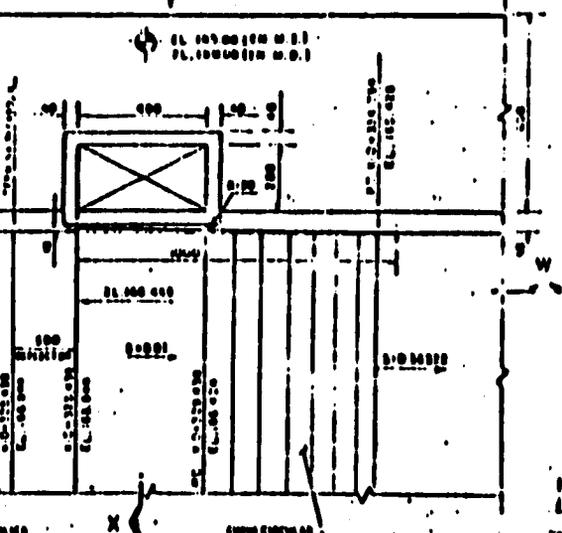
ESPESORES

100 mm	100 mm

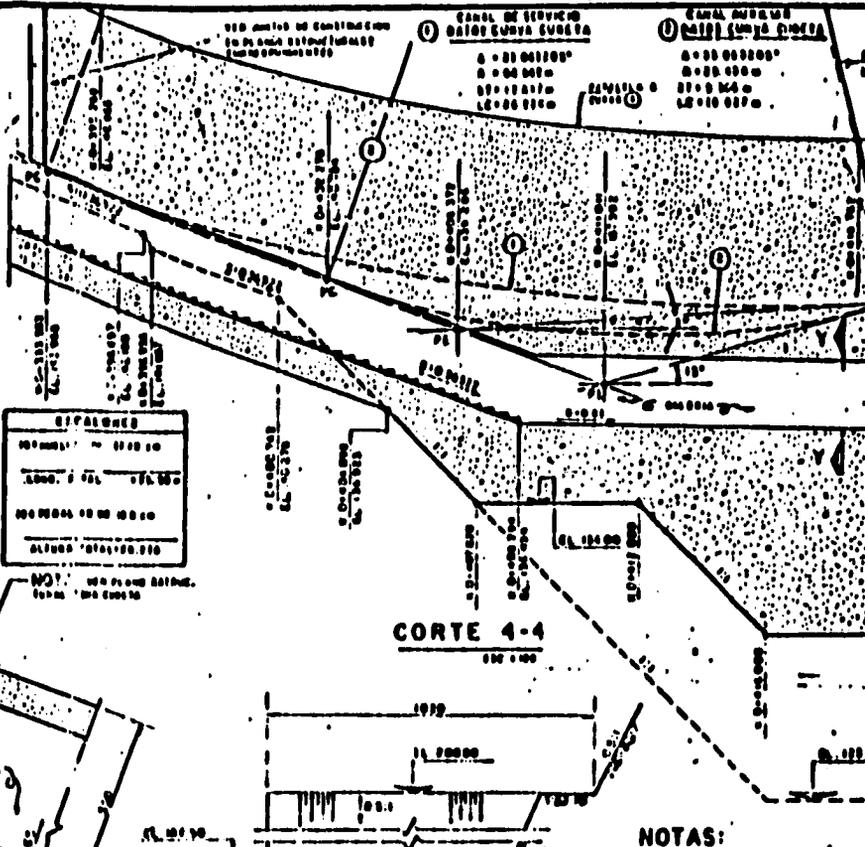
NOTA: Ver planos de detalle.
Forma: 1/100



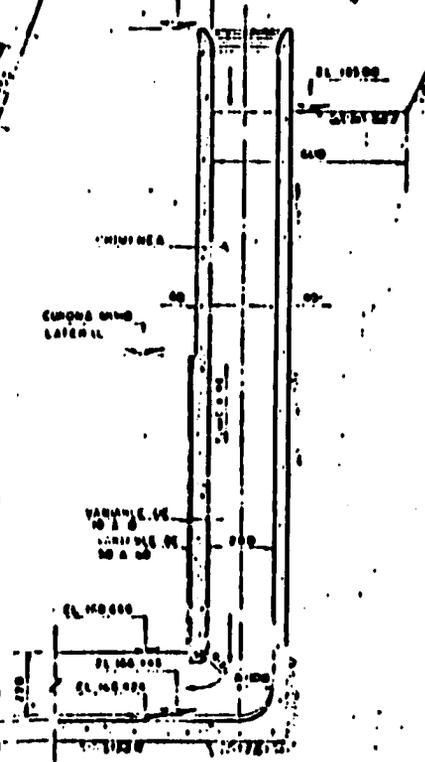
CORTE V-V
1:100



PLANTA
DETALLE AIRADOR
(EN MUROS LATERALES)



CORTE 4-4
1:100



CORTE X-X
1:100

NOTAS:

- 1. DETALLES DE CONSTRUCCION, VER PLANOS DE DETALLE.
- 2. ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES DE ACUERDO CON LOS REQUISITOS DEL CODIGO DE OBRAS DE CONSTRUCCION DE LA CIUDAD DE GUATEMALA.

PROYECTO	PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMAY
CONJUNTO	CONJUNTO: OBRA DE EXCEDENCIAS
TITULO	DETALLES MUROS CENTRAL AIRADOR
FECHA DE DISEÑO	1977
FECHA DE EJECUCION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE APROBACION	

COMISION FEDERAL DE INGENIERIA DE GUATEMALA
GERENCIA DE PROYECTOS DE SUBESTACIONES

PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMAY
CONJUNTO: OBRA DE EXCEDENCIAS
TITULO: DETALLES MUROS CENTRAL AIRADOR

FECHA DE DISEÑO: 1977

PROYECTO	PROYECTO HIDROELECTRICO AGUAMAY
CONJUNTO	CONJUNTO: OBRA DE EXCEDENCIAS
TITULO	DETALLES MUROS CENTRAL AIRADOR
FECHA DE DISEÑO	1977
FECHA DE EJECUCION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE APROBACION	

Nº 229.174-C-94-0634E