



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón

**PROYECTO EJECUTIVO DE LA PRESA
"LA LABORCITA" GTO.**

T E S I S NO SALE

Que para obtener el título de:

DE LA BIBLIOTECA

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

BULMARO RIVERA BARRERA

Ciudad de México

Junio 1982





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.

Q94123

Sist 29461



PROCEEDING EXECUTIVE BOARD
OF THE FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION





UNIVERSIDAD NACIONAL
ARAGÓN

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

BULMARO RIVERA BARRERA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 20 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE MANUEL ARANGO MALDONADO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO EJECUTIVO DE LA PRESA "LA LABORCITA" GTO.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., diciembre 3 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

MI MAS PROFUNDO AGRADECIMIENTO
A TODAS LAS PERSONAS QUE DE U-
NA U OTRA FORMA ME MOTIVARON Y
AYUDARON A CONCLUIR ESTA ETAPA
DE MI CARRERA.

I N D I C E .

	pag.
Introducción-----	I
Objetivos-----	III
CAPITULO I. Generalidades-----	1
1.1 Etapas de Planeación del Proyecto de una obra hidráulica-----	1
1.2 Aprovechamientos Hidráulicos-----	3
1.3 Estructuras que integran una presa-----	5
1.4 Definiciones-----	10
CAPITULO II. Presentación del Proyecto-----	13
11.1 Propósitos Generales del Proyecto-----	13
11.2 Antecedentes-----	13
11.3 Información General-----	14
11.3.1 Localización-----	14
11.3.2 Acceso-----	14
11.3.3 Fisiografía-----	14
11.3.4 Clima-----	15
11.3.5 Sismología Regional-----	16
11.4 Topografía de la Boquilla-----	16
11.5 Estudio Geológico-----	16
11.6 Disponibilidad de Materiales-----	21
11.7 Datos de Diseño-----	22
CAPITULO III. Estudio Hidrológico-----	25
III.1 Información Disponible-----	25
III.2 Correlación Existente entre las Estacio <u>n</u> nes Hidrológicas-----	27
III.3 Determinación del Gasto de Diseño en el Arroyo "Los Castillos"-----	41
III.4 Determinación del Gasto Máximo en el A- rroyo "El Juache"-----	57

III.5 Cuantificación de Azolves-----	78
III.6 Tránsito de la Avenida-----	79
III.7 Datos de Proyecto-----	97
CAPITULO IV. Dimensionamiento Hidrológico de las partes que Constituyen la Presa.-----	
IV.1 Cortina-----	98
IV.1.1. Bordo Libre-----	100
IV.1.2. Contraflecha y cambio de Talud-----	102
IV.1.3. Estabilidad de Taludes-----	108
IV.2 Vertedor-----	115
IV.2.1. Dimensionamiento Hidrológico del Ver- tedor -----	116
IV.2.2. Cálculo Hidráulico del Vertedor-----	119
IV.3 Obra de Toma-----	142
IV.3.1. Dimensionamiento Hidrológico de la O- bra de Toma-----	133
IV.3.2. Cálculo Hidráulico de la Obra de Toma	142
CAPITULO V. CONCLUSIONES -----	147
BIBLIOGRAFIA -----	148
ANEXO I. Planos-----	149

NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

INTRODUCCION .

Al realizar éste trabajo, se pensó principalmente en la necesidad latente que existe para los alumnos de los cursos de "Presas" y "Obras Hidráulicas" de la carrera de Ingeniería Civil, de que conozcan adecuadamente la aplicación de los fundamentos de la Hidráulica y de la Hidrología, razón por la cual ésta es una obra que trata de ser práctica y sencilla a la vez.

Es bién sabido que además de la teoría se requieren otros elementos al realizar el cálculo de una presa, tales como; la experiencia del proyectista en la solución de problemas similares y la correcta utilización de los recursos humanos, técnicos y económicos disponibles, por eso aunque parezca redundante, reiteramos algunos de esos elementos a lo largo del estudio.

Al proyectar esta presa no pretendimos crear una nueva metodología ni cuestionar las ya existentes, sino sólo utilizar las teorías preexistentes de la hidráulica y la hidrología básicas, tratando de darles un enfoque sencillo y práctico, de manera que éste trabajo sea utilizable como referencia, más no como normativo de criterios en el desarrollo de otros proyectos de presas.

También queremos dejar claro que no se pretende agotar el tema referente a presas, sino darle un enfoque ilustrativo que como se mencionó antes sirva de material de apoyo o consulta al estudiante de la carrera de Ingeniería Civil.

Considerando lo anterior, en el presente trabajo se desarrolla el proyecto ejecutivo de la presa "La Laborcita" Gto., que forma parte de una planeación general de obras de protección contra inundaciones en la Cd. de León, Gto.; específicamente, con esta obra se pretende controlar las inundaciones del poblado de La Laborcita y del areropuerto de la Cd. de León, en el Estado de Guanajuato.

Para construir una presa es necesario efectuar un proyecto que considere el mayor número posible de variables que puedan

influir en el resultado final, aprovechando los recursos técnicos y económicos disponibles, de tal manera que la presa que se proyecte satisfaga eficazmente las necesidades que motivaron su emplazamiento, tales como; generación de energía, evitar inundaciones, riego de cultivos, abastecimiento de agua potable, etc. además la obra proyectada debe cumplir con los requisitos de seguridad necesarios para garantizar su correcto funcionamiento. Sin olvidar estos requisitos, en el presente proyecto se da una solución práctica y sencilla, debidamente fundamentada en los conceptos que aparecen en las obras consultadas.

También deseamos aclarar, con respecto a los conceptos que se utilizan en el desarrollo del trabajo, que estos son, los que a juicio personal definen, describen, y explican mejor los elementos que se mencionan en el estudio y que para la mejor comprensión de las personas que lo lean siempre es recomendable dejar bien definida la manera como se entenderá y así eliminar ambigüedades.

Con respecto a la forma de desarrollar el trabajo, se trató de que éste llevará un orden lógico y se abordó de la siguiente manera.

Primeramente se hace una presentación general de los estudios previos a la realización del proyecto de una presa y se describen las partes constitutivas de la misma.

A continuación se hace un planteamiento de los objetivos particulares del proyecto, dando antecedentes, localización y características del lugar escogido.

Enseguida se presenta la información hidrológica recavada y se exponen brevemente los métodos utilizados en su análisis, para obtener los datos de diseño de la presa,

Finalmente. se exponen los criterios de diseño utilizados para dimensionar las estructuras de la presa, haciendo los cálculos correspondientes y mencionando las consideraciones hechas.

OBJETIVOS.

El desarrollo de éste trabajo está encaminado a hacer la presentación de las etapas generales que se siguen en el proyecto de las obras hidráulicas, que han de servir para controlar y aprovechar el agua, así como de las partes que las constituyen.

Asimismo, a la aportación de una solución de un problema real, previamente estudiado, por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. La solución se propone en base a la información archivada en dicha dependencia y a la utilización de criterios de diseño clásicos propuestos en diferentes obras que tratan sobre la materia. La recopilación de información, los criterios de diseño adoptados, el proceso de cálculo y las estructuras propuestas constituyen el proyecto ejecutivo de la presa "La Laborcita" Gto., la cual, como se mencionó en la introducción, protegerá a la Ciudad de León Guajuato, contra las inundaciones y aportará agua para regar los cultivos cercanos.

CAPITULO I (GENERALIDADES)

I.I. ETAPAS DE PLANEACION DEL PROYECTO DE UNA OBRA HI
DRAULICA.

Para llegar a la decisión de llevar a cabo el proyecto ejecutivo de una obra hidráulica que requiere inversiones importantes, es necesario realizar estudios preliminares que vayan definiendo la factibilidad tanto técnica como económica de la ejecución del proyecto y hacer que este sea congruente con las políticas y objetivos que se haya fijado el Sector Público Federal.

Por las razones anteriormente expuestas el desarrollo de un proyecto hidráulico generalmente se divide en las siguientes etapas: Estudio de gran visión, estudios preliminares, estudio de factibilidad y proyecto definitivo.

El hecho de desarrollar un proyecto por etapas ofrece la ventaja de poder adoptar gradualmente decisiones sobre inversión y, en caso necesario, cambiar la orientación del estudio o bien suspenderlo atendiendo a las evaluaciones que se realicen en las primeras etapas. Obviamente, la precisión del estudio y el costo del mismo van creciendo de los niveles mas bajos de gran visión hasta los mas altos de factibilidad y proyecto ejecutivo.

La planeación de las obras hidráulicas debe considerar metas a alcanzarse a corto y a largo plazo, ubicando geográficamente los proyectos para lograr un desarrollo económico equilibrado tanto a nivel nacional como regional.

Con las bases anteriores se procede a realizar el estudio de gran*visión que involucra actividades técnicas, económicas y sociales, las cuales se desarrollan principalmente en gabinete, también se deben efectuar reconocimientos generales de campo que permitan definir parámetros técnico-económicos basados en la topografía, geología, hidrolo

gía, potencialidad económica y condiciones de vida.

Si los resultados obtenidos en la etapa de gran visión son favorables al desarrollo del proyecto, se procederá a realizar los estudios preliminares necesarios para contar con la topografía, fotointerpretaciones geológicas y agrológicas, estudios hidrológicos y geohidrológicos preliminares, dimensionamiento preliminar, análisis de alternativas y estimación de costos y beneficios que permitan bosquejar el tamaño del proyecto, así como su procedimiento de ejecución.

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

En esta etapa se define cuándo se proyecta una presa, el sitio, tipo de presa y su capacidad según los escurrimientos del río, así como la demanda de agua para el aprovechamiento deseado. Si se trata de suministro para riego, la demanda estará en función del tamaño de la zona de riego y los planes de cultivo, que a su vez dependen de la topografía, de la calidad de los suelos, de las condiciones ecológicas, del mercado local, regional, nacional y aún internacional.

Por otro lado, el tamaño de la presa puede tener como limitantes las condiciones topográficas y geológicas de las posibles boquillas y de sus vasos. Asimismo, las condiciones de la boquilla influirán en el tipo de presa que se elija y en los problemas que se generen con el llenado del vaso; como el pago de indemnizaciones a los afectados.

La aceptación o rechazo del proyecto por sus futuros usuarios influye también en el tamaño y aún en la realización del proyecto.

Además, es necesario determinar la relación beneficio-

costo, la tasa interna de retorno, el valor presente de los costos y beneficios, así como la evaluación de parámetros técnicos, económicos y sociales que aporten elementos de juicio suficientes para escoger la mejor alternativa del proyecto, así como su tamaño óptimo, para poder pasar a la etapa final que corresponde al proyecto ejecutivo, en la cual se aportará la información, planos y recomendaciones suficientes para realizar la construcción y operación del mismo.

I.2. APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS.

Para poder satisfacer las necesidades de agua, ya sea: para usos domésticos, públicos, urbanos, agrícolas, industriales o de algún otro orden es necesario contar con el recurso agua en cantidad y calidad requerida.

Los recursos hidráulicos pueden ser superficiales; como arroyos, ríos, manantiales y lagos, o bien subterráneos como; acuíferos y corrientes subterráneas.

Para aprovechar las corrientes superficiales es necesario proyectar obras de captación como son: tomas directas, derivaciones mediante diques y presas de almacenamiento. Para aprovechar las aguas subterráneas se deben proyectar galerías y pozos para extraer el agua por bombeo.

Las tomas directas se proyectan cuando la demanda de agua es semejante o menor que los escurrimientos mínimos del río, y si el tirante de este es suficiente para dar la carga requerida. Si el tirante no es suficiente se construye un dique para dar la carga hidráulica necesaria. En este caso se tendrá una presa derivadora.

Las presas de almacenamiento se construyen cuando el gasto del río no es suficiente para satisfacer las demandas de agua.

Las galerías filtrantes y los pozos se proponen sólo cuando no es posible cubrir las demandas de agua mediante

aprovechamientos superficiales, ya que en general el uso del agua subterránea resulta más caro que el uso del agua superficial.

Para seleccionar el sitio del aprovechamiento se toma en cuenta el uso que se le pretende dar, ya sea generación de energía eléctrica, control de ríos, irrigación, etc., así como las características hidrológicas, topográficas y geológicas del lugar.

Para proyectar una presa es necesario que exista un estrechamiento topográfico que sirva de boquilla para obstruir el cauce, además se requiere de un vaso para almacenar el agua y poder regular las corrientes a partir de él.

Además si se pretende utilizar el almacenamiento para generar energía eléctrica, debe existir un desnivel topográfico que permita emplear su energía potencial.

En la elección del tipo de cortina la forma topográfica es un factor importante, ya que de ella depende la disposición de las estructuras que integran la presa.

Además las condiciones geológicas deben ser adecuadas en cuanto a permeabilidad y estabilidad en la boquilla donde se construirá la cortina, en el sitio donde se localicen las estructuras complementarias y en el vaso de almacenamiento.

Interesa conocer la deformabilidad de la cimentación para diseñar cortinas compatibles con la misma, así, una cimentación deformable requiere una cortina flexible y una cimentación rígida admite soluciones de cortinas de gravedad.

Otro factor que influye en la selección del tipo de cortina y en su costo es la disponibilidad de materiales en cantidad y calidad necesaria para la obra, así como la disponibilidad de mano de obra y equipo que se tenga.

Con los factores mencionados y otros, como son; el tiempo disponible para la construcción, las condiciones climáticas y de trabajo del lugar, sismicidad, etc. se plantean diferentes alternativas en el arreglo de las estructuras que

integran la presa. La experiencia del proyectista juega un papel importante para el éxito de la obra, por lo que debe considerar las soluciones dadas en otras presas construídas en condiciones similares.

I.3 ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN UNA PRESA.

a) CORTINA.

Esta estructura representa la parte mas costosa de la presa se debe diseñar con factores de seguridad adecuados para garantizar su correcto funcionamiento pues su falla puede producir pérdidas económicas trascendentes y poner en peligro a un gran número de vidas humanas.

Las cortinas se clasifican en varios tipos;

Por su función.

-Vertedoras

-No vertedoras

Por su comportamiento estructural

-Rígidas

-Flexibles

Por su altura

-Baja; cuando la altura es menor de 30 metros.

-Media; cuando su altura es igual o mayor a 30 metros; pero menor de 100 metros.

-Alta; Cuando la altura de la cortina es igual o mayor a 100 metros.

Por los materiales que la constituyen.

-Concreto o mampostería

-Tierra (arcilla)

-Enrocamiento con pantalla

-Mixtas

Las de concreto o mampostería a su vez, pueden ser:

-De sección gravedad

-De arco

-De contrafuertes o machones

Las de tierra (arcilla) y enrocamiento pueden ser:

-Homogéneas

-De materiales graduados.

Las homogéneas, pueden ser:

- De tierra
- De enrocamiento.

Los factores principales que intervienen en la selección del tipo adecuado de cortina son:

- 1.- Topografía de la boquilla (forma)
 - 2.- Geología de la boquilla (cimentación y atraques)
 - 3.- Materiales disponibles (calidad y cantidad)
 - 4.- Dimensiones de la obra de excedencias
 - 5.- Sismicidad del lugar
 - 7.- Aspectos viales
 - 8.- Factibilidad técnica, económica, social y financiera
- 1.- TOPOGRAFIA.

Se debe contar con planos topográficos del vaso y de la boquilla suficientemente detallados con coordenadas y localización de las vías de acceso al sitio de la obra.

Se debe tomar en cuenta si la boquilla es cerrada o abierta y sobre el plano se localizará su eje.

Con el análisis de la topografía de la boquilla y a través de las visitas al sitio, se puede proponer uno o más tipos de cortina.

2.-GEOLOGIA.

Se debe contar con un estudio geológico del vaso y de la boquilla.

De la geología se deduce si el terreno es capaz de soportar las cargas que transmitirá un tipo determinado de cortina en el desplante y en los empotramientos.

Con el estudio geológico se termina la profundidad de desplante y el tratamiento necesario para la cimentación; en esta se debe garantizar la estabilidad e impermeabilidad suficientes para el correcto funcionamiento de la cortina.

3.- MATERIALES DISPONIBLES.

Es importante conocer la disponibilidad de materiales que se tenga ya que con su correcta utilización se puede minimizar el costo de la obra.

4.- DIMENSIONES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

Esta influyen en el tipo de cortina, puesto que según la disposición general de las partes que forman la presa, la obra de excedencias se puede integrar a la cortina si esta es de concreto y su tamaño lo permite, o bien, se localizará en algún puerto cercano al vaso si la cortina es de tierra.

5.- SISMICIDAD DEL LUGAR.

Esta condición se debe considerar involucrando el coeficiente sísmico recomendado para la zona correspondiente, cuando se calcula la estabilidad de la cortina.

6.- CLIMA DEL LUGAR.

Es importante considerar el clima en la selección del tipo de cortina, ya que cuando es muy extremo puede afectar las estructuras de concreto como las cortinas de arco delgadas o de contrafuertes al inducirles cambios volumétricos y/o foliaciones que disminuyen sus peraltes.

7.- ASPECTOS VIALES.

Estos se toman en cuenta cuando el embalse de la presa inun da tramos considerables de caminos o vías de F.F.C.C. En este caso se hace necesario relocalizarlos sobreelevándolos fuera del N.A.M.E., utilizando la misma cortina como estructura de cruce, para la cual sólo sirven las cortinas de sección gravedad, homo geneas, enrocamiento y las de materiales graduados.

8.- FACTIBILIDAD TECNICA, ECONOMICA, SOCIAL Y FINANCIERA.

Como las presas son obras que por la magnitud de su costo sólo emprende el sector público, la Secretaría de Programación y Presupuesto requiere de un estudio de factibilidad técnica, económica, social y financiera, para decidir en base a éste, si aprueba la inversión, la difiere o la cancela, según la bondad del aprovechamiento. Como en todas las obras, satisfechas las condiciones técnicas, será el aspecto económico el que defina el tipo adecuado de estructura por emplear, en el caso que nos ocupa se definirá el tipo de cortina.

En general, todas las soluciones son factibles y aceptables una vez satisfechas las condiciones de seguridad, pero un

análisis de costos de la obra, junto con la experiencia y preferencia del diseñador son los elementos básicos para la selección de la mejor solución.

B) Obra de toma.

Para extraer el agua del almacenamiento se utilizará la obra de toma. Existen varios tipos de obras de toma, los cuales pueden clasificarse en:

1.- Según el fin para el que destinen:

- Para agua potable
- Para riego
- Para generación de energía
- Combinadas o mixtas

2.- Según su forma de operación:

- Operación en la entrada
- Operación intermedia
- Operación en la salida

3.- Por su estructura de entrada:

- De torre con puente de acceso
- De estructura de rejillas ahogada.

4.- Según el conducto:

- De conducto excavado y colado a cielo abierto.
- De túneles excavados en las laderas

C) OBRA DE CONTROL DE EXCEDENCIAS Y/O VERTEDOR.

La obra de excedencias o vertedor de demasías es un elemento importante en una presa ya que permite descargar en forma controlada los escurrimientos extraordinarios que llegan al embalse y que no se utilizarán para los fines que se persiguen con la obra. De no existir la obra de control el desbordamiento de las aguas extraordinarias causaría daños considerables o incluso la falla total en la cortina.

En cortinas de tierra o de materiales graduados la obra de control tiene mayor importancia ya que de producirse un desbordamiento por encima de ellas es inminente el colapso de la estructura debido a la erosión y deslave de sus materiales. En

consecuencia en estos casos se debe proyectar la obra de control con un margen de seguridad razonable que permita tener la confianza de que el vertedor dejará pasar la avenida máxima probable.

Algunas consideraciones para la localización de vertedores son:

1.- Localización del vertedor de demasías.

El vertedor de demasías puede formar parte de la cortina, cuando esta se construye de concreto, o ubicarse en una o ambas laderas de la boquilla, o bien puede quedar localizado en algún puerto que tenga aproximadamente el mismo nivel que el almacenamiento normal del vaso de la presa. En cortinas de materiales graduados, de tierra o enrocamiento, por ningún motivo debe construirse integrado a ellas el vertedor de demasías.

2.-Vertedores localizados en las laderas de las boquillas.

Cuando la topografía del lugar lo permite, el vertedor se puede construir en las laderas de la boquilla o si es necesario se pueden construir dos, uno en cada ladera; esta última solución se aplica cuando se tienen grandes capacidades de descarga. Los vertedores localizados en las laderas pueden ser de cresta fija o móvil, normal al eje del canal de descarga o paralela al mismo.

3.- Vertedores localizados en los puertos.

Hay casos en que las condiciones topográficas del vaso permiten alojar el vertedor en un puerto o garganta cuyo nivel sea aproximadamente igual al de las aguas normales de embalse en el vaso. Esta localización presenta la ventaja de que el vertedor queda independiente de la cortina. Los vertedores construidos en un puerto pueden tener la cresta normal al canal de descarga o paralela al eje del mismo la cual puede ser fija o móvil

D) .- Obra de desvío.

Esta no forma parte de la presa, su uso es de gran importancia porque aunque es de carácter temporal, permite trabajar en seco cuando se construye la cortina y sirve como protección mientras dura este proceso.

La obra de desvío permite el cierre temporal del cauce, el cual puede ser total o parcial y se hace utilizando bordos de tierra o taguías, al cerrar el cauce es necesario **construir** obras de conducción para dejar pasar el agua. Estas obras pueden ser ;

- Túneles en las laderas
- Huecos en las estructuras de cierre
- Conducciones a través del cauce por medio de canales o tuberías.
- Tajos en las laderas, etc.

En la construcción de la obra de desvío se pueden emplear materiales diversos como son:

- Materiales graduados
- Enroscamientos
- Materiales cementados (Concreto)
- Estructuras metálicas
- Madera, etc.

La vida útil de la obra de desvío se inicia con el cierre del cauce que generalmente se hace en época de estiaje y termina al cerrarse para permitir el llenado del vaso de almacenamiento cuando se ha terminado de construir la presa.

1.4. DEFINICIONES.

En el desarrollo del presentetrabajo se entenderá el sentido de los términos utilizados según las siguientes definiciones:

-Presa.- Es el conjunto de estructuras que se utilizan para realizar el aprovechamiento y/o control de un escurrimiento superficial. Las estructuras que la forman son: la cortina, la obra de toma y la obra de control o vertedor de excedencias.

-Cortina.- Es una estructura que se contruye en el cauce de un río con el fin de interrumpir el escurrimiento para provocar un almacenamiento del agua o un incremento en su tirante

-Obra de toma.- Es la estructura que permite extraer de manera controlada la cantidad de agua necesaria para satisfacer la ley de demanda que se tenga. La extracción se hace del almacenamiento provocado por la cortina.

-Obra de Control.- Es la estructura que se utiliza para regular y controlar las avenidas extraordinarias, permite garantizar la seguridad de la presa cuando se presentan volúmenes de agua cuyo aprovechamiento no se haya considerado en la satisfacción de la ley de demandas.

-Vaso.- Es la parte de la cuenca de drenaje que sirve para almacenar el agua cuyo escurrimiento haya sido interrumpido por la cortina. Desde el punto de vista de diseño y operación, el vaso tiene las siguientes capacidades:

Capacidad total.- La comprendida entre el fondo del vaso y el nivel alcanzado por el agua cuando el vertedor descarga su gasto de diseño.

Capacidad de superalmacenamiento.- Es la capacidad adicional a la necesaria para el control de avenidas, se utiliza para el tránsito de la avenida de diseño del vertedor.

Capacidad para control de avenidas.- Es la que se destina para manejar las avenidas con un gasto de descarga controlado y así evitar daños aguas abajo del almacenamiento.

Capacidad útil.- Es la que se puede aprovechar para cumplir los fines de la presa, exceptuando el control de avenidas. La capacidad útil se obtiene mediante una simulación de funcionamiento del vaso utilizando como entradas los registros históricos y como salidas las correspondientes a la ley de demandas considerada.

Capacidad mínima de operación.- Es la comprendida, desde el fondo del vaso hasta el nivel mínimo de operación de la planta hidroeléctrica, toma de riego o agua potable, etc. debe permitir el correcto funcionamiento de las estructuras mencionadas.

Capacidad de azolves.- Es la que se destina para alojar el volúmen de sedimentos que se estima se tendrán en la vida útil con la que se diseña la obra.

Para calcular el volúmen de azolves existen varios métodos basados en la experimentación. De los resultados obtenidos se ha visto que aproximadamente, del 0.15% al 0.20% del volúmen escurrido es de sólidos, considerando que las presas

tienen una vida útil de 50 años, la capacidad de azolvesse puede estimar de manera práctica como:

Cap. de azolves= 0.0015×50 años de vida útil \times volúmen escurrido anual.

-Cuenca.- Es el area de captación del agua de lluvia que fluye por un cauce determinado.

-Parteaguas.- Es una linea imaginaria que une los puntos orográficos mas elevados y sirve como frontera para delimitar las cuencas.

-Tránsito de avenidas.- Es el procedimiento analítico que sirve para determinar la forma del hidrograma de salida del vaso de almacenamiento de una presa. Para efecturlo se re quiere conocer el hidrograma de entrada.

El tránsito de avenidas sirve para:

1.- Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial, para checar que las salidas en la obra de control y en la obra de toma sean las adecuadas, para que cuando se presente la avenida máxima no se pongan en peligro la presa, bienes materiales y/o vidas humanas aguas abajo de la presa

2.- Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto.

3.- Fijar la altura de cortina y dimensionar las obras de desvío y altura de ataguías.

-Ataguías,- Obstáculo que se utiliza para cerrar el cauce temporalmente. Permite ejecutar en seco la construcción de la cortina.

Hidrograma.- Es la representación gráfica del gasto que pasa por una sección como función del tiempo.

Periodo de retorno.- Es el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un evento de magnitud dada puede ser igualado o superado por lo menos una vez.

CAPITULO II. PRESENTACION DEL PROYECTO.

II.1 PROPOSITOS GENERALES DEL PROYECTO..

Específicamente con la construcción de la presa "La Laborcita" se controlarán los escurrimientos generados por el arroyo "El Juache", protegiendo de esta manera contra inundaciones al poblado de La Laborcita y al aeropuerto de la ciudad de León Guanajuato, además los escurrimientos almacenados en la presa se aprovecharán para riego en la planicie

II.2. ANTECEDENTES.

A consecuencia de los daños materiales causados periódicamente en épocas de lluvia debido a las inundaciones provocadas por el desbordamiento de los arroyos que cruzan el valle de León Guanajuato y que descienden de la Sierra de Comanja, la entonces llamada Secretaría de Recursos Hidráulicos, actualmente SARH., elaboró en el año de 1973, a través de la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, "Un Plan General de Obras de Protección contra Inundaciones de la Ciudad de León Guanajuato". en el cual se contempla la construcción de una serie de obras ubicadas estratégicamente sobre los arroyos que causan mayores problemas. Estas obras consisten principalmente en la construcción de presas de regulación en la parte alta y en la rectificación de cauces en la parte baja.

Los arroyos principales que se estudiaron fueron: Los Castillos, Ibarrilla, Ojo de Agua de los Reyes, El Hueso, Ejido, Alfaro, El Salto, San Juan de Otates, El Juache y Duarte. Del estudio efectuado se concluyó que era necesario construir en cada uno de ellos una obra de regulación.

Actualmente se ha construido la presa Los Castillos, se encuentran en proceso de construcción las presas Alfaro y El Salto y en etapa de proyecto ejecutivo las presas La Manzani^lla sobre el arroyo Ibarrilla, Duarte sobre el arroyo del mismo nombre y "La Laborcita" sobre el arroyo El Juache. Esta última motivo del presente trabajo.

Con la construcción de estas presas quedará solucionado el problema de inundaciones del Valle de León Guanajuato; des de las inmediaciones del aeropuerto hasta la zona oriente de la ciudad.

11.3 INFORMACION GENERAL

11.3.1. LOCALIZACION.

El sitio de la boquilla donde se desplantará la cortina de la presa "La Laborcita" se localiza sobre el arroyo El Juache a 2.5 Km. aguas arriba del poblado La Laborcita dentro del municipio de León Guanajuato, y a 13.5 Km. al este de la misma ciudad de León. Sus coordenadas geográficas son: Latitud Norte $21^{\circ}07'12''$ y longitud W.G. $101^{\circ}31'51''$

II.3.2. ACCESO.

A 10 Km. de la ciudad de León Guanajuato, sobre la carretera federal No. 45 y antes de llegar al aeropuerto de la ciudad, entronca un camino de terracería que conduce hacia el pueblo de La Laborcita. La distancia que se recorre en la terracería es de 6 Km. sobre la margen derecha del arroyo El Juache, sigue una vereda que llega después de 2.5Km. al sitio de la boquilla donde se construirá la cortina de la presa.

II.3.3. FISIOGRAFIA.

Al norte y al este de la ciudad de León Guanajuato, se encuentra la Sierra de Comanja, la cual tiene gran importancia porque genera los escurrimientos que inundan la ciudad y el Valle de León Guanajuato. La Sierra de Comanja forma parte de la Sierra de Zacatecas, se extiende de noroeste a sureste, al sur del paraleo 22° norte y al este del meridiano 102° oeste; su ladera oeste se inclina hacia la región de los altos, por el sureste liga con la Sierra de Guanajuato y por el norte con la Sierra Los Pinos. En general, el area presenta en sus partes altas una topografía sumamente accidentada, con gran cantidad de barrancas, fuertes pendientes y profundas cañadas.

La forma de la cuenca del arroyo El Juache es alargada y tiene una orientación de noroeste a suroeste , su longitud

en línea recta entre el sitio de la boquilla y el punto mas alejado es de 11.0 Km. y tiene un ancho máximo de 4.0 km, la pendiente general de la cuenca es de 33.8%.

El area de la cuenca, hasta el sitio de la boquilla "La Laborcita " es de 30.0 Km² y está limitada al norte por la cuenca de los arroyos San Juan de Otates y el Muerto, al este por la cuenca del Arroyo Grande, al oeste por la cuenca del Arroyo San Juan de Otates y al sur nuevamente por la cuenca del Arroyo Grande.

El escurrimiento principal desciende con dirección hacia el suroeste, en la parte mas alta se conoce como Arroyo San José de Otates y a la altura de la ranchería llamada Piedra del Coche toma el nombre de Arroyo El Juache que mantiene hasta su confluencia con el Arroyo San Juan de Otates para después seguir por el canal Santa Ana del Conde.

La longitud total del Arroyo El Juache desde sus orígenes hasta el sitio de la boquilla es de 14.5 Km aproximadamente.

II.3.4. CLIMA.

De acuerdo a la carta de climas 14Q-111 (Queretaro) publicada por DETENAL, la cuenca del arroyo El Juache, en su parte alta tiene un clima templado subhúmedo, con temperatura media anual entre 18°y 22°C.

En la parte baja de la cuenca el clima es semicálido y semiseco, las temperaturas máximas se presentan generalmente en el mes de mayo y son superiores a los 22°C.

La precipitación pluvial se genera principalmente durante el verano, concentrándose los mayores escurrimientos en los meses de junio a septiembre con precipitaciones medias mensuales en este periodo de 140 mm.

La precipitación se produce generalmente por efecto de ciclones originados en el Océano Pacífico frente a las costas de Colima y Jalisco y sus colas penetran al interior del país por la ventana formada entre el Volcán de Colima y el Cerro de Jiloteplán de los Dolores; la intensidad de lluvia es homogénea en toda la cuenca y generalmente las tormentas se presentan por

la tarde y noche siendo éstas intensas y de corta duración.

II.3.5. SISMOLOGIA REGIONAL.

La presa "La Laborcita" se localiza en la zona sísmica de la República Mexicana, cerca de los focos 356, 358 y 374 localizados en la zona sísmica. Las magnitudes en estos focos varían de 5° a 7° en la escala de Richter.

Según los anales del boletín de geofísica de la UNAM de 1958, los focos mencionados presentan las siguientes características.

Foco No. 356.- Se ha movido cuatro veces hasta 1958.

Foco No. 358.- Se ha movido una vez causando fuertes daños en Lagos de Moreno, Jalisco.

Foco No. 374.- Su movimiento tuvo influencia en León Guanajuato, Lagos de Moreno Jalisco, y en lugares circunvecinos.

Para considerar el sismo en el análisis de estabilidad de la cortina, se utilizará el coeficiente sísmico que corresponde a la zona donde se construirá la presa.

II.4. TOPOGRAFIA DE LA BOQUILLA.

El sitio seleccionado para desplantar la cortina de la presa "La Laborcita", Guanajuato, tiene características topográficas simétricas, el talud que presenta en ambas laderas es de aproximadamente 3.33:1, el ancho del cauce en este sitio es de 55.0 m.

II.5 ESTUDIO GEOLOGICO.

Debido a que la estabilidad de cualquier estructura depende básicamente de las características físicas y mecánicas del terreno sobre el que se vaya a cimentar, éstas se deben determinar previamente para saber si el sitio escogido es adecuado o no.

Para el proyecto de una presa las características que se requiere conocer son:

-La capacidad de carga del terreno para soportar los esfuerzos que se le induzcan.

-La impermeabilidad del terreno que constituye el fondo y las laderas del vaso, así como la impermeabilidad de la boquilla.

El estudio geológico correspondiente al lugar escogido para construir la presa "La Laborcita" se encomendó al personal especializado de la empresa denominada "Geólogos Consultores Asociados S.A. " y los resultados obtenidos se resúmen de la siguiente manera:

a) Geología General.

La Sierra de Guanajuato es un prominente núcleo montañoso constituido por rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas.

En la zona de la boquilla aparecen rocas que se clasifican como tobas arenosas y arcillo-arenosas, cubiertas por depósitos aluviales.

b) Razgos Geológicos y Geotécnicos de la Boquilla.

Margen derecha; el apoyo en la margen derecha lo constituye una toba arenosa o arcillo-arenosa de coloración rojiza, con cementante calcáreo. Está sumamente fracturada y alterada y cubierta por depósitos aluviales. La toba es una roca defectuosa que se agrieta y fragmenta al perder su escasa humedad, transformándose en un suelo arcilloso.

Este aspecto debe considerarse ya que al efectuar los trabajos de limpia cuyo espesor medio se estima de 6 metros aprox. no debe dejarse el material expuesto a la intemperie por tiempo prolongado, sino cubrirse inmediatamente.

Se hace notar que si bien el espesor de limpia es de 6 metros, no quiere esto decir que a esta profundidad se encuentre roca sana, sino que aparecerá la roca tal como se describió anteriormente, sin embargo, a esa profundidad se podrá desplantar una cortina que no sea del tipo rígido.

Con respecto a la permeabilidad, ésta se considera aceptable por ser baja, ya que las pruebas de Lefranck efectuadas arrojan valores que varían de 4.82×10^{-4} a 8.6×10^{-5} que correspon-

den a permeabilidades bajas y muy bajas respectivamente.

Zona del cauce.- Esta porción de la boquilla tiene un espesor medio de acarreo de 5.5 metros aprox.

El acarreo está constituido por arena, grava y cantos rodados. Subyaciendo al acarreo aparece la roca híbrida de coloración rojiza muy alterada en partes y con un índice de calidad de 50% a 60 % que permite calificarla dentro de las rocas de regular calidad.

Respecto a la permeabilidad, determinada ésta por las pruebas Lugeon, y en particular por la Lefranc, se puede decir que es aceptable.

En síntesis, la roca en la zona del cauce, por sus características físicas es aceptable para construir una cortina del tipo flexible.

Margen izquierda.- Esta parte de la boquilla es la que presenta las mejores condiciones de resistencia y permeabilidad, ya que debajo de un espesor medio de aproximadamente 6.2 metros de material de acarreo se encuentra una brecha riolítica de magnífica consistencia, muy poco fracturada y con un índice de calidad de roca mayor de 90%. Por medio de las pruebas Lugeon se clasificó como roca impermeable. Este sitio es adecuado para desplantar estructuras rígidas o flexibles por lo que es recomendable localizar sobre él, el vertedor de demasías.

c) Geología del vaso.- En este sitio se encuentran rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias.

La permeabilidad medida resultó ser baja y las filtraciones que se presentan no se consideran de importancia. Del estudio realizado se concluye que el sitio es adecuado para construir la presa, siempre y cuando se utilice una cortina del tipo flexible.

d) Descripción del Procedimiento de Exploración.

Exploración básica.- Consiste en la ejecución de perforaciones con recuperación de núcleos. Las perforaciones se ejecutarán en sitios preestablecidos según el programa elaborado.

El equipo que se emplea es un conjunto de máquinas perforadoras rotatorias con brocas de diamante y barril de pared doble, su uso permite recuperar núcleos poco fracturados.

Las muestras obtenidas se guardan en cajas especiales, ordenando y separando las correspondientes a cada tramo, para observar en forma continua la sucesión de estratos y capas que constituyen el subsuelo. Con las muestras obtenidas se sacan dos índices. Uno llamado por ciento de recuperación, que resulta de comparar la longitud total de las muestras recuperadas en cada tramo con toda la longitud del mismo; una recuperación del 75 al 100,% indica que la roca es de buena calidad, si la recuperación es de 50 a 75% se considera de calidad media y de baja o deficiente si la recuperación es menor del 50%.

El otro índice para determinar la calidad de la roca se conoce como "RQD" e indica su grado de fracturamiento. Se obtiene al sumar la longitud de todas las muestras cuyo tamaño sea mayor a 10 cm. relacionando el resultado, como porcentaje de la longitud total del tramo correspondiente. De esta manera se obtienen los valores representativos de las diferentes capas de roca tramo por tramo. Si el valor del RQD es mayor al 90% se dice que la roca es excelente, si está entre 75 y 90% es buena, aceptable cuando el valor está comprendido entre el 50 y el 75% y de calidad pobre cuando está entre el 25 y el 50%. Un valor bajo del RQD no necesariamente indica que el sitio no se acepte para desplantar las estructuras, pero sí es un indicador de que en la cimentación se debe dar un tratamiento especial.

Para complementar la información del estudio geológico se realizaron ensayos de absorción de agua. Dichos ensayos consisten en inyectar agua a presión dentro de las perforaciones efectuadas en la roca al extraer las muestras para determinar el índice de calidad, llevando un control de la presión de inyectado y del gasto que vaya absorbiendo la formación del subsuelo.

Con las mediciones hechas se pueden obtener índices de permeabilidad de la formación rocosa.

Las pruebas empleadas para realizar los ensayos de absorción en el sitio de "La Laborcita" son las llamadas Lefranc y Lugeon, cuya descripción se dá a continuación.

Prueba Lefranc.

Esta se realiza inyectando agua a través del ademe de la perforación que resulta al extraer la muestra, observando el abatimiento del nivel en la columna con relación al gasto de inyección. Abajo del extremo del ademe, en la parte inferior de la perforación, se supone que se forma una cavidad por cuyas paredes penetra el agua al terreno. A la cavidad se le supone una forma para poder aplicar la definición del coeficiente de permeabilidad. La velocidad media del agua filtrada en el terreno se obtiene dividiendo el gasto medio absorbido entre la superficie total de la cavidad. Para diferentes formas de cavidad supuestas se obtendrán velocidades que difieren entre sí. Las distancias recorridas que se utilizan para calcular el gradiente hidráulico variarán según la forma de la cavidad.

La pérdida de carga se mide como la diferencia entre el nivel del agua dentro del ademe y el nivel freático en el subsuelo.

Prueba Lugeon.

Se ejecuta a medida que se avanza en la perforación, en ella se introduce la tubería de inyección que tiene un accesorio que sirve como obturador. La tubería se introduce parcialmente de manera que quede una longitud L entre su extremo inferior y el fondo del barreno. Se inyecta agua a presión por la tubería y se utiliza el obturador como tapón para impedir el regreso del líquido. Se inyectan gastos constantes durante intervalos de 10 minutos a diferentes presiones, las cuales se miden con un manómetro situado en la superficie.

Con las lecturas del manómetro y los gastos inyectados se elabora un registro de gastos en lts/min. contra presiones reales en Kg/cm.

La presión real se valúa como: Presión manométrica + Columna de agua - Pérdidas por fricción en la tubería. Con el regis-

tro se elabora una gráfica para obtener el gasto representativo correspondiente a una presión de 10 Kg/cm^2 , la que al dividirse entre la longitud L mencionada anteriormente, nos dá el número de unidades Lugeon en el tramo de prueba.

1 Lugeon= 1 litro/min/metro= U.L.

Los resultados de esta prueba indican la capacidad de absorción de la roca según su grado de fracturamiento, además sirven para confirmar los índices de recuperación y de calidad RQD y así determinar el tratamiento necesario en la cimentación.

La permeabilidad en función de la prueba Lugeon se determina de la siguiente manera:

Si se obtienen valores superiores a 40 unidades Lugeon, la roca se considera altamente permeable; si se encuentran entre 25 y 40 U.L. se dice que es muy permeable, permeable cuando los valores están entre 10 y 25 U.L., poco permeable si están entre 3 y 10 U.L. e impermeable cuando son inferiores a 3 U.L.

II.6 DISPONIBILIDAD DE MATERIALES.

Como el resultado del estudio geológico indica que en el sitio de la boquilla escogida para la construcción de la presa "La Laborcita", Guanajuato, conviene construir una cortina del tipo flexible, se hizo el estudio correspondiente a la localización de bancos de material. Después de este se concluyó que en las cercanías al sitio existen materiales suficientes para construir una cortina de materiales graduados. La distancia máxima de acarreo de todos los materiales, excepto el cemento y la varilla para estructuras complementarias, es de 2 Km. Los materiales localizados en bancos de préstamo son: Arcilla para formar el corazón impermeable, arena y grava que servirán como filtro el primero y la mezcla de ambos para formar la mayor parte del cuerpo de la cortina, y roca; con la que se formará un enrocamiento para proteger los taludes de aguas arriba y abajo de la cortina.

II.7 DATOS DE DISEÑO.

De los estudios previos realizados en el sitio de la boquilla seleccionada para construir la presa "La Laborcita", se concluye que:

- a) La cortina será de materiales graduados.
- b) El vertedor se localizará en la margen izquierda de la boquilla. Sus dimensiones serán las necesarias para su correcto funcionamiento según los datos hidrológicos que se calculen en el capítulo III.
- c) La función de la presa será para controlar los escurrimientos del arroyo "El Juache" y así evitar inundaciones.
- d) El agua almacenada en la presa se utilizará para regar aproximadamente 250 hectáreas con diferentes cultivos.

El estudio correspondiente arrojó una demanda de riego de 1.63 litros/segundo x hectarea en 12 horas de riego por día y 6 meses de riego por año. Se tomó cada mes de 25 días.

Consecuentemente, la capacidad útil necesaria para riego será:

$$250 \text{ Ha} \times 1.63 \text{ Lts/seg} \times \text{Ha} = 407.50 \text{ Lts/seg} = 0.4075 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$0.4075 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg/ Hr} \times 12 \text{ Hr/día} \times 25 \text{ días/mes} \times 6 \text{ meses/año} = 2,640,600 \text{ m}^3/\text{año}$$

Se considera una capacidad útil necesaria = 2, 645,000.0m³

e) Con una ampliación del plano DETENAL correspondiente al sitio se obtuvo la curva elevaciones-areas-capacidades que se presentan en la figura 1. La capacidad total del vaso es de 3, 754,514.0m³ y corresponde a la elevación 1970.41 msnm.

La curva mencionada sirve para hacer el dimensionamiento general de la cortina ya que permite conocer la extensión y el comportamiento volumétrico del vaso a diferentes elevaciones.

La curva elevaciones-areas-capacidades se obtiene de la siguiente manera:

1.- En un plano topográfico del vaso (ampliación de la carta de DETENAL) se trazó el eje de la cortina de tal manera

que este fuera normal al sentido de la corriente en el arroyo y que uniera las curvas de nivel correspondientes a la elevación 1980.0 m.s.n.m.

2.- Con un planímetro se midieron las áreas delimitadas por las curvas de nivel que definen la topografía del vaso; desde la elevación 1938.0 que corresponde al fondo del cauce, hasta la 1980 que representa la parte más elevada del vaso.

3.- Se calculó el volumen para cada elevación promediando el área de la curva de nivel correspondiente con el área de la curva inferior y multiplicando el promedio por la equidistancia entre curvas. El volumen se acumuló desde la elevación menor hasta la más alta.

4.- Como la elevación es común al volumen y al área, ambas curvas se graficaron en un solo sistema de ejes.

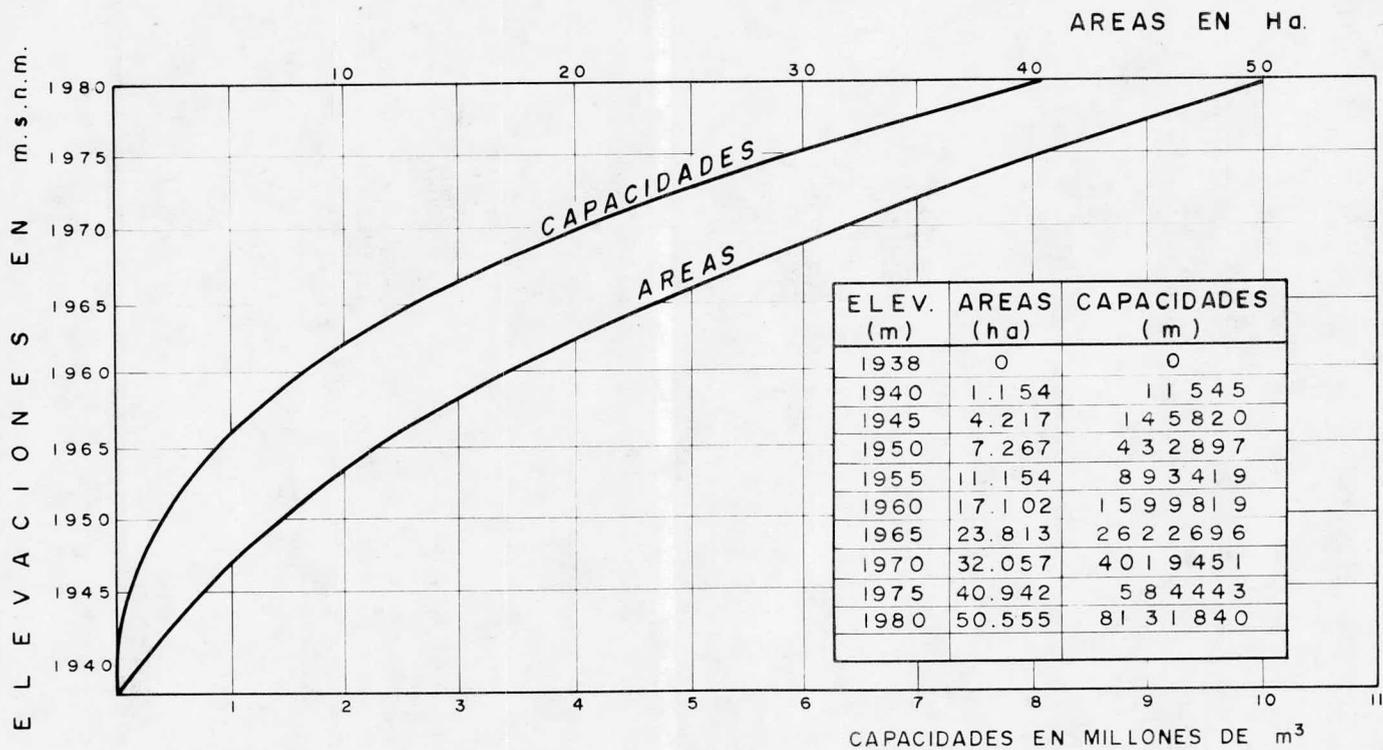
Las capacidades que se calcularán posteriormente se referirán a las curvas elevaciones-áreas-capacidades del vaso para determinar los niveles correspondientes.

f) El área de la cuenca del arroyo "El Juache" es de 30 Km²

g) La longitud media del cauce es de 14 500 mts.

h) La pendiente media del cauce es aproximadamente 38.8 metros/kilómetro .

i) Los datos hidrológicos se mencionarán en el capítulo III.



CURVAS DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

Fig. 1

CAPITULO III. ESTUDIO HIDROLOGICO.

El estudio hidrológico se hará para determinar el gasto de diseño y el volúmen de azolves con los cuales se proyectará la presa "La Laborcita".

III.1 INFORMACION DISPONIBLE.

En la cuenca del arroyo "El Juache" no existe ninguna estación hidrométrica o climatológica que aporte datos o registros de escurrimientos e intensidades de lluvia que permitan determinar el gasto de diseño para la presa "La Laborcita", en consecuencia, el estudio hidrológico se hará en función de datos provenientes de una cuenca cercana cuyas características son similares a las del arroyo "El Juache" y de las cuales sí se tiene información hidrométrica y climatológica.

Los datos que se consideran son los correspondientes a la cuenca del arroyo "Los Castillos" que está ubicada en la Sierra de Comanja, en el costado oeste de la cuenca del Juache. La información con que se cuenta proviene de las estaciones climatológicas de "El Palote", "Los Castillos" y "La Media Luna"; las cuales se encuentran dentro de la zona en estudio*.

La información recabada y la forma en que se utilizará es la siguiente:

a) Altura de lluvia mensual hp en mm de las estaciones climatológicas Media Luna, Los Castillos y El Palote del año 1959 a 1978**

Con esta información se checará la correlación que existe entre los datos de las estaciones. Si con la relación que se establezca se obtiene un factor de correlación adecuado, esto indicará que el comportamiento hidrológico en la zona de influencia de las estaciones mencionadas es homogéneo y por lo tanto será posible inferir los datos necesarios para la cuenca del arroyo "El Juache" a partir de los que se calculen para la cuenca del arroyo "Los Castillos".

* Esta información se obtuvo del Boletín Hidrológico No. 51 y de los archivos de la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

** Estos datos fueron tomados del Boletín Climatológico No. 1 Región Hidrológica No. 12 A, parcial Río Lerma.

b) Datos hidrológicos de gastos máximos anuales aforados en la estación hidrométrica Los Castillos para el periodo comprendido entre los años 1957 a 1976 inclusive y forma del hidrograma de la avenida máxima registrada en este lapso.

Con los gastos máximos anuales se calcularán los gastos de diseño asociados a diferentes periodos de retorno para la cuenca del arroyo "Los Castillos"; se emplearán los métodos estadísticos de Gumbel, Nash y Levediev y se tomará como gasto de diseño aquel que resulte mas desfavorable.

Una vez conocido el gasto de diseño asociado a un periodo de retorno en la cuenca de Los Castillos y si el factor de correlación de datos que se obtenga es aceptable, se hará la traslación del gasto a la cuenca del Arroyo "El Juache" empleando el método de Greager

También se calculará el gasto máximo para la cuenca del arroyo "El Juache" empleando el método propuesto por Chow.

El gasto de diseño para la presa "La Laborcita" será el mayor de los calculados con los métodos de Greager y de Chow, para el Hidrograma correspondiente se adoptará la forma del de la avenida máxima registrada en la estación hidrométrica Los Castillos, la cual se presentó el 28 de agosto de 1966.

Al calcular el gasto con el método de Chow se utilizará la siguiente información.

c) Datos de intensidades máximas de lluvia en mm/hr. del periodo comprendido entre los años 1965 a 1976 para diferentes duraciones*

d) Curva masa de la tormenta máxima registrada en el pluviógrafo de la estación El Palote.

e) Registros de alturas de precipitación máxima en 24 horas (anual en milímetros) tomados de los pluviómetros de las estaciones Media Luna y Los Castillos. El periodo registrado está comprendido entre los años 1948 y 1978, inclusive.

f) Isoyetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno

* Estos se tomaron del registro pluviográfico del Palote.

de 50 años para la cuenca base (Los Castillos) y para la cuenca en estudio (El Juache).

g) Planos de DETENAL escala 1:50,000 "Nuevo Valle de Moreno" (F-14-C-42) e "Ibarra" (F-14-C-32).

Con la información anterior se procederá a ejecutar los cálculos correspondientes.

III.2 CORRELACION EXISTENTE ENTRE LAS ESTACIONES CLIMATOLOGICAS.

Debido a que la información hidrológica con que se cuenta no pertenece específicamente a la cuenca del arroyo "El Juache", es necesario relacionar los datos que se tienen provenientes de las estaciones climatológicas de la zona para saber si el comportamiento hidrológico de la misma es homogéneo. En caso afirmativo se trasladarán los resultados, empleando métodos empíricos a la zona de interés para este trabajo.

El criterio adoptado, los datos considerados y la forma de evaluar el resultado de la correlación se exponen a continuación:

a) Método de correlación.

Para conocer cómo una variable independiente (X) afecta a una variable dependiente (Y) se debe hacer un análisis de correlación. Cuando existe sólo una variable independiente, al proceso de análisis se le conoce como de correlación simple.

En el presente estudio se relacionarán los datos considerando como variables independientes las alturas de lluvia mensual h_p en mm. registradas en una estación climatológica y como variables dependientes las alturas de lluvia mensual registrada en una estación climatológica diferente.

En el proceso de correlación se empleará el método lineal simple ya que al graficar los datos que se tienen se observó que los pares de valores (X,Y) tienden a agruparse en torno, aproximadamente, de una línea recta.

Así pues, la correlación se efectuará en el siguiente orden:

1.- Las alturas de lluvia mensual h_{pi} registradas en la estación climatológica Media Luna se correlacionarán con las alturas

registradas en Los Castillos, considerándolas como X y Y respectivamente.

2.- Las hpi de la Media Luna con las correspondientes alturas de lluvia mensual de la estación climatológica El Palote, considerando variables independientes los datos de la Media Luna y dependientes a los datos de El Palote.

3.- Las alturas de lluvia mensual registradas en Los Castillos se relacionarán con las de El Palote, considerándolas como X y Y respectivamente.

Las expresiones del método y la forma de interpretar los resultados son:

$$Y_i = a + bX_i \quad (\text{III.1})$$

Esta es la ecuación de la recta de regresión cuya tendencia siguen los datos registrados.

El error (e) para cada punto muestreado se puede calcular como:

$$e_i = Y_i - (a + bX_i) \quad (\text{III.2})$$

Donde: Y_i es el valor dato.

$(a + bX_i)$ es el valor inferido de la ecuación de la recta de regresión.

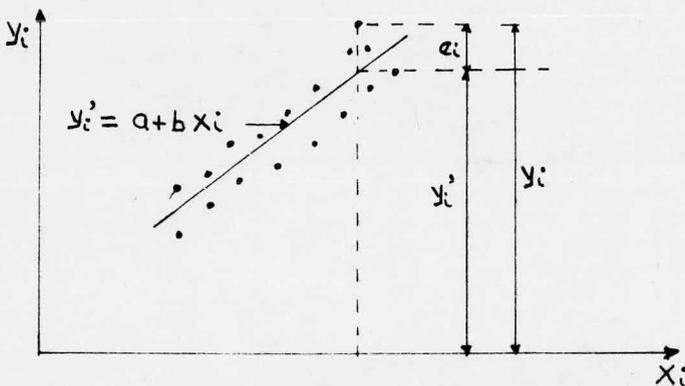


Fig. III.1 Representación de las ecuaciones del método de correlación simple.

Los parámetros a y b, que proporcionan el ajuste de los datos, se calculan como:

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} \quad (\text{III.3})$$

$$a = \bar{y} - b \cdot \bar{x} \quad (\text{III.4})$$

Donde:

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2 \quad (\text{III.5})$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right) \quad (\text{III.6})$$

\bar{x} y \bar{y} son la media de los valores X_i y Y_i respectivamente, calculadas cómo:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (\text{III.7})$$

La \bar{y} se calcula con la ec. (III.7) sustituyendo el término X_i por Y_i . La n es el total de parejas de datos considerados.

La ecuación de la recta de regresión (III.1) representa la media de la variación de la variable dependiente Y_i , para cada X_i .

Si la varianza del error e_i tiende a 0, quiere decir que las parejas de valores X_i, Y_i , tiende a agruparse en torno a la recta de regresión.

La varianza del error se puede calcular, como:

$$S_e^2 = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} \left[1 - \frac{(S_{xy})^2}{S_{xx} S_{yy}} \right] = S_y^2 \left[1 - r_{xy}^2 \right] \quad (\text{III.8})$$

$$\text{Donde: } r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} S_{yy}}} \quad (\text{III.9})$$

S_{yy} se calcula con la ecuación (III.5) sustituyendo a las X_i por Y_i .

S_y^2 es la varianza de las Y_i

r_{xy} es el coeficiente de correlación lineal.

El coeficiente de correlación lineal es un indicador de que tan agrupadas están las parejas de valores X_i, Y_i a la recta de ajuste, dada por la ecuación (III.1) .

En la ecuación (III.8) se observa que si r_{xy} vale 1 o -1 , la varianza del error es 0; en consecuencia todos los puntos (X_i, Y_i) estarán sobre la recta de ajuste.

Por lo anteriormente mencionado, si el r_{xy} calculado con los datos disponibles es razonablemente cercano a 1, se considerará que la relación usada es buena y entonces se inferirán los datos faltantes a partir de la información que se tiene.

A continuación se presenta en forma de lista, los datos de altura de lluvia mensual h_p en mm. que se usarán para checar la correlación.

CUADRO III.1

Lluvia mensual h_p en mm. (datos tomados del boletín climatológico No. 1, Región Hidrológica No. 12 A parcial Río Lerma).

AÑO.	MES/EST.	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1959	enero	0.00	0.20	0.10
	febrero	5.20	10.0	7.90
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	106.40	69.10	87.70
	mayo	75.40	38.00	56.70
	junio	216.70	208.10	185.00
	julio	203.60	157.20	160.00
	agosto	216.40	120.60	142.80
	sep.	162.90	180.50	120.10
	oct.	152.60	131.20	114.80
	nov.	0.00	2.00	2.00
	dic.	2.10	1.50	1.00

AÑO	MES/EST.	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1960	enero	12.70	6.00	5.00
	febrero	0.00	0.00	0.00
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	11.80	4.80	4.40
	mayo	37.30	23.90	19.50
	junio	16.20	11.90	2.60
	julio	149.90	109.40	89.20
	agosto	240.50	164.40	147.20
	sep.	112.80	57.70	65.00
	oct.	32.90	21.40	10.20
	nov.	18.20	23.50	35.00
	dic.	29.10	18.90	18.00

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1961	enero	67.90	39.70	28.90
	febrero	0.00	12.20	9.50
	marzo	17.40	7.80	7.50
	abril	2.30	0.70	0.30
	mayo	52.90	18.80	15.60
	junio	137.00	193.70	109.90
	julio	120.60	68.70	55.40
	agosto	119.70	67.00	46.20
	sep.	153.80	100.50	61.60
	oct.	40.10	10.20	11.10
	nov.	80.80	35.20	51.30
	dic.	10.40	5.00	5.20

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1962	enero	0.00	0.20	0.30
	febrero	10.10	1.00	0.80

marzo	0.00	0.00	0.00
abril	17.20	20.00	23.50
mayo	0.00	1.00	2.00
junio	119.70	95.80	101.70
julio	100.70	152.40	113.10
agosto	141.10	114.90	102.90
sep.	167.40	71.10	76.80
oct.	87.60	34.20	47.00
nov.	11.50	6.00	4.00
dic.	7.30	3.30	4.60

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1963	enero	0.00	0.00	0.00
	febrero	8.60	7.00	6.50
	marzo	19.50	12.10	10.80
	abril	18.20	5.80	4.30
	mayo	44.20	38.80	28.40
	junio	191.90	114.90	108.00
	julio	190.40	127.00	134.40
	agosto	162.00	130.50	116.20
	sep.	140.70	69.10	74.10
	oct.	81.50	59.70	50.40
	nov.	0.00	0.00	0.00
	dic.	56.20	35.50	32.40

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1964	enero	82.90	52.80	48.20
	febrero	2.50	0.50	0.20
	marzo	5.70	3.00	2.70
	abril	25.50	9.50	4.30
	mayo	58.20	43.80	39.70
	junio	155.50	82.00	55.10

julio	99.80	64.00	73.60
agosto	199.70	94.40	154.30
sep.	251.30	220.90	164.90
oct.	43.30	34.90	31.90
nov.	31.70	30.40	19.50
dic.	28.00	12.60	13.20

-

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1965	enero	20.80	9.20	8.50
	febrero	28.20	13.90	13.50
	marzo	0.00	0.00	0.50
	abril	40.70	20.10	13.80
	mayo	29.90	28.00	22.80
	junio	37.50	53.70	24.80
	julio	221.20	134.50	113.00
	agosto	348.20	191.90	224.40
	sep.	200.20	182.50	125.20
	oct.	92.60	66.00	46.60
	nov.	4.30	2.00	2.50
	dic.	32.50	20.00	21.30

AÑO	MES/EST.	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1966	enero	22.40	8.20	7.70
	febrero	65.80	44.50	39.30
	marzo	16.10	17.80	11.50
	abril	39.30	30.00	26.70
	mayo	81.90	54.60	32.40
	junio	183.10	147.30	134.40
	julio	176.90	234.70	142.50
	agosto	384.50	267.50	186.10
	sep.	49.80	42.40	19.30
	oct.	121.70	101.80	70.90
	nov.	0.00	0.00	0.00
	dic.	16.90	9.80	9.50

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1967	enero	77.60	43.00	37.50
	febrero	0.00	4.00	2.50
	marzo	31.80	21.50	16.80
	abril	17.50	1a,20	3.50
	mayo	47.00	60,20	62.20
	junio	222.10	173.20	113,70
	julio	100.90	119.70	85.10
	agosto	409.70	216.90	237,30
	sep.	300.50	155,20	171.20
	oct.	65.90	43.90	42.30
	nov.	4.70	6.50	5.50
	dic.	6.80	3.50	2.70
1968	enero	0.00	0.00	0.00
	febrero	20.70	35.50	34.00
	marzo	102.30	72.20	64.50
	abril	20.10	12.20	7.50
	mayo	40.20	31.00	34,20
	junio	148.80	120.20	128.50
	julio	186.50	90.20	113.40
	agosto	135.00	89.20	74.50
	sep.	169.00	166.90	125.50
	oct.	44.00	35.80	31.30
	nov.	16.00	10.00	2.50
	dic.	32.00	28.50	24.50
1969	enero	10.00	9.50	5.50
	febrero	0.00	1.00	1.50
	marzo	10.00	0.50	0.50

abril	0.50	0.20	0.00
mayo	2.40	1.30	4.00
junio	91.50	67.00	59.70
julio	94,00	109,90	123,80
agosto	104,40	85.60	116.10
sep.	50.00	33.00	30.70
oct.	27.00	22.10	24.50
nov.	0.00	0.00	0.00
dic.	7.50	5.20	6.40

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1970	enero	0.00	0.00	0.00
	febrero	25.60	15.90	6.70
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	0.00	0.00	0.00
	mayo	5.00	1.70	5.50
	junio	154.50	138.80	151.70
	julio	103.50	49.30	57.40
	agosto	164.00	177.60	130.20
	sep.	250.50	200.50	175.90
	oct.	37.50	20.20	13.90
	nov.	7.00	7.20	5.80
	dic.	1.00	0.00	0.00

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1971	enero	10.00	4.00	4.30
	febrero	0.00	0.00	0.00
	marzo	0.00	0.20	1.00
	abril	0.00	1.40	0.00
	mayo	66.50	60.80	54.80
	junio	285.50	362.20	276.20
	julio	80.00	63.30	66.00
	agosto	172.00	189.90	211.90
	sep.	260.00	243.10	214.30

oct.	58.50	48.50	77.00
nov.	5.50	6.60	3.50
dic.	13.00	31.30	8.40

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1972	enero	4.00	5.00	9.20
	febrero	0.00	0.00	0.00
	marzo	7.50	8.60	4.30
	abril	18.00	26.20	12.50
	mayo	61.50	62.30	58.60
	junio	135.50	96.30	71.70
	julio	182.00	140.90	154.90
	agosto	78.50	43.20	47.40
	sep.	214.00	147.50	210.80
	oct.	98.00	53.40	62.80
	nov.	41.00	19.00	19.70
	dic.	10.00	3.40	1.00

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1973	enero	5.00	3.10	2.60
	febrero	14.50	19.50	9.00
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	26.00	21.80	14.90
	mayo	73.00	42.30	24.50
	junio	101.50	81.50	76.50
	julio	352.00	394.50	341.60
	agosto	221.00	221.30	236.90
	sep.	227.00	165.60	164.30
	oct.	52.00	36.00	28.20
	nov.	0.00	2.00	0.00
	dic.	0.00	0.00	0.00

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1974	enero	3.50	2.50	1.00
	febrero	12.00	6.00	4.60
	marzo	10.00	3.40	2.60
	abril	10.00	3.40	2.60
	mayo	29.00	10.40	20.20
	junio	47.50	47.70	43.80
	julio	140.50	123.00	124.80
	agosto	232.00	188.60	166.60
	sep.	123.50	100.80	121.50
	oct.	14.90	7.00	8.70
	nov.	9.00	13.80	10.60
	dic.	31.00	26.50	26.80

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1975	enero	51.50	44.80	41.30
	febrero	0.00	0.00	0.00
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	4.00	4.40	0.70
	mayo	84.50	53.00	43.40
	junio	187.00	151.10	171.50
	julio	357.00	268.70	265.30
	agosto	268.50	235.90	227.80
	sep.	43.00	41.80	15.00
	oct.	35.00	20.10	13.70
	nov.	0.00	0.00	0.00
	dic.	0.00	3.20	3.00

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1976	enero	0.00	0.00	0.00
	febrero	0.00	0.80	0.60
	marzo	0.00	1.20	1.20

abril	10.00	27.70	18.30
mayo	28.00	37.70	38.20
junio	25.00	13.20	12.00
julio	541.50	442.50	364.30
agosto	86.00	76.70	104.50
sep.	155.50	123.30	178.90
oct.	112.00	72.40	61.90
nov.	46.90	28.80	26.90
dic.	18.00	5.60	7.50

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1977	enero	4.00	5.20	2.80
	febrero	0.00	0.00	0.80
	marzo	0.00	0.00	0.00
	abril	21.00	16.70	14.80
	mayo	14.50	8.00	7.40
	junio	174.00	160.80	155.80
	julio	165.50	113.00	84.40
	agosto	324.50	213.90	181.80
	sep.	138.00	133.10	91.00
	oct.	58.00	41.00	31.80
	nov.	18.00	41.00	31.80
	dic.	10.00	8.20	8.70

AÑO	MES/EST	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	EL PALOTE
1978	enero	1.00	1.00	0.40
	febrero	15.00	16.00	15.20
	marzo	3.00	1.20	0.00
	abril	10.00	3.60	2.80
	mayo	63.00	42.50	34.20
	junio	102.00	143.10	111.70
	julio	105.00	139.90	190.50
	agosto	86.00	88.70	86.20
	sep.	0.00	0.00	0.00

oct.	100.00	104.70	152.40
nov.	0.00	0.00	0.00
dic.	0.00	0.00	0.00

Con los datos anteriores y la ec (III.9) se procederá a calcular el coeficiente de correlación.

La correlación se hace para cada par de estaciones, de manera que las tres consignadas en el registro (cuadro III.1) se relacionen entre sí.

a continuación se detalla el cálculo correspondiente al par de estaciones formado por "La Media Luna" y "Los Castillos" y se anotan los resultados de las combinaciones "La Media Luna-El Palote" y "Los Castillos-EL Palote", obtenidos de la misma manera.

El coeficiente de correlación se calcula como:

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} S_{yy}}}$$

sust. en r_{xy} los términos S_{xy} , S_{xx} y S_{yy} por sus equivalentes dados por las ecuaciones (III.6) y (III.5), respectivamente se tie

$$r_{xy} = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)}{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2 \quad n \sum_{i=1}^n Y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)^2}$$

Multiplicando la última expresión por $\frac{n}{n}$ se tiene finalmente que:

$$r_{xy} = \frac{\left[\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n} \right]}{\sqrt{\left[\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right] \left[\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} \right]}} \quad (\text{III.10})$$

Para los 20 años de registr^o que se tienen, la n resulta ser $n = 20 \times 12 = 240$ parejas de datos para cada correlación.

Para calcular los términos involucrados en la expresión final de r_{xy} se usará el programa integrado en la minicomputadora HP-41C. con éste, después de ingresa y acumular las 240 parejas de datos (Xi, Yi) se obtiene:

X	En la memoria 11	=	14,086.10
X ²	En la memoria 12	=	2'192,070.20
Y	En la memoria 13	=	17,897.20
Y ²	En la memoria 14	=	3'323,559.40
XY	En la memoria 15	=	2'603,576.00

Sustituyendo los valores obtenidos en la ec. (III.10) se tiene:

$$r_{xy} = \frac{2'603,576.00 - \frac{14,086.10 \times 17,897.20}{240}}{\sqrt{\left[2'192,070.20 - \frac{(14,086.10)^2}{240}\right] \left[3'323,559.4 - \frac{(17,897.2)^2}{240}\right]}}$$

Ejecutando operaciones resulta:

$$r_{xy} = \frac{1'553,152.05}{\sqrt{1'365,327.65 \times 1'988,935.37}} = \frac{1'553,152.05}{1'647,892.12}$$

$$r_{xy} = 0.943$$

De igual manera se calculan los coeficientes de correlación para cada par de estaciones.

Los resultados se consignan en el cuadro III.2

CUADRO III.2

Coeficientes de correlación calculados.

ESTACIONES	COEFICIENTES DE CORRELACION r_{xy}
MEDIA LUNA - LOS CASTILLOS	0.943
MEDIA LUNA - EL PALOTE	0.947
LOS CASTILLOS- EL PALOTE	0.958

Los factores de correlación obtenidos se consideran aceptables; por lo tanto, se transportarán los datos registrados en las cuencas vecinas a la cuenca del arroyo "El Juache".

A continuación se presenta la información y los métodos que se emplearán para calcular el gasto de diseño en la cuenca

del arroyo "Los Castillos"

III.3 DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO EN EL APROYO LOS CASTILLOS.

El procedimiento de análisis consistirá en determinar los gastos máximos asociados a un periodo de retorno de 10,000 años, que se pueden presentar en la cuenca del arroyo "Los Castillos" Para esto se emplearán los métodos estadísticos de Gumbel, Nash y Levediev; se tomará como gasto de diseño aquel que resulte mas desfavorable.

El periodo de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio en el que esa avenida puede ser igualada o superada por lo menos una vez.

Se calcula como:

$$Tr = \frac{N}{Pn} \quad (III.11)$$

Donde:

Tr = Periodo de retorno ligado a un evento

N = Número de años del intervalo en que se espera la ocurrencia del evento.

Pn = Probabilidad de que se presente un evento igual o mayor que el esperado.

La ecuación (III.11) implica que el periodo de retorno del evento que se quiere obtener, es función del tiempo en el cual se desea que se iguale dicho evento entre la probabilidad de que sea igualado ó superado.

Considerando que la vida útil (n) de una obra es constante, de la ecuación (III.11) se tiene que el periodo de retorno es función inversa de la probabilidad (Pn) de ocurrencia de un evento que la ponga en peligro. Para valuar esta probabilidad tambien llamada de riesgo, se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- a) Costo de la obra
- b) Daños y pérdidas económicas que se puedan tener al presentarse una falla.

c) Riesgo de vidas humanas.

Por lo anterior y considerando que, en general, las presas son estructuras costosas cuya falla ocasionaría grandes problemas; la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha establecido como norma el aplicar un periodo de retorno de 10,000 años en el diseño de presas para garantizar, probabilísticamente que el riesgo de falla es mínimo.

Las razones anteriormente expuestas tratan de justificar el hecho de que en los cálculos subsecuentes, los gastos de diseño estén relacionados con un periodo de retorno de 10,000 años

En el cuadro III.3 se presentan los datos registrados que se usarán en el cálculo del gasto de diseño en la cuenca del arroyo "Los Castillos"

CUADRO III.3

Gastos máximos anuales aforados en la estación hidrométrica Los Castillos.

AÑO.	GASTO MAXIMO REGISTRADO M ³ /seg.	AÑO.	GASTO MAXIMO REGISTRADO M ³ /seg.
1957	86.60	1974	27.12
1958	135.00	1975	65.90
1959	26.20	1976	208.70
1960	37.00		
1961	43.30		
1962	14.40		
1963	32.80		
1964	76.93		
1965	101.36		
1966	171.00		
1967	97.72		
1968	31.63		
1969	14.68		
1970	79.50		
1971	88.60		
1972	71.00		
1973	118.00		

Método de Gumbel,

Con este método es posible calcular el gasto máximo asociado a un periodo de retorno dado. Se utilizan los datos de gastos máximos anuales registrados, considerándolos como una variable aleatoria que se ajusta a una cierta distribución de probabilidad.

El gasto máximo se calcula con la siguiente ecuación;

$$Q_{\max} = Q_{\text{medio}} - \frac{\nabla Q}{\sqrt{N}} (Y_n - \ln Tr) \quad (\text{III.12})$$

Donde:

$$\nabla Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - N Q_{\text{medio}}^2}{N-1}} \quad (\text{III.13})$$

N= Número de años de registro.

Q_i = Gastos máximos anuales registrados, M^3/seg .

$Q_{\text{medio}} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$ = gasto medio en M^3/seg .

Q_{\max} . = Gasto máximo para un periodo de retorno dado, en M^3/seg .

Tr.= Periodo de retorno para el gasto que se calcula (ec. III.11)

∇n , Y_n = Constantes en función de N, se obtienen del cuadro III.4

∇Q = Desviación estándar de los gastos.

El intervalo dentro del cual puede variar el gasto máximo dependiendo del registro disponible (intervalo de confianza), se calcula como sigue;

Si $\phi = 1 - 1/Tr$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza, se calcula como:

$$\nabla Q = \pm \sqrt{n \cdot \sigma_m} \frac{\nabla Q}{\sqrt{n} \sqrt{N}} \quad (\text{III.14a})$$

Donde:

N= Número de años de registro.

$\sqrt{N \cdot \sigma_m}$ = Constante función de ϕ , se obtiene del cuadro (III.5)

∇Q = Desviación Estándar de los gastos, se calcula con la ecuación III.13

CUADRO III.4

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.5463	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

CUADRO III.5

ϕ	$\sqrt{Na\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.10	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.15130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.90	(4.4721)
.98	(7.0710)
.90	(10.000)

METODO DE GUMBEL

Quando \emptyset es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula con la siguiente expresión.

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sqrt{Q}}{\sqrt{N}} \quad (\text{III.14b})$$

Teniendo \sqrt{Q} y \sqrt{N} el significado anteriormente descrito.

El rango de \emptyset comprendido entre 0.80 y 0.90 se considera de transición. En este, ΔQ es proporcional al calculado con las ecuaciones III.14a y b, dependiendo del valor de \emptyset .

Finalmente el gasto máximo de diseño para un periodo de retorno dado será igual al gasto máximo calculado con la ecuación III.12 más el intervalo de confianza correspondiente.

Aplicación del método.

Del cuadro III.3 se tiene que:

AÑO	$\frac{Q_i}{M^3/\text{seg.}}$	Q_i^2
1957	88.60	7,849.96
1958	135.00	18,225.00
1959	26.20	686.44
1960	37.00	1,369.00
1961	43.30	1,874.89
1962	14.40	207.36
1963	32.80	1,075.84
1964	76.93	5,918.22
1965	101.36	10,273.85
1966	171.00	29,241.00
1967	97.72	9,549.20
1968	31.63	1,000.46
1970	79.50	6,320.25
1971	88.60	7,849.96
1972	71.00	5,041.00
1973	118.00	13,924.00
1974	27.12	735.49
1975	65.90	4,342.81
1976	208.70	43,555.69

N= 20 años

$$\sum_{i=1}^{20} Q_i = 1,529.44$$

$$\sum_{i=1}^{20} Q_i^2 = 169,255.92$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{1,529.44}{20} = 76.472 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Para N= 20 años, del cuadro III.4 se tiene que:

$$Y_n = 0.52355$$

$$\nabla_n = 1.06283$$

Aplicando la ecuación III.13 tenemos:

$$\nabla_Q = \sqrt{\frac{169,255.92 - 20 \times (76.472)^2}{20 - 1}} = 52.464$$

Sabemos que el periodo de retorno para diseñar presas es:

$$T_r = 10,000 \text{ años}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación III.12 se tiene:

$$Q_{\text{max.}} = 76.472 - \frac{52.464}{1.06283} (0.52355 - \ln 10,000)$$

$$\therefore Q_{\text{max.}} = 76.472 - 49.3626 (-8.6868)$$

Finalmente

$$Q_{\text{max}} = 76.472 + 428.8026 = 505.27 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Determinación del intervalo de confianza.

$$\phi = 1 - 1/10,000 = 0.9999$$

Como $\phi > 0.9$, para calcular el intervalo de confianza se aplica la ecuación III.14b

De esta manera se tiene que:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 52.464}{1.06283} = 56.27$$

Y consecuentemente, el gasto máximo de diseño es:

$$Q_{\text{max de diseño}} = Q_{\text{max.}} + \Delta Q$$

$$\therefore Q_{\text{max. de diseño}} = 505.275 + 56.273 = 561.54 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Método de Nash.

Con este método el gasto máximo esperado en un periodo de retorno dado se calcula con la siguiente ecuación.

$$Q_{\max.} = a + c \text{ Log Log } \frac{Tr}{Tr-1} \quad (\text{III.15})$$

Donde:

a, c = Constantes en función del registro de gastos máximos anuales que se tenga.

$Q_{\max.}$ = Gasto máximo esperado en un periodo de retorno determinado, en M^3 /seg.

Tr = Periodo de retorno para el cual se calcula el gasto máximo.

Las constantes a y c se valúan como:

$$a = Q_m - c X_m \quad (\text{III.16})$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2} \quad (\text{III.17})$$

Siendo:

$$X_i = \text{Log Log } \frac{Tr}{Tr - 1} \quad (\text{III.18})$$

Donde:

N = Número de años de registro.

Q_i = Gastos máximos anuales registrados, en M^3 /seg.

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} =$ Valor medio, en M^3 /seg.

X_i = Constante para cada Q_i , función de su periodo de retorno correspondiente

$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} =$ valor medio de la X

Para calcular los valores de X_i correspondientes a cada Q_i se hace lo siguiente:

- 1.- Se ordenan los Q_i del registro en forma decreciente
- 2.- Se asigna un número de orden M_i a cada Q_i de manera que al Q_i máximo le corresponda el número uno, al inmediato siguiente el dos y así sucesivamente.

3.- Se calcula el periodo de retorno para cada Q_i con la siguiente ecuación.

$$Tr_i = \frac{N + 1}{m_i} \quad (\text{III.19})$$

4.- Se sustituye el valor obtenido con la ecuación III.19 en la ecuación III.18 y se calcula la X_i correspondiente.

El intervalo de confianza se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)}} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S^2_{xq}}{S_{xx}} \right) \quad (\text{III.20})$$

Siendo:

$$\begin{aligned} S_{xx} &= N \sum X_i^2 - \left(\sum X_i \right)^2 \\ S_{qq} &= N \sum Q_i^2 - \left(\sum Q_i \right)^2 \\ S_{xq} &= N \sum Q_i X_i - \left(\sum Q_i \right) \left(\sum X_i \right) \end{aligned}$$

En la ecuación III.20 se ve que ΔQ sólo varía con X , la cual se calcula con la ecuación III.18 al sustituir el periodo de retorno para el cual se calcula el Q_{max} . Los demás términos de la ecuación III.20 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño se calcula como la suma de los resultados de la ecuaciones III.15 y III.20.

Aplicación del Método.

Ordenando los gastos máximos registrados (cuadro III.3) en forma decreciente y asignándoles su número de orden (m_i) correspondiente, es posible calcular los términos involucrados en las ecuaciones que utiliza este método.

Los cálculos se efectuarán en forma tabular para su mejor visualización, de tal manera que:

M_i	Q_i ($M^3/\text{seg.}$)	$T_{ri} = \frac{N+1}{M_i}$	$\frac{T_{ri}}{T_{ri}-1}$	X_i	X_i^2	$Q_i X_i$	$Q_i^2 \times 10^4$
1	208.70	21.00	1.050	-1.674	2.802	-349.364	4.356
2	171.00	10.50	1.105	-1.363	1.858	-233.073	2.924
3	135.00	7.00	1.167	-1.174	1.378	-158.490	1.823
4	118.00	5.25	1.235	-1.038	1.077	-122.484	1.392
5	101.36	4.20	1.313	-0.927	0.859	-93.961	1.027
6	97.72	3.50	1.400	-0.835	0.697	-81.596	0.955
7	88.60	3.00	1.500	-0.754	0.569	-66.804	0.785
8	88.60	2.63	1.613	-0.683	0.467	-60.514	0.785
9	79.50	2.33	1.752	-0.613	0.376	-48.734	0.632
10	76.93	2.10	1.910	-0.551	0.304	-42.388	0.592
11	71.00	1.91	2.099	-0.492	0.242	-34.932	0.504
12	65.90	1.75	2.333	-0.434	0.188	-28.609	0.434
13	43.30	1.62	2.613	-0.380	0.144	-16.454	0.188
14	37.00	1.50	3.000	-0.321	0.103	-11.877	0.137
15	32.80	1.40	3.500	-0.264	0.070	-8.659	0.108
16	31.63	1.31	4.226	-0.204	0.042	-6.453	0.100

17	27.12	1.24	5.167	-0.147	0.022	-3.897	0.074
18	26.20	1.17	6.882	-0.077	0.006	-2.017	0.069
19	14.68	1.11	10.091	+0.002	0.000	+0.029	0.022
20	14.40	1.05	21.000	+0.121	0.015	+1.742	0.021
N=20 1529.44				-11.808	11.22	-1368.625	16.928X10 ⁴ suma

De los resultados del cuadro anterior, tenemos:

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{N} = 1529.44 = \frac{76.472}{20} M^3/\text{seg.}$$

$$X_m = \frac{\sum X_i}{N} = \frac{-11.808}{20} = -0.590$$

Aplicando la ecuación III.17 resulta:

$$C = \frac{-1368.625 - 20 (-0.590) 76.472}{11.22 - 20 (-0.59)^2} = \frac{-1368.625 + 902.370}{11.22 - 6.962}$$

$$\therefore C = \frac{-466.255}{4.258} = -109.50$$

De la ecuación III.16 se tiene:

$$a = 76.472 - (-109.50) (-0.590) = 76.472 - 64.605$$

$$a = 11.87$$

Finalmente utilizando la ecuación III.15 y un periodo de retorno (T_r) de 10,000 años, resulta:

$$Q_{\max} = 11.87 + (-109.50) \text{Log Log } \frac{10,000}{10,000 - 1}$$

$$= 11.87 + (-109.50) (-4.3622)$$

$$= 11.87 + 477.66$$

$$\therefore Q_{\max} = 489.53 M^3/\text{seg.}$$

Para calcular el intervalo de confianza sabemos que:

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 = 20 \times 169,280 - (1529.44)^2$$

$$= 3,385,600 - 2,339,186.714$$

$$\therefore S_{qq} = 1,046,413.286$$

NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 = 20 \times 11.22 - (11.808)^2 \\ = 224.40 - 139.43$$

$$\therefore S_{xx} = 84.97$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i) = 20 (-1368.625) - 1529.44 (-11.808) \\ = -27,372.50 + 18,059.63$$

$$\therefore S_{xq} = -9,312.87$$

$$X = \text{Log Log } \frac{Tr}{Tr-1} = \text{Log Log } \frac{10,000}{10,000-1}$$

$$\therefore X = -4.362$$

Sustituyendo los términos calculados en la ecuación III.20 el intervalo de confianza resulta ser:

$$\Delta Q = \pm 2\sqrt{137.686 + 0.016 (25,705.417)}$$

$$\Delta Q = \pm 2\sqrt{137.686 + 411.2867} = \pm 2 (23.43)$$

$$= \pm 46.86 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Finalmente, el gasto máximo de diseño es:

$$Q_{\text{max. diseño}} = Q_{\text{max.}} + \Delta Q$$

$$\therefore Q_{\text{max. diseño}} = 489.53 + 46.86 = 536.39 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Método de Levediev.

Este es otro de los métodos estadísticos que permite calcular el gasto máximo de diseño. Para ello utiliza las siguientes ecuaciones:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{max.}} + \Delta Q \quad (\text{III.21})$$

$$Q_{\text{max.}} = Q_m (K_{Cv} + 1) \quad (\text{III.22})$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A \text{ Er } Q_{\text{max}}}{\sqrt{N}} \quad (\text{III.23})$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_{v3}} \quad (\text{III.24})$$

$$C_k = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad (\text{III.25})$$

En las ecuaciones anteriores el significado de los términos que aparecen es el siguiente:

A = Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, en función del número de años de registro. Cuanto mayor sea el número de años registrados, menor será el valor de A. El valor de 0.7 se toma cuando se tienen mas de 40 años de registro.

C_s = Coeficiente de asimetría.

C_v = Coeficiente de variación

E_r = Coeficiente que depende del C_v calculado con la ecuación III. 25 y de la probabilidad $p = \frac{1}{T_r}$. Se encuentra en forma gráfica de la figura 1.

K = Coeficiente que depende del C_s calculado con la ecuación III. 24 y de la probabilidad $p = \frac{1}{T_r}$. Algunos de los valores de k se dan en la tabla III.1

N = Número de años de registro.

ΔQ = Intervalo de confianza, en M^3/seg

Q diseño = Gasto total de diseño, en M^3/seg

Q_i = Gastos máximos anuales registrados, en M^3/seg

Q_m = Gasto medio, en M^3/seg . Se calcula como.

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N}$$

$Q_{\max.}$ = Gasto máximo de diseño para un periodo de retorno determinado, en M^3/seg .

Aplicación del Método .

Considerando los datos de gastos máximos registrados, dados en el cuadro III.3 y calculando los términos necesarios para aplicar las ecuaciones del método de Levediev, tenemos.

AÑO	$\frac{Q_i}{M^3/\text{seg.}}$	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2$	$(\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^3$
1957	88.60	1.159	0.159	0.025	0.004
1958	135.00	1.765	0.765	0.585	0.448
1959	26.20	0.343	-0.657	0.432	-0.284
1960	37.00	0.484	-0.516	0.266	-0.137
1961	43.30	0.566	-0.434	0.188	-0.082
1962	14.40	0.188	-0.812	0.659	-0.535
1963	32.80	0.429	-0.571	0.326	-0.186
1964	76.93	1.006	0.006	0.000	0.000
1965	101.36	1.326	0.326	0.106	0.035
1966	171.00	2.236	1.236	1.528	1.888
1967	97.72	1.278	0.278	0.077	0.022
1968	31.63	0.414	-0.586	0.343	-0.201
1969	14.68	0.192	-0.808	0.653	-0.528
1970	79.50	1.040	0.040	0.002	0.000
1971	88.60	1.159	0.159	0.025	0.004
1972	71.00	0.928	-0.072	0.005	0.000
1973	118.00	1.543	0.543	0.295	0.160
1974	27.12	0.355	-0.645	0.416	-0.278
1975	65.90	0.862	-0.138	0.019	-0.003
1976	208.70	2.729	1.729	2.989	5.169
SUMA	1529.44	20.00	0.00	8.93	5.506

$$Q_m = \frac{1529.44}{20} = 76.472$$

Utilizando la ecuación III.25. se tiene.

$$C_v = \sqrt{\frac{8.93}{20}} = 0.67$$

METODO DE LEBEDIEV

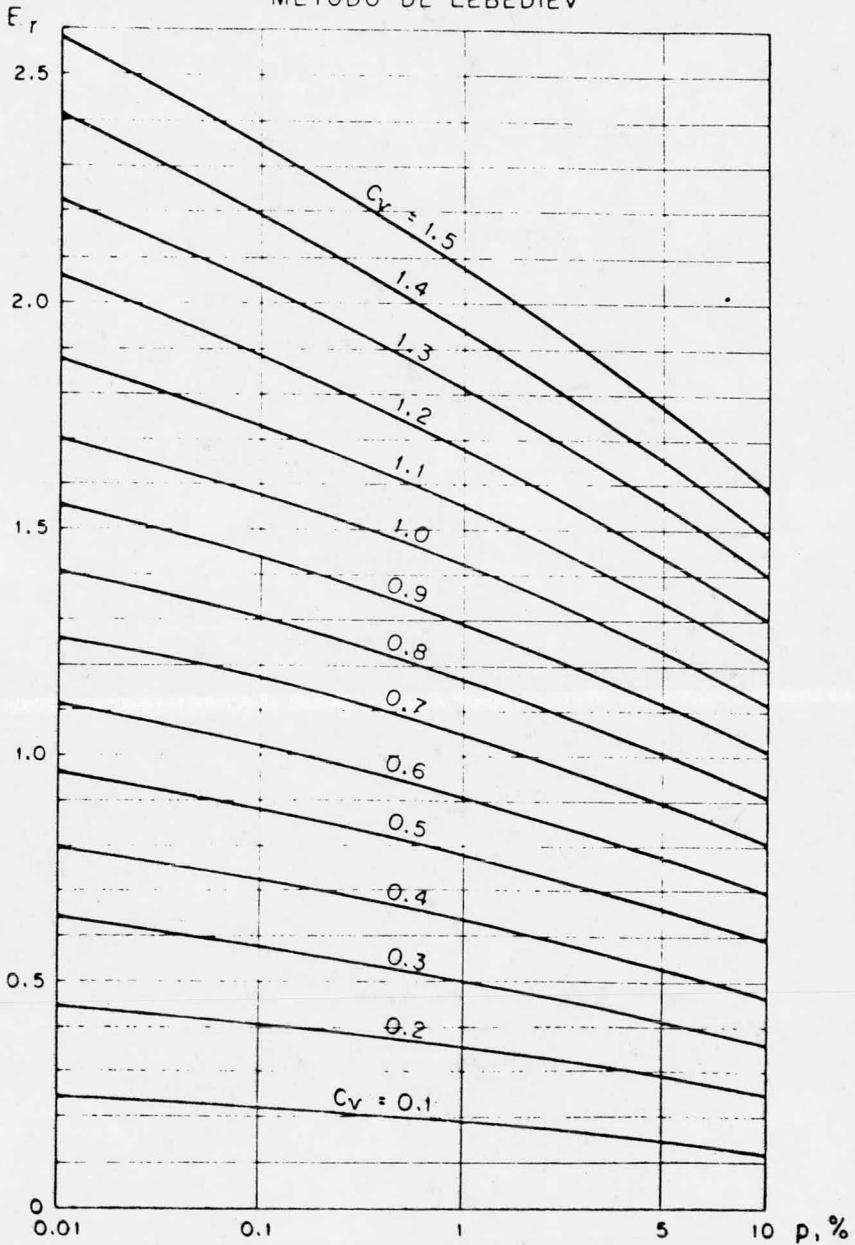


Fig. 1 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

TABLA III:

VALORES DE K

C _s	P en %																				C _s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.28	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA III
VALORES DE K

C _s	P en %																			C _s			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.679	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

Y con la ecuación III.24 resulta.

$$C_s = \frac{5.506}{20(0.67)^3} = 0.92$$

Para el C_s calculado y $p = 1/10,000 = 0.01\%$, el valor de K que se obtiene, interpolando en la tabla III.1, es.

$$K = 5.774$$

Con el C_v y la p calculados, de la figura 1 se obtiene que.

$$E_r = 1.23$$

Sustituyendo los valores en la ecuación III.21 tenemos.

$$Q_{\max.} = 76.472 (5.774 \times 0.67 + 1) = 372.31 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Aplicando la ecuación III.23 y considerando $A = 1.5$ debido a que N es pequeña, se tiene

$$\Delta Q = \pm \frac{1.5 \times 1.23 \times 372.31}{\sqrt{20}} = 153.60 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Finalmente, el gasto máximo de diseño es:

$$Q_{\max. \text{diseño}} = 372.31 + 153.60 = 525.91 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

En resumen, los gastos de diseño para el arroyo Los Castillos, obtenidos con los métodos estadísticos aplicados son:

METODO	Q diseño calculado M ³ /seg
Gumbel	561.54
Nash	536.39
Levediev	525.91

En el cuadro del resumen se observa que el gasto de diseño mayor de los calculados es el obtenido con el método de Gumbel, en consecuencia, se tomará este como gasto de diseño en el arroyo Los Castillos.

$$\therefore Q \text{ diseño Los Castillos} = 561.54 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

III.4 Determinación del gasto máximo en el arroyo "El Juache"

El gasto máximo en el arroyo "El Juache" se calculará con los métodos de Chow y de Creager. Se diseñará con el gasto máximo que resulte mayor.

Método de Chow.

El método de Chow permite calcular el gasto pico del hidrograma del escurrimiento directo y la duración de la lluvia que lo produce; el gasto se obtiene en M^3/seg y la duración en hrs. Lógicamente, el gasto máximo que se puede presentar es el gasto pico calculado.

En este método se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$Q = A \times Y \times Z \quad (\text{III.26})$$

Donde:

Q = Gasto pico del hidrograma del escurrimiento directo (Q máximo), en M^3/seg .

A = Area de la cuenca, en Km^2 .

X = Factor de escurrimiento, en cm/hs .

Y = Factor climático

Z = Factor de reducción de pico, es función del tiempo de retraso t_p y de la duración d.

El factor de escurrimiento X se calcula como:

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \quad (\text{III.27})$$

Donde:

P_{eb} = Precipitación en exceso en una estación base para una duración dada de d hrs., en cm.

d = Duración total de la lluvia, en hrs.

$$P_{eb} = \frac{(P_b - 508/N + 5.08)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{III.28})$$

Donde:

P_b = Lluvia en la estación base para una duración dada de d hrs., en cm.

N = Número de escurrimientos, es función del uso y las características del suelo

$$Y = 2,78 \frac{I_{se}}{I_{sb}} \quad (\text{III.29})$$

Donde:

Y = Factor climático, sirve para transformar la tormenta de la estación base a la zona en estudio.

I_{se} = Isoyeta de precipitación diaria máxima, para un periodo de retorno de 50 años, en la cuenca en estudio.

I_{sb} = Isoyeta de precipitación diaria máxima, para un periodo de retorno de 50 años, en la estación base.

Los valores de I_{se} e I_{sb} se toman del plano de isoyetas del Departamento de Hidrología de la S.A.R.H. En este plano se han calculado las Isoyetas para diferentes periodos de retorno en la república mexicana.

El factor de reducción de pico Z es función del tiempo de retraso t_p^* y de la duración de la lluvia d. Se obtiene de la gráfica que se presenta en la figura 2.

$$t_p = 0.0050 \left[\frac{L}{5} \right]^{0.64} \quad (\text{III.30})$$

Donde:

L = Longitud del cauce, en M.

S = Pendiente media del cauce, en porcentaje.

La longitud del cauce L se obtiene con un longímetro al recorrer todo el cauce marcado en el plano de DETENAL correspondiente.

La pendiente media del cauce S se puede calcular como:

$$S = \left[\frac{N}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Donde:

N = Número total de segmentos de igual longitud en que se divide el cauce.

$S_1, S_2 \dots S_n$ = Pendientes de los segmentos 1, 2, ..., n.

Para calcular S, es necesario contar con el perfil del cauce en cuestión.

*El tiempo de retraso t_p es el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma.

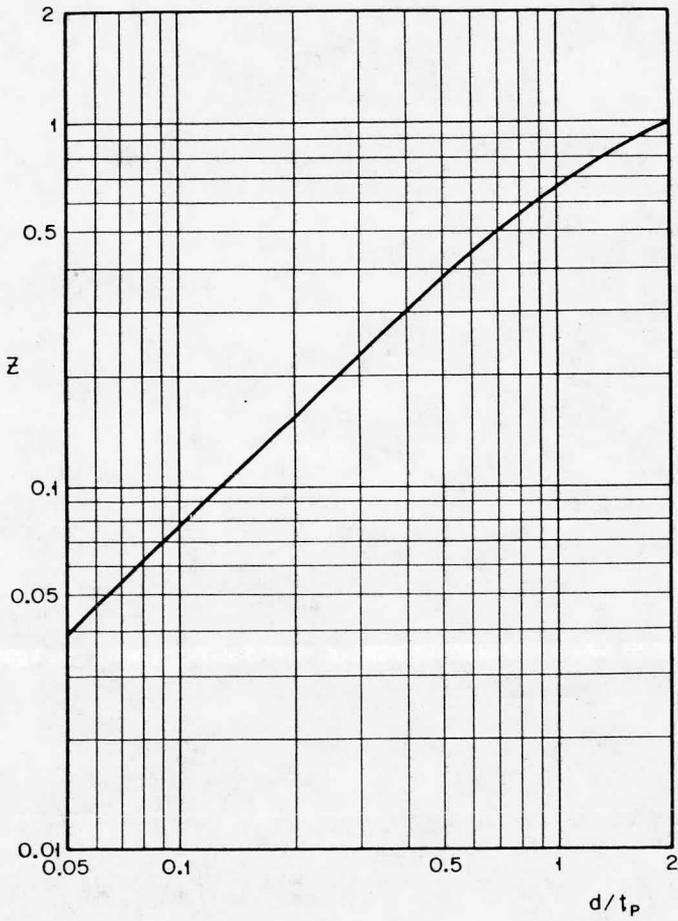


Fig 2. Relación entre Z y d/t_p

Aplicación del Método.

Para emplear el método de Chow en la determinación del gasto máximo que se puede presentar en el arroyo "El Juache", es necesario calcular los valores de A, X, Y y Z que intervienen en la ecuación III.26.

A continuación se presentan los datos recabados y la forma en que se utilizan para valuar los parámetros mencionados.

1.- Obtención de "A"

El área "A" de la cuenca del arroyo "El Juache" se obtuvo con planímetro, midiendo sobre el parteaguas de la cuenca marcado sobre los planos de DETENAL correspondientes. El valor del área resultó ser:

$$A = 30 \text{ Km}^3$$

2.- Obtención de "Y"

Para valuar el factor climático "Y" se utilizará la ecuación III.29 y los siguientes datos:

Ise = 110 mm .- Isoyeta de la precipitación máxima diaria para un Tr = 50 años en la cuenca del arroyo "El Juache".

Isb = 100 mm .- Isoyeta de la precipitación máxima diaria para un Tr = 50 años en la cuenca del arroyo "Los Castillos".

Los valores de Ise e Isb se obtienen del plano de Isoyetas del Departamento de Hidrología de la S.A.R.H. En este plano se dan valores de Isoyetas calculados para diferentes periodos de retorno (Tr) en la república mexicana.

Sustituyendo los datos en la ecuación III.29 resulta:

$$Y = 2.78 \frac{110}{100} = 2.78 \quad (1.10)$$

$$\therefore Y = 3.058$$

3.- DETERMINACION DE LOS PARAMETROS X y Z

Para conocer los valores de los factores de escurrimiento y reducción de pico, X y Z respectivamente, es necesario contar con

datos de intensidades y duraciones de lluvia de diseño. También se requiere conocer el tiempo de retraso T_p , por lo que ha de de terminarse la longitud, y la pendiente media del cauce en cuestion.

El cálculo de las intensidades y duraciones de diseño así como los datos utilizados son los siguientes.

a) Se cuenta con el registro de intensidades máximas de lluvia del pluviógrafo de la estación "El Palote", dicho registro es:

CUADRO III.4 (INTENSIDADES MAXIMA, EN m.m./Hr)

FECHA	AÑO	d min	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
4 ago.	1965	126.13	84.00	76.00	59.60	46.90	34.80	26.80	21.80	17.20	14.70	
28 jul.	1966	63.00	47.40	42.00	43.50	38.00	28.00	24.00	19.40	16.30	14.20	
19 ago.	1967	132.60	94.20	81.60	84.00	73.00	50.80	38.90	29.60	23.90	20.00	
2 ago.	1968	108.00	81.90	73.20	65.40	61.80	41.60	31.40	24.40	20.00	16.80	
26 jun.	1969	74.40	38.20	26.20	20.10	14.10	10.50	9.00	7.10	5.70	4.80	
13 ago.	1970	122.40	71.10	54.00	42.90	31.30	22.80	17.30	13.30	10.80	9.10	
19 sep.	1971	141.60	108.00	87.20	92.40	63.20	43.70	34.00	26.00	21.30	18.30	
7 sep.	1972	108.00	84.90	77.20	73.30	58.60	40.30	30.20	22.70	18.10	15.10	
3 jul.	1973	96.00	66.00	74.00	61.50	49.00	37.10	30.50	28.90	25.70	22.30	
8 ago.	1974	128.40	68.90	49.10	39.20	29.20	21.50	17.20	13.80	11.20	9.40	
6 ago.	1975	111.60	64.80	48.90	41.10	29.00	19.00	15.00	11.50	9.40	8.10	
17 sep.	1976	229.20	132.20	99.90	83.70	57.00	39.00	29.60	22.50	18.30	15.50	

Analizando el registro presentado se observa que:

-Sólo se tienen doce años registrados

-Las intensidades máximas registradas, que pueden ser útiles para este estudio son las que corresponden a las duraciones de 0.5, 1.0 y 2.0 horas.

-La tormenta máxima registrada es la del 17 de septiembre de 1976.

De lo anterior se concluye que:

-Debido a que el número de años del registro es corto, se aumenta la probabilidad de error al calcular el gasto máximo.

-Para nuestro estudio necesitamos conocer las intensidades de mas duraciones ya que de considerar sólo las registrada y debido a que el área de nuestra cuenca es diferente, el tiempo de concentración* puede resultar mayor.

Las razones anteriormente expuestas indican la necesidad de tener un registro de intensidades con mas años y mas duraciones.

Considerando que la correlación de datos en la zona es aceptable, se generará un registro a partir de la gráfica de la tormenta máxima registrada el 17 de septiembre de 1976 en el pluviógrafo del Palote y de las precipitaciones máximas diarias registradas anualmente en las estaciones climatológicas "La Media Luna" y "Los Castillos".

Las precipitaciones máximas anuales en 24 horas de las estaciones considerada, así como su promedio, se presentan en el cuadro III,5

La curva masa de la tormenta registrada el 17 de septiembre de 1976 en el pluviógrafo de "El Palote" es la que se dá en la fig. III.1.

* Tiempo de concentración: es el requerido por el escurrimiento superficial para llegar al punto de estudio desde la parte mas alejada, dentro de la cuenca.

CUADRO III.5

Precipitación máxima en 24 horas, anual en mm.

Año	ESTACION.		PROMEDIO
	MEDIA LUNA	LOS CASTILLOS	
1948	56.60	50.00	52.30
1949	56.70	47.50	52.10
1950	43.70	39.00	41.35
1951	36.20	40.00	38.10
1952	61.40	37.00	49.20
1953	46.80	51.70	49.25
1954	56.20	33.50	44.85
1955	85.30	46.00	65.65
1956	51.30	47.00	49.15
1957	62.40	126.00	94.20
1958	62.60	44.20	53.40
1959	46.30	60.00	53.15
1960	42.20	27.80	36.50
1961	78.60	54.50	66.55
1962	32.80	38.30	35.55
1963	32.90	34.50	33.70
1964	38.40	40.00	39.20
1965	40.80	31.50	36.15
1966	77.80	82.00	79.90
1967	62.00	40.00	51.00
1968	49.50	40.00	44.75
1969	34.00	26.00	30.00
1970	43.50	41.00	42.25
1971	76.00	66.00	71.00
1972	48.00	53.50	50.75
1973	74.00	83.60	78.80
1974	38.00	44.00	41.00
1975	55.00	59.00	57.00
1976	66.00	72.50	67.75
1977	78.00	48.70	63.35
1978	41.00	46.00	43.50

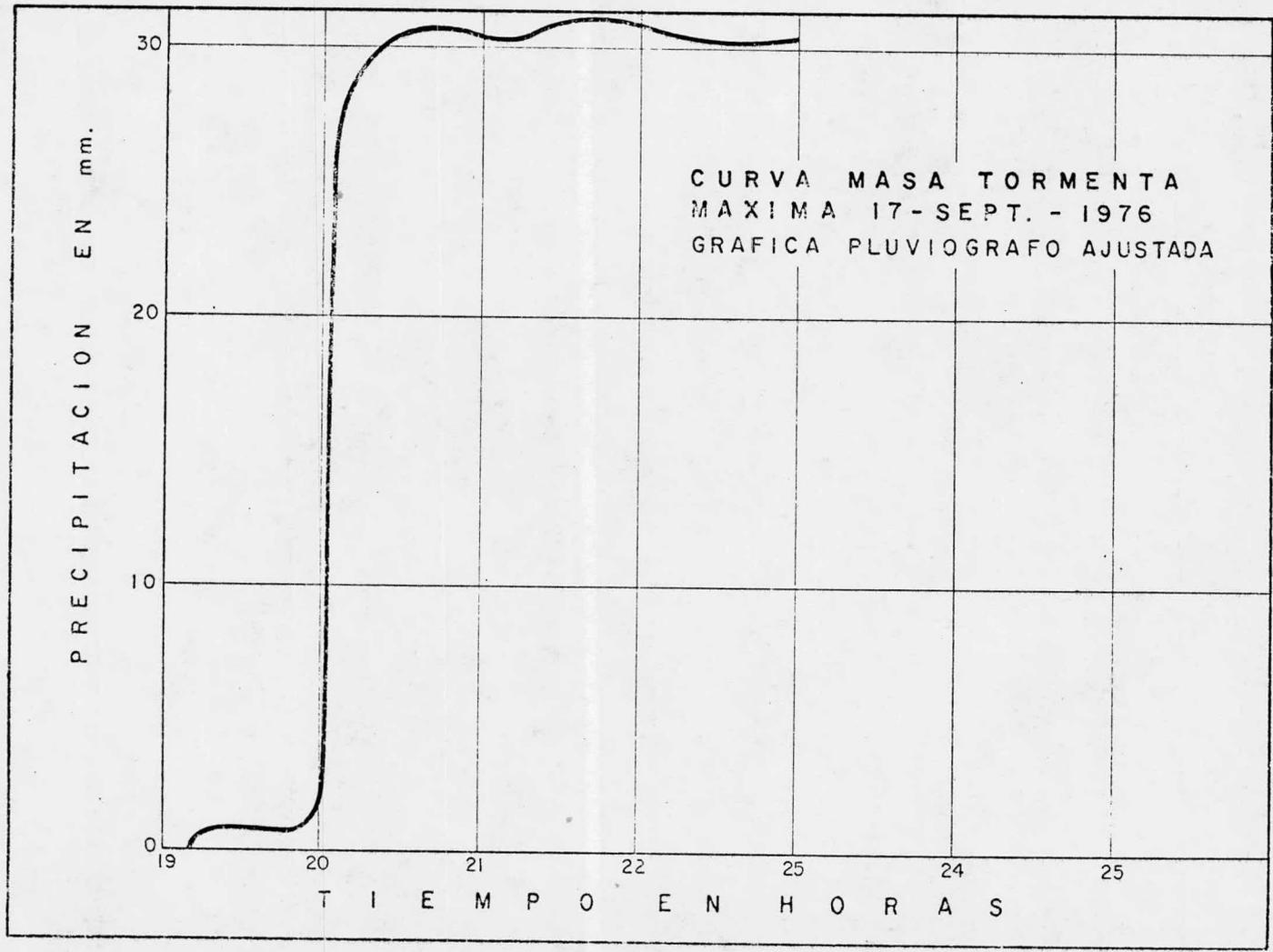


Figura III.1

Analizando la curva masa es posible encontrar las alturas de precipitación para diferentes tiempos. Las duraciones consideradas de interés para este estudio y las precipitaciones obtenidas en la curva masa se consignan en el siguiente cuadro.

CUADRO III.6

TIEMPO (HRS.)	ALTURAS DE PRECIPITACION (m.m.)
0,50	28.50
1.00	29.60
2.00	30.50
3.00	30.30
4.00	30.30
6.00	30.30
24,00	30.30

Con los datos anteriores se generará un registro de alturas de precipitación para los tiempos de interés en los diferentes años. El registro se obtendrá extrapolando los valores del cuadro III.6 relacionándolos con los promedios del cuadro III.5, para ello se utilizará la siguiente ecuación:

$$Y_i = \frac{Y_t X_i}{X_t} \quad (\text{III.32})$$

Donde:

Y_i = Precipitación generada para el registro, asociada a un tiempo T_i

Y_t = Precipitación máxima en 24 horas registrada en un cierto año (columna promedio del cuadro III.5)

X_i = Precipitación encontrada en la curva masa para el tiempo considerado (cuadro III.6)

X_t = Precipitación máxima en 24 horas encontrada en la cur-

va masa de la tormenta registrada en el pluviógrafo de "El Palote" (cuadro III.6)

De esta manera, la altura de precipitación Y_i en el año 1948 para un tiempo de 0.50 hrs. es :

Datos:

$$Y_t = 52.30 \text{ m m.}$$

$$X_i = 28.50 \text{ m m.}$$

$$X_t = 30.30 \text{ m m.}$$

Sustituyendo los datos en la ecuación III.32 resulta.

$$Y_i = \frac{52.30 (28.50)}{30.30} = 49.19 \text{ m.m.}$$

Analogamente se obtienen las alturas de precipitación para las duraciones y los años que se consignan en el registro siguiente.

Registro generado de precipitaciones máximas anuales, en mm.

AÑO	DURACIONES EN HORAS.						
	0.50	1.00	2.00	3.00	4.00	6.00	24.00
1948	49.19	51.09	52.64	52.30	52.30	52.30	52.30
1949	49.00	50.90	52.44	52.10	52.10	52.10	52.10
1950	38.89	40.39	41.62	41.35	41.35	41.35	41.35
1951	35.84	37.22	38.35	38.10	38.10	38.10	38.10
1952	46.28	48.06	49.52	49.20	49.20	49.20	49.20
1953	46.32	48.11	49.57	49.25	49.25	49.25	49.25
1954	42.18	43.81	45.15	44.85	44.85	44.85	44.85
1955	61.75	64.13	66.08	65.65	65.65	65.65	65.65
1956	46.23	48.01	49.47	49.15	49.15	49.15	49.15
1957	88.60	92.02	94.82	94.20	94.20	94.20	94.20
1958	50.23	52.17	53.75	53.40	53.40	53.40	53.40
1959	49.99	51.92	53.50	53.15	53.15	53.15	53.15
1960	34.33	35.66	36.74	36.50	36.50	36.50	36.50
1961	62.60	65.01	66.99	66.55	66.55	66.55	66.55
1962	33.40	34.73	35.78	35.55	35.55	35.55	35.55
1963	31.70	32.92	32.92	33.70	33.70	33.70	33.70
1964	36.87	38.29	39.46	39.20	39.20	39.20	39.20
1965	34.00	35.31	36.39	36.15	36.15	36.15	36.15
1966	75.15	78.05	80.43	79.90	79.90	79.90	79.90
1967	47.97	49.82	51.34	51.00	51.00	51.00	51.00
1968	42.09	43.72	45.04	44.75	44.75	44.75	44.75
1969	28.22	29.31	30.20	30.00	30.00	30.00	30.00
1970	39.74	41.27	42.53	42.25	42.25	42.25	42.25
1971	66.78	69.36	71.47	71.00	71.00	71.00	71.00
1972	47.73	49.58	51.08	50.75	50.75	50.75	50.75
1973	74.12	76.98	79.32	78.80	78.80	78.80	78.80
1974	38.56	40.05	41.27	41.00	41.00	41.00	41.00
1975	53.61	55.68	57.38	57.00	57.00	57.00	57.00
1976	63.72	66.18	68.20	67.75	67.75	67.75	67.75
1977	59.59	61.89	63.77	63.35	63.35	63.35	63.35
1978	40.92	42.49	43.79	43.50	43.50	43.50	43.50

Para relacionar las alturas de precipitación generadas con el periodo de retorno, considerando constante cada duración, se utilizará la correlación lineal simple de Chow. Esta correlación está dada por la ecuación:

$$h_p = a + b \text{ Log } T_e \quad (\text{III.33})$$

Donde:

a y b = parámetros de ajuste, calculados con las ecuaciones III.4 y III.3 respectivamente.

h_p = Altura de lluvia, en mm

T_e = Periodo de retorno, en años. Se calcula como el cociente de el número total de datos entre el número de órden correspondiente.

Ordenando en forma decreciente el registro generado y calculado el periodo de retorno T_e , se tiene:

ORDEN	Te	DURACIONES EN HORAS,						
		0.50	1.00	2.00	3.00	4.00	6.00	24.00
1	31.00	88.60	92.02	94.82	94.20	94.20	94.20	94.20
2	15.50	75.15	78.05	80.43	79.90	79.90	79.90	79.90
3	10.33	74.12	76.98	79.32	78.80	78.80	78.80	78.80
4	7.75	66.78	69.36	71.47	71.00	71.00	71.00	71.00
5	6.20	63.72	66.18	68.20	67.75	67.75	67.75	67.75
6	5.17	62.60	65.01	66.99	66.55	66.55	66.55	66.55
7	4.43	61.75	64.13	66.08	65.65	65.65	65.65	65.65
8	3.87	59.59	61.89	63.77	63.35	63.35	63.35	63.35
9	3.44	53.31	55.68	57.38	57.00	57.00	57.00	57.00
10	3.10	50.23	52.17	53.75	53.40	53.40	53.40	53.40
11	3.82	49.99	51.92	53.50	53.15	53.15	53.15	53.15
12	2.58	49.19	51.04	52.64	52.30	52.30	52.30	52.30
13	2.38	49.00	50.90	52.44	52.10	52.10	52.10	52.10
14	2.21	47.97	49.82	51.34	51.00	51.00	51.00	51.00
15	2.07	47.73	49.58	51.08	50.75	50.75	50.75	50.75
16	1.94	46.32	48.11	49.57	49.25	49.25	49.25	49.25
17	1.82	46.28	48.06	49.52	49.20	49.20	49.20	49.20
18	1.72	46.23	48.01	49.47	49.15	49.15	49.15	49.15
19	1.63	42.18	43.81	45.15	44.85	44.85	44.85	44.85
20	1.55	42.09	43.72	45.04	44.75	44.75	44.75	44.75
21	1.48	40.92	42.49	43.79	43.50	43.50	43.50	43.50
22	1.41	39.74	41.27	42.53	42.25	42.25	42.25	42.25
23	1.35	38.89	40.39	41.62	41.35	41.35	41.35	41.35
24	1.29	38.56	40.05	41.27	41.00	41.00	41.00	41.00
25	1.24	36.87	38.29	39.46	39.20	39.20	39.20	39.20
26	1.19	35.84	37.22	38.35	38.10	38.10	38.10	38.10
27	1.15	34.33	35.66	36.74	36.50	36.50	36.50	36.50
28	1.11	34.00	35.31	36.39	36.15	36.15	36.15	36.15
29	1.07	33.44	34.73	35.78	35.55	35.55	35.55	35.55
30	1.03	31.70	32.92	33.92	33.70	33.70	33.70	33.70
31	1.00	28.22	29.31	30.20	30.00	30.00	30.00	30.00

Para calcular los valores de los parámetros a y b de la ecuación III.33, se utilizan las ecuaciones III.4 y III.3; Para ello se considera:

$$\text{Log } T_e = X$$

$$h_p = \text{Alturas de precipitación en m.m.} = Y$$

Ingresando los pares de valores (x,y), para cada duración del registro generado, en la minicomputadora HP-41C se obtiene

ΣX En la memoria 11

Σx^2 En la memoria 12

ΣY En la memoria 13

ΣY^2 En la memoria 14

ΣXY En la memoria 15

Con los valores resultantes y las ecuaciones mencionadas se obtienen los siguientes valores de a y b.

Duración (hrs.)	Parámetros	
	a	b
0.50	33,75	38,12
1.00	35,05	39,59
2.00	36,12	40,79
3.00	35,88	40,53
4.00	35,88	40,53
6.00	35,88	40,53
24,00	35,88	40,53

Para calcular las intensidades de lluvia a partir de las alturas de precipitación, basta dividir la ecuación III.33 entre la duración ya que,

$$i = \frac{h_p}{d}$$

$$\therefore i = \frac{a}{d} + \frac{b}{d} \text{ Log } T_e \quad (\text{III.34})$$

Aplicando la ecuación III.34 con $T_e = T_r = 10,000$ años, se obtienen las siguientes intensidades de diseño, para las duraciones consideradas.

CUADRO III.7 (INTENSIDADES DE DISEÑO CALCULADAS EN CM/HR.)

DURACION (HORAS)	d	$\frac{a}{d}$	$\frac{b}{d}$	INTENSIDAD (cm/hr) Tr=10,000 años Log Tr = 4
0.50		67.50	76.24	37.25
1.00		35.05	39.59	19.34
2.00		18.06	20.39	9.96
3.00		11.96	13.51	6.60
4.00		8.97	10.13	4.95
6.00		5.98	6.76	3.30
24.00		1.50	1.69	0.83

Para calcular el parámetro $Z = f(tp, d)$ sólo nos falta calcular tp (tiempo de retraso), para conocer tp se utiliza la ecuación III.30 con los siguientes datos:

$L =$ Longitud del cauce = 14, 500 m

En la determinación de la pendiente media S , se utiliza la ecuación III.31 y el perfil aritmético del cauce en cuestión (del arroyo "El Juache").

El perfil mencionado y el procedimiento de cálculo de la pendiente media se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO III.8
 PERFIL ARITMETICO DEL CAUCE DEL ARROYO "EL JUACHE"

SEGMENTO n	LONGITUD (m)	ELEVACION (m.s.n.m)	DIFERENCIA DE ELEV.	S	\sqrt{S}	$1/\sqrt{S}$
0	0	2807	0,00	0,000	0,000	0,000
1	500	2720	87,00	0,174	0,417	2,397
2	500	2620	100,00	0,200	0,447	2,236
3	500	2510	110,00	0,220	0,469	2,132
4	500	2440	70,00	0,140	0,374	2,673
5	500	2390	50,00	0,100	0,316	3,162
6	500	2340	50,00	0,100	0,316	3,162
7	500	2320	20,00	0,040	0,200	5,000
8	500	2290	30,00	0,070	0,244	4,082
9	500	2270	20,00	0,040	0,200	5,000
10	500	2250	20,00	0,040	0,200	5,000
11	500	2230	20,00	0,040	0,200	5,000
12	500	2210	20,00	0,040	0,200	5,000
13	500	2190	20,00	0,040	0,200	5,000
14	500	2180	10,00	0,020	0,141	7,071
15	500	2170	10,00	0,020	0,141	7,071
16	500	2150	20,00	0,040	0,200	5,000
17	500	2130	20,00	0,040	0,200	5,000
18	500	2110	20,00	0,040	0,200	5,000
19	500	2100	10,00	0,020	0,141	7,071
20	500	2070	30,00	0,060	0,244	4,082
21	500	2060	10,00	0,020	0,141	7,071
22	500	2030	30,00	0,060	0,244	4,082
23	500	2000	30,00	0,060	0,244	4,082
24	500	1990	10,00	0,020	0,141	7,071
25	500	1980	10,00	0,020	0,141	7,071
26	500	1970	10,00	0,020	0,141	7,071
27	500	1960	10,00	0,020	0,141	7,071
28	500	1950	10,00	0,020	0,141	7,071
29	500	1940	10,00	0,020	0,141	7,071

NO SALE
 DE LA BIBLIOTECA

Del cuadro anterior se tiene:

$$\sum_{i=1}^{29} \frac{1}{\sqrt{S}} = 147,311$$

$$n = 29$$

Sustituyendo los datos en la ecuación III.31, la pendiente media resultante es:

$$S = \left(\frac{29}{147,311} \right)^2 = 0,039 = 3,90 \%$$

Sustituyendo los valores de $L = 14,500$ m y $S = 0,039$ en la ecuación III.30, el tiempo de retraso es:

$$\begin{aligned} t_p &= 0,005 \left[\frac{14,500}{3,90} \right]^{0,64} \\ &= 0,005 \left[\frac{14,500}{1,975} \right]^{0,64} = 1,49 \text{ hrs.} \end{aligned}$$

Con el tiempo de retraso t_p calculado y las duraciones del cuadro III.6 se obtienen de la figura 2. los siguientes valores del factor de reducción de pico (Z).

DURACIONES (hrs)	RELACION d/ t_p	Z
0,50	0,336	0,26
1,00	0,671	0,48
2,00	1,342	0,80
3,00	2,013	1,00
4,00	2,685	1,00
6,00	4,027	1,00
24,00	16,107	1,00

Finalmente, para determinar el gasto con el método de Chow definido por la ecuación III.26, se deben conocer los valores

del factor de escurrimiento X para cada duración considerada. Para ello se utiliza la ecuación III.27 y el siguiente procedimiento.

1.- Para calcular el término P_{eb} de la ecuación III.27, se utiliza la ecuación III.28 y $N = 46$. El valor de N se obtiene de la tabla 1 en la página 7 de la publicación "Drenaje en Cuenca pequeña" de Rolando Springall editada en 1969 por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Este valor corresponde a un tipo de suelo A, con bosque natural ralo y con baja transpiración.

2.- Al calcular el término P_b en la ecuación III.28, se debe considerar que:

$$P_b = id$$

Donde:

i = Intensidad de lluvia

d = Duración para cada i

Por lo tanto, sustituyendo N en la ecuación III.28 tenemos:

$$P_{eb} = \frac{(P_b - \frac{508}{46} + 5.08)^2}{P_b + \frac{2032}{46} - 20.30}$$

$$\therefore P_{eb} = \frac{(P_b - 5.963)^2}{P_b + 23.854}$$

Y sustituyendo $A = 30 \text{ Km}^2$ e $y = 3.058$ en la ecuación III.26 resulta que:

$$Q = 30.00 \times 3.058 Z$$

$$\therefore Q = 91.74 \times Z$$

Con las expresiones finales de P_{eb} y de Q , se calculan los valores de X y del gasto para cada una de las duraciones que se consideran. Las intensidades que se utilizan son las calculadas

anteriormente y consignadas en el cuadro III.7

El cálculo correspondiente se presenta en el siguiente cuadro.

CUADRO III.9

Gastos de diseño calculados con el método de Chow, en M^3/seg para $Tr = 10,000$ años.

d (hrs.)	i (cm/hrs)	Pb (cm)	Peb (cm)	X (cm/hr)	Z	Q (M^3/seg)
0.50	37.25	18.63	3.78	7.56	0.26	180.32
1.00	19.34	19.34	4.14	4.14	0.48	182.31
2.00	9.96	19.92	4.45	2.23	0.80	163.66
3.00	6.60	19.80	4.39	1.46	1.00	133.94
4.00	4.95	19.80	4.39	1.10	1.00	100.91
6.00	3.30	19.80	4.39	0.73	1.00	66.97

En el cuadro III.9 se observa que la duración en la que se presenta el gasto máximo es de una hora.

b) Método de Creager,

El método de Creager es uno de los llamados empíricos. Su uso puede conducir a errores significativos, por lo que sólo se recomienda usarlo cuando no sea posible aplicar los métodos estadísticos. En nuestro caso se usará el método de Creager para transportar el gasto calculado en la cuenca del arroyo "Los Castillos" a la cuenca del arroyo "El Juache".

La ecuación que se utiliza es:

$$Q = 1,303 C (0.386 A)^{\alpha} \quad (\text{III.35})$$

Donde:

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

A = Área de la cuenca, en Km^2

C = Coeficiente de escurrimiento

Q = Gasto máximo en M^3/seg .

Para el arroyo Los Castillos se tiene:

$$A = 128 \text{ Km}^2$$

$$\therefore \alpha = \frac{0.936}{(128)^{0.048}} = 0.742$$

$$Q = 561.54 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{calculado con el mpetodo de Gumbel})$$

Sustituyendo los datos en la ecuación III.35 resulta:

$$561.54 = 1.303 \text{ C } (0.386 \times 128)^{0.742}$$

$$\therefore \text{C} = \frac{561.54}{23.537} = 23.858$$

Para el arroyo "El Juache", hasta el sitio de la boquilla La Laborcita se tiene:

$$A = 30 \text{ Km}^2$$

$$\therefore \alpha = \frac{0.936}{(30)^{0.048}} = 0.795$$

Calculando el gasto con la ecuación III.35, resulta:

$$Q = 1.303 \times 23.858 (0.386 \times 30)^{0.795}$$

$$\therefore Q = 217.89 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En resúmen , los gastos máximos calculados en la cuenca del arroyo El Juache para un $Tr = 10,000$ años son:

METODO	$Q_{\text{max.}}$ (m^3/seg)
Chow	182.31
Creager	217.89

Finalmente, el gasto de diseño para la presa "La Laborcita es:

$$Q = 217.89 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

III.5 CUANTIFICACION DE AZOLVES.

En el proyecto de presas es necesario conocer el volúmen de sólidos en suspensión que son arrastrados por el río, los cuales se sedimentan al llegar al embalse por efecto de la disminución de la corriente. El volúmen de azolves se calcula con la finalidad de determinar la capacidad muerta de la presa y su nivel correspondiente.

Existen diferentes métodos para calcular el volúmen de azolves que tendrá una presa al final de su vida útil, entre ellos el mas usual consiste en extraer muestras de la corriente en la que se desea cuantificar los azolves para medir el porcentaje de sólidos que contienen, una vez definido el porcentaje de sólidos este se relaciona con el volúmen total de agua que llegará a la presa durante su vida útil para conocer, finalmente, el volúmen de azolves que se tendrá.

Para el presente trabajo, debido a que no se tienen datos de ningún tipo de mediciones efectuadas en el arroyo El Juache y considerando que los resultados obtenidos experimentalmente indican que aproximadamente del 0.15% al 0.20% del volúmen escurrido en una corriente es de sólidos, se calculará el volúmen de azolves como un 0.25% del volúmen medio escurrido anualmente durante la vida útil con la que se proyecta la presa "La Laborcita".

Así pues, considerándole a nuestra presa una vida útil de 50 años y teniendo como dato que el gasto anual medio diario registrado en el arroyo Los Castillos en el año de 1972 es de 117.17 m³/seg. (dato obtenido de la información procesada por la Dirección de Hidrología de la S.A.R.H) calcularemos el volúmen de azolves en la presa "La Laborcita" considerando que el gasto de Los Castillos disminuye en relación con el área de la cuenca del arroyo El Juache

De esta forma se tiene:

Area de la cuenca del arroyo Los Castillos hasta la estación climatológica del mismo nombre = 128 Km².

Area de la cuenca del arroyo El Juache hasta el sitio de la boquilla La Laborcita = 30 Km².

Relacionando las áreas tenemos:

$$\frac{A \text{ Castillos}}{A \text{ Juache}} = \frac{128}{30} = 4.27$$

Se observa que el área de la cuenca del arroyo El Juache es 4.27 veces menor que el área del arroyo Los Castillos. Se considera una disminución proporcional del gasto, por lo que:

$$Q \text{ Juache} = \frac{Q \text{ Castillos}}{4.27} = \frac{117.17 \text{ m}^3/\text{seg}}{4.27}$$

∴ $Q \text{ Juache} = 27.44 \text{ m}^3/\text{seg}$ (gasto anual medio diario)

El gasto calculado representa un volumen escurrido anual de.

$$\text{Volúmen} = 27.44 \text{ m}^3/\text{seg} \times 86\,400 \text{ seg/día} = 2\,370,816 \text{ m}^3/\text{día}$$

Como el gasto es anual medio diario entonces:

$$\text{Volúmen} = 2\,370,816 \text{ m}^3/\text{año}$$

Con el volumen medio anual escurrido calcularemos el volumen de azolves como:

$$\begin{aligned} V \text{ azolves} &= 0.25\% \times \text{vol. medio anual} \times \text{vida útil} \\ &= 0.0025 \times 2\,370,816 \text{ m}^3/\text{año} \times 50 \text{ años} \\ &= 296,352 \text{ m}^3/50 \text{ años.} \end{aligned}$$

Para fines prácticos se considerará un volumen de azolves en 50 años de 300,000 m³, que referido a la curva elevaciones capacidades dada en la figura 1 del capítulo II de éste trabajo corresponde a la elevación 1946.50 m.

III. 6 TRANSITO DE LA AVENIDA.

El tránsito de la avenida máxima probable para un periodo de retorno de 10,000 años se hace para determinar el gasto má-

máximo de descarga por el vertedor y la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.).

Cabe aclarar que del estudio de las inundaciones que se producen en el Valle de León Guanajuato, se llegó a la conclusión de que la presa "La Laborcita" debe regular un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{seg}$. cuando se presente la avenida máxima probable para un periodo de retorno de 50 años y la presa se encuentre llena hasta el nivel de operación (N.A.M.O). Por otro lado se sabe que la cortina debe estar protegida en el caso de que la presa este llena y se presente la avenida probable para un $\text{Tr} = 10,000$ años.

Por lo anterior, se efectuará un tránsito de la avenida de $\text{Tr} = 50$ años, para dimensionar la longitud de la cresta del vertedor y otro para la avenida de $\text{Tr} = 10,000$ años para determinar el gasto máximo de descarga y el N.A.M.E.

Como se recordará, con la construcción de la presa "La Laborcita", se pretende evitar inundaciones y aprovechar el agua almacenada para regar la planicie. Para cumplir con el objetivo de riego se efectuó un estudio de la ley de demandas según el programa de cultivos propuesta y uno del funcionamiento del vaso de la presa. De los resultados de los estudios mencionados se tomaron los siguientes datos:

-Area factible de ser regada -----200 Has. netas.

-Volúmen de agua demandado, según el plan de cultivos propuesto----- $2,122$ millones de m^3 , anualmente .

-Capacidad al nivel máximo ordinario o de conservación -----
----3,100 millones de m^3

-Gasto necesario en la obra de toma----- $0.390 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Con la capacidad al nivel máximo ordinario y la curva elevaciones-áreas-capacidades, se determinó que el nivel de conservación requerido queda a la elevación 1967.13 m ., misma a que quedará la cresta vertedora y a partir de la cual se efectuarán los tránsitos correspondientes.

Para realizar el tránsito se requiere resolver la ecuación del almacenamiento o de continuidad. Esta ecuación es:

$$\frac{dv}{dt} = Q - q \quad (\text{III.36})$$

E indica que la rapidez de variación del volúmen almacenado es igual a la diferencia de volúmenes de entrada y salida; es decir, en un intervalo cualquiera Δt entra un volúmen $Q \Delta t$ al vaso, que se divide en un volúmen ΔV que se almacena y otro $q \Delta t$ que sale. Lo anterior se puede expresar como:

$$Q \Delta t = q \Delta t + \Delta V \quad (\text{III.37})$$

Las dos ecuaciones anteriores no tienen solución directa, ya que:

$$q = f(H)$$

$$H = f(\Delta V)$$

$$V = f(Q - q)$$

Donde:

q = gasto de salida

Q = gasto de entrada

V = Incremento de volúmen

H = Carga hidrostática sobre el vertedor.

Para solucionar la ecuación del almacenamiento se han desarrollado diferentes procedimientos entre los cuales se encuentra el método de PULS modificado, el cual se empleará en el proyecto de la presa "La Laborcita". Este método fué desarrollado por el ingeniero Macario Vega Perez y se considera analítico-gráfico, sirve para resolver la ecuación del almacenamiento al efectuar el estudio del tránsito de avenidas por vasos.

A continuación se hace una breve descripción del método de PULS modificado.

Para utilizar éste método se requieren los datos siguientes:

-Hidrograma de entradas.

-Curva de elevaciones-capacidades del vaso.

-Curva de salidas de la estructura de que se trate.

Con los cuales, efectuando los cálculos correspondientes se obtiene:

- Hidrograma de salidas
- Volúmenes retenidos en el vaso.

El método considera que reemplazando en la ecuación III.36 las diferencias por incrementos y tomando valores queda:

$$V_i - V_{i-1} = \frac{E_{i-1} + E_i}{2} \Delta t - \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta t \quad (\text{III.38})$$

Donde V representa el volúmen almacenado sobre un plano horizontal de comparación, E y S los caudales de entrada y salida, Δt la magnitud del incremento de tiempo y el índice i el número de orden del intervalo considerado.

Considerando un Δt con magnitud unitaria y agrupados los términos, la ecuación III.38 queda:

$$2(V + S)_i = E_{i-1} + E_i + (2V - S)_{i-1} \quad (\text{III.39})$$

De la ecuación III.39 se tiene que para cada intervalo de tiempo, el segundo miembro corresponde a magnitudes del intervalo anterior y por lo tanto son conocidas. Las unidades que se utilizan deben ser homogéneas.

La ecuación III.39 se puede resolver de la siguiente manera:

1.- Se elige un intervalo de tiempo Δt de acuerdo a la precisión deseada y a la duración de la avenida de entrada. En la sección de hidrotecnia, inciso 8.2.1 del manual de diseño de obras civiles de la C.F.E. se recomienda tomar intervalos $\Delta t \leq 0.1 t_p$, siendo t_p el tiempo de pico del hidrograma de entrada.

2.- Se construye una curva auxiliar graficando los valores $2V + S$ contra $2V - S$; tabulando para diferentes elevaciones del agua en el vaso el volúmen correspondiente obtenido de la curva elevaciones-capacidades, y los valores del gasto de salida para cada elevación, se calculan las parejas de valores $2V + S$, $2V - S$.

3.- Como en la ecuación por resolver se conocen, al iniciar el tránsito de la avenida, los valores de E_0 y E_i obtenidos direc-

tamente del hidrograma de entradas, la elevación del nivel del agua en el vaso y el volúmen correspondiente obtenido de la curva elevaciones - capacidades, se calcula el valor de $2V_1$; además, como en el inicio del intervalo el gasto que sale es $S_0 = 0$, el segundo miembro de la ecuación del almacenamiento (III.39) toma el valor $K_1 = E_0 + E_1 + 2V_0$ y consecuentemente se tiene que $2V_1 + S_1 = K_1$. Con el valor K_1 y la curva auxiliar se obtiene el valor de $2V_1 - S_1$, que sumado al valor $(E_1 + E_2)$ permite calcular el primer miembro de la ecuación para el intervalo 1 - 2, con el mismo procedimiento se calcula $K_2 = 2V_2 + S_2$ y con este y la curva auxiliar se encuentra el valor de $2V_2 - S_2$; de esta manera se siguen calculando los pares de valores $2V_1 + S_1$, $2V_1 - S_1$ que sean necesarios.

Con los pares de valores correspondientes calculados se obtiene:

a) Sumándolos, el volúmen retenido en el vaso, ya que:

$$(2 V_i + S_i) + (2 V_i - S_i) = 4 V_i$$

$$\therefore V_i = \frac{(2 V_i + S_i) + (2 V_i - S_i)}{4} \quad (\text{III.40})$$

b) Restándolos, el gasto regularizado que sale del vaso, ya que:

$$(2 V_i + S_i) - (2 V_i - S_i) = 2 S_i$$

$$\therefore S_i = \frac{(2 V_i + S_i) - (2 V_i - S_i)}{2} \quad (\text{III.41})$$

Cabe mencionar que el método descrito puede ser completamente analítico, siempre y cuando la curva auxiliar que resulte al graficar los valores $2V + S$ contra $2V - S$ se haya ajustado a una o varias rectas para calcular, en función de la pendientes, los puntos intermedios que interesen.

El desarrollo numérico del tránsito de avenidas en la presa "La Laborcita" se presenta a continuación:

DATOS.

a) Hidrograms de entrada,

Por los requerimientos del proyecto, es necesario contar con hidrogramas de las avenidas cuyo periodo de retorno sea de 50 y 10,000 años. Estos se obtienen tomando la forma del hidrograma de la avenida que se presentó en la cuenca del arroyo Los Castillos el día 28 de septiembre de 1966, por ser éste el que tiene el gasto de pico máximo registrado cuyo valor es $Q = 171.00 \text{ m}^3/\text{seg}$.

El gasto pico del hidrograma para un periodo de retorno de 10,000 años es el calculado en el inciso III.4 de este capítulo y su valor es: $Q = 217.90 \text{ m}^3/\text{seg}$. Calculando de la misma manera el gasto pico del hidrograma para un $Tr = 50$ años, este resultado ser: $Q = 116.15 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Relacionando los gastos de pico anteriores obtendremos unos factores con los que se efectará al hidrograma de Los Castillos para llegar, finalmente, a los hidrogramas que se necesitan en "La Laborcita".

Loa factores resultan ser:

Para $Tr = 50$ años

$$K_{50} = \frac{116.15 \text{ m}^3/\text{seg}}{171.00 \text{ m}^3/\text{seg}} = 0.68$$

Para $Tr = 10,000$ años

$$K_{10,000} = \frac{217.90 \text{ m}^3/\text{seg}}{171.00 \text{ m}^3/\text{seg}} = 1.27$$

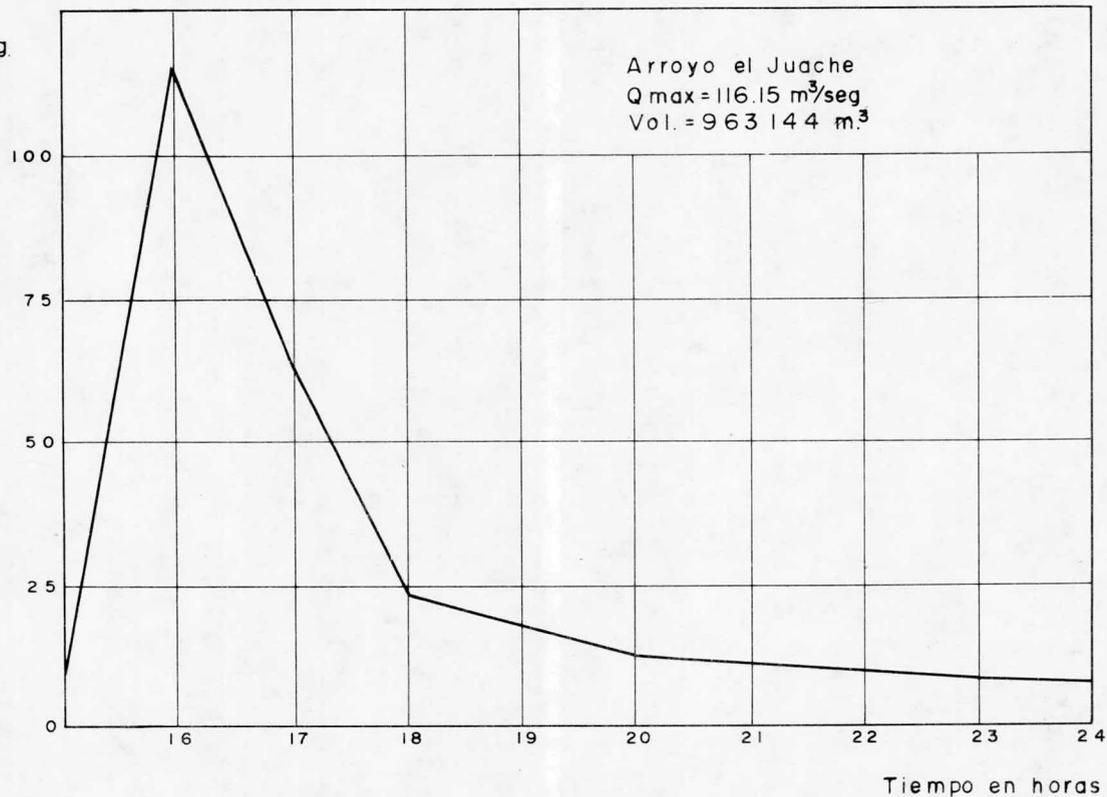
A continuación se presenta, en forma tabular, el hidrograma de Los Castillos (dato) y los hidrogramas resultantes de La Laborcita.

TABLA 1

Hidrogramas de diseño para La Laborcita, en función del hidrograma de Los Castillos.

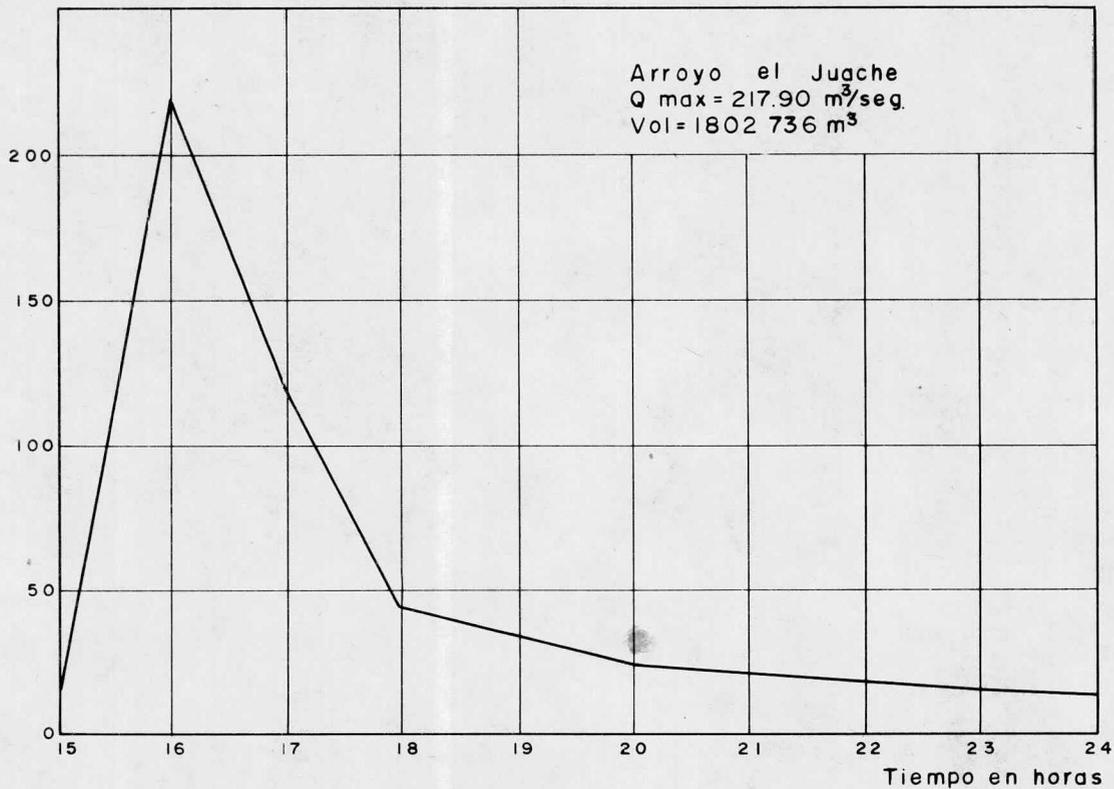
TIEMPO HORAS.	HIDROGRAMA DE LOS CASTILLOS m^3/s	HIDROGRAMA DE LA LABORCITA	
		$Tr = 50$ años (m^3/s)	$Tr=10,000$ años m^3/s
15	4.28	3.28	6.12
16	171.00	116.15	217.90
17	93.87	63.83	119.21
18	34.12	23.20	43.33
19	27.08	18.41	34.39
20	18.50	12.58	23.50
21	15.80	10.74	20.07
22	13.40	9.11	17.02
23	12.80	8.70	16.26
24	11.00	7.48	13.97

$m^3 Q$
m³/seg



HIDROGRAMA DE DISEÑO $Tr = 50$ AÑOS

Q
 $m^3/seg.$



HIDROGRAMA DE DISEÑO $Tr = 10\ 000$ AÑOS

b) Curva elevaciones -capacidades del vaso. Esta curva está en la figura 1 del capítulo II de este trabajo.

c) Curva de salidas del vertedor. Esta curva está dada por la ecuación del gasto que descarga un vertedor de cresta ancha (-de cimacio). En nuestro caso la descarga es no controlada, por lo que la ecuación es :*

$$S = C L H^{3/2} \quad (\text{III.42})$$

Donde:

S = Descarga, en unidades de m^3/seg .

C = Coeficiente de descarga variable, para nuestro caso se considera igual a 1,75

L = Longitud de la cresta vertedora.

H = Carga hidráulica sobre el vertedor.

Con los datos anteriores y la secuencia del método para tránsitos de avenidas descrito anteriormente se tiene que:

1.- Determinación del intervalo Δt

$$\Delta t = 0.10 t_p$$

$$t_p = \text{1 hr.} = 60 \text{ min. (ver tabla 1)}$$

$$\therefore \Delta t = 0.10 \times 60 \text{ min.} = 6 \text{ min.}$$

Se considera $\Delta t = 5 \text{ min.}$

2.- Cálculo de la curva auxiliar $2V + S$ contra $2V - S$.

Para calcular esta gráfica, se tabulan a continuación los volúmenes correspondientes a cada elevación del agua dentro del vaso, éstos se obtienen de la curva elevaciones-capacidades (cap.II , fig. 1). Las elevaciones que se consideran corresponden a incrementos de altura de 0.25 m. a partir de la elevación de la cresta del vertedor (1967.13 m) y representan sus diferentes cargas hidráulicas.

La ecuación de descarga del vertedor (ec. III,42) para el intervalo $\Delta t = 5 \text{ min.}$ que se considera y $C = 1.75$ queda:

$$S = 1.75 L H^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

$$\Delta t = 5 \text{ min.} = 300 \text{ seg.}$$

* Sección 189 (pp 303-313) de la publicación "Diseño de Presas Pequeñas".
C.E.C.S.A. 8a. impresión, marzo 1979

$$S = 300 \times 1,75 L H^{3/2} = 525 L H^{3/2}$$

Finalmente se tiene :

$$S = 0,525 L H^{3/2} \times 10^3 \text{ m}^3 / 5 \text{ min.}$$

Como lo que se desea es que el gasto que descargue el vertedor sea $Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg}$, cuando se presente la avenida de $Tr = 50$ años y el nivel del agua en la presa este al N.A.M.O, se deben efectuar los tránsitos necesarios para que, proponiendo valores de L (longitud de cresta), el gasto máximo de salida cumpla con la restricción.

Por lo anterior, se transitará la avenida proponiendo una longitud de cresta vertedora de 10 m.

Con los datos anteriores se calcularán a continuación los pares de valores ($2V + S$, $2V - S$) de la curva auxiliar.

TABLA No. 2 (CURVA AUXILIAR 2 V + S, 2 V - S, PARA
L = 10 m)

ELEVACION AGUA m.	H m	$H^{3/2}$ m ^{3/2}	$S = 5.25 H^{3/2}$ m ³ X 10 ³ / 5 min	V* m ³ X 10 ³	$2V$ m ³ X 10 ³	2V + S	2V - S
1967.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
67.38	0.25	0.13	0.66	46.84	93.68	94.34	93.02
67.63	0.50	0.35	1.86	93.73	187.46	189.32	185.60
67.88	0.75	0.65	3.41	141.14	282.28	284.69	278.87
1968.13	1.00	1.00	5.25	189.10	378.20	383.45	372.95
68.38	1.25	1.40	7.34	237.61	475.22	482.56	467.88
68.63	1.50	1.84	9.64	286.70	573.40	583.04	563.76
68.88	1.75	2.32	12.15	336.39	672.78	684.93	660.63
1969.13	2.00	2.83	14.85	386.71	773.42	788.27	758.57
69.38	2.25	3.38	17.72	437.67	875.34	893.06	857.62
69.63	2.50	3.95	20.75	489.31	978.62	999.37	957.87
69.88	2.75	4.56	23.94	541.64	1,083.28	1,107.22	1,059.34
1970.13	3.00	5.20	27.28	594.71	1,189.42	1,216.70	1,162.14
70.38	3.25	5.86	30.76	648.54	1,297.08	1,327.84	1,266.32
70.63	3.50	6.55	34.38	703.15	1,406.30	1,440.68	1,371.92
70.88	3.75	7.26	38.12	758.62	1,517.24	1,555.36	1,479.12
1971.13	4.00	8.00	42.00	814.94	1,629.88	1,671.88	1,587.88
71.38	4.25	8.76	46.00	872.17	1,744.34	1,790.34	1,698.34
71.63	4.50	9.55	50.12	930.37	1,860.74	1,910.86	1,810.62
71.88	4.75	10.35	54.35	989.57	1,979.14	2,033.49	1,924.79
1972.13	5.00	11.18	58.70	1 049.81	2,099.62	2,158.32	2,040.92

* Dato obtenido de la curva areas- capacidades (figura 1 Cap.II), es el volúmen correspondiente a cada elevación considerada. Recuerdese que a la elevación 1967.13 m.s.n.m (cresta vertedora) corresponde un volúmen de $3\ 100 \times 10^3 \text{ M}^3$, por lo que los volúmenes consignados en la tabla 2 son adicionales a éste.

*Al graficar los pares de valores 2 V + S, 2 V - S se vió que la curva resultante se podía ajustar mediante dos líneas rectas, las

cuales estan definidas por los puntos cuyas coordenadas están marcadas con el doble asterisco (*). Esto se hace para ejecutar el tránsito de manera completamente numérica.

3,- Desarrollo del Tránsito propiamente dicho.

A continuación se presenta, en forma tabular, el cálculo del tránsito de la avenida para un $Tr = 50$ años y para una longitud de cresta vertedora de 10 mts. Después se explicará la forma en que se calculó y finalmente se dará un resumen de resultados.

TRANSITO DE LA AVENIDA DE Tr = 50 años. L = 10,00 mts.

I	2	3	4	5	6	7	8	9
INTER VALO. (MIN)	E_{i-1} ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min}}$)	E_i ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$E_{i-1} + E_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$2V_i - S_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$2V_i + S_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	S_i ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	S_i (m ³ /s)	Vol. retenido (m ³ X 10 ³)
0	0,000	0,041	0,041	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,041	0,123	0,164	0,157	0,164	0,003	0,011	0,080
10	0,123	0,204	0,327	0,465	0,484	0,010	0,032	0,237
15	0,204	0,286	0,490	0,917	0,955	0,019	0,063	0,468
20	0,286	0,368	0,654	1,509	1,571	0,031	0,104	0,770
25	0,368	0,450	0,818	2,235	2,327	0,046	0,154	1,140
30	0,450	0,531	0,981	3,088	3,216	0,064	0,213	1,576
35	0,531	0,613	1,144	4,064	4,232	0,084	0,280	2,074
40	0,613	0,695	1,308	5,159	5,372	0,107	0,355	2,633
45	0,695	0,777	1,472	6,368	6,631	0,132	0,439	3,250
50	0,777	0,858	1,635	7,685	8,003	0,159	0,529	3,922
55	0,858	0,940	1,798	9,107	9,483	0,188	0,627	4,648
60	0,940	2,392	3,332	11,945	12,439	0,247	0,823	6,096
65	2,392	5,214	7,606	18,775	19,551	0,388	1,293	9,582
70	5,214	8,036	13,250	30,754	32,025	0,635	2,118	15,695
75	8,036	10,858	18,894	47,678	49,648	0,985	3,284	24,332
80	10,858	13,680	24,538	69,350	72,216	1,433	4,776	35,392
85	13,680	16,502	30,182	95,583	99,532	1,975	6,583	48,779
90	16,502	19,324	35,826	126,194	131,409	2,607	8,691	64,401
95	19,324	22,146	41,470	161,010	167,664	3,307	11,089	82,169
100	22,146	24,968	47,114	199,865	208,124	4,130	13,765	101,997
105	24,968	27,790	52,758	242,598	252,623	5,013	16,708	123,805
110	27,790	30,612	58,402	289,055	301,161	5,972	19,908	147,514
115	30,612	33,434	64,046	339,089	353,101	7,006	23,354	173,048
120	33,434	34,190	67,624	390,573	406,713	8,070	26,900	199,321
125	34,190	32,879	67,069	439,481	457,642	9,080	30,268	224,281
130	32,879	31,569	64,448	483,931	503,929	9,999	33,330	246,965
135	31,569	30,258	61,827	524,100	545,758	10,829	36,096	267,465
140	30,258	28,948	59,206	560,159	583,306	11,574	38,580	285,866
145	28,948	27,637	56,585	592,269	616,764	12,237	40,791	302,253
150	27,637	26,327	53,964	620,588	646,233	12,822	42,742	316,705
155	26,327	25,016	51,343	645,266	671,931	13,332	44,441	329,299
160	25,016	23,706	48,722	666,448	693,988	13,770	45,900	340,109
165	23,706	22,395	46,101	648,272	712,549	14,138	47,128	349,205
170	22,395	21,085	43,480	698,872	727,752	14,440	48,133	356,656
175	21,085	19,774	40,859	710,376	739,731	14,678	48,926	362,527
180	19,774	18,612	38,386	719,048	748,762	14,857	49,523	366,953
185	18,612	17,598	36,210	725,287	755,258	14,986	49,953	370,136
190	17,598	16,585	34,183	729,331	759,470	15,069	50,231	372,200
195	16,585	15,571	32,156	731,269	761,487	15,109	*50,364	*373,189
200	15,571	14,557	30,128	731,181	761,391	15,108	50,358	373,145
205	14,557	13,543	28,100	729,150	759,281	15,066	50,219	372,108
210	13,543	12,530	26,073	725,253	755,223	14,985	49,950	370,119
215	12,530	11,516	24,046	719,564	749,299	14,867	49,558	367,216
220	11,516	10,502	22,018	712,153	741,582	14,714	49,048	363,434
225	10,502	9,488	19,990	703,089	732,143	14,527	48,424	358,808

* Máximo.

La forma en que se calcularon los valores de las columnas de la tabla del tránsito es la siguiente:

Col. 1. En ella se marcan los intervalos de tiempo considerados (cada 5 minutos)

Col. 2 y col. 3. Se tienen respectivamente los valores de las entradas al inicio y al final de los intervalos correspondientes. Se calculan, con el hidrograma de $T_r = 50$ años dado en la tabla 1, de la siguiente manera:

Como el hidrograma es la gráfica de los tiempos (hrs.), representados en las abscisas, contra los gastos (m^3/seg) dados en las ordenadas; del hidrograma considerado se tiene que:

a) En el inicio de la tormenta, la ordenada vale cero.

b) Al final de la primera hora de la tormenta, la ordenada vale 3,28.

Entonces para el primer intervalo de 5 min. tenemos que:

a) En el inicio del intervalo, la ordenada vale cero.

b) Al final del intervalo, la ordenada se calcula estableciendo una relación lineal simple, su valor es:

$$\frac{3600 \text{ seg}}{300 \text{ seg}} = \frac{3,28}{Y} \qquad \begin{array}{l} 1 \text{ hr.} = 3600 \text{ seg.} \\ 5 \text{ min.} = 300 \text{ seg.} \end{array}$$

$$Y = \frac{3,28 \times 300}{3 \times 600} = 0,2733 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (ordenada)}$$

c) El volúmen que entra al vaso en el primer intervalo es el área del hidrograma que le corresponde. Este volúmen es:

$$E_1 = \frac{300 \text{ seg.} \times 0,2733 \text{ m}^3/\text{seg}}{2} = 41 = 0,041 \times 10^3 \text{ m}^3/5 \text{ min.}$$

Ya que el área del primer intervalo es la de un triángulo con las siguientes dimensiones:

base = 5 min. = 300 seg.

altura = $0,2733 \text{ m}^3/\text{seg}$.

El área de los intervalos siguientes ya no son triángulos, son trapecios que se pueden calcular como rectángulos siempre y

cuando se consideren sus alturas (ordenadas) medias. Las alturas medias son las correspondientes al centro de cada intervalo.

Sabiendo que los intervalos van de 0 a 300 seg. de 300 a 600, de 600 a 900, etc.; entonces a partir del segundo intervalo la altura media corresponde a 450 seg., 750 seg. etc.

Así la ordenada media del segundo intervalo es:

$$\frac{y}{3.28} = \frac{450 \text{ seg}}{3600 \text{ seg}}$$

$$\therefore y = \frac{450 \times 3.28}{3600} = 0.41$$

Y su volúmen será el área del cuadrado cuyas dimensiones son:

$$b = 300 \text{ seg.}$$

$$y = 0.41 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\therefore E_2 = 300 \text{ seg} \times 0.41 \text{ m}^3/\text{seg} = 123 = 0.123 \times 10^3 \text{ m}^3 / 5 \text{ min.}$$

Nótese que los valores de E_1 y E_2 calculados son los que aparecen en los 2 primeros intervalos del tránsito. De la misma manera se calculan los demás valores de E_i .

Col. 4. Se obtiene sumando las columnas 2 y 3

Cols. 5 y 6. Estas se calculan de la siguiente manera:

- Se obtiene un valor "i" de la columna 6, sumando el valor del renglón (i-1) de la col. 5 con el renglón (i) de la col. 4
- Con el valor "i" calculado ($2V_i + S_i$) se obtiene, de la curva auxiliar, el correspondiente valor ($2V_i - S_i$) del renglón "i" de la col. 5
- Se repite el proceso indicado las veces que sea necesario. Como ejemplo calcularemos los primeros valores que aparecen en el tránsito.

a) Cálculo del valor para el primer renglón de la col. 6

$$(i = 1)$$

Datos.

El valor inicial del renglón (i - 1) de la col. 5 es cero

El valor del renglón (i) de la col. 4 es = 0.164

∴ El valor del renglón ($i = 1$) de la col. 6 es $0 + 0.164 = 0.164 = 2V_1 + S_1 = X_1$

b) Con el valor $2V_1 + S_1 = 0.164$ calculado se entra a la curva auxiliar (tabla No. 2), de la siguiente manera:

Como la curva auxiliar se ajustó a una recta cuyos puntos están definidos en la tabla No. 2, se utiliza la ecuación que define la pendiente de una recta entre dos puntos.

$$m = \frac{X_2 - X_1}{Y_2 - Y_1} \quad (\text{III.43})$$

Haciendo

$$X = 2V_i + S_i$$

$$Y = 2V_i - S_i$$

Tomando los valores de X e Y (de la tabla No. 2) tenemos:

$$X_2 = 893.06 ; Y_2 = 857.62$$

$$X_1 = 0.00 ; Y_1 = 0.00$$

Y calculando la pendiente con la Ec. III.43 se tiene:

$$m = \frac{893.06 - 0.00}{857.62 - 0.00} = 1.0413$$

Como los valores que se desea calcular son los $Y_i = 2V_i - S_i$ y como se conoce el valor de la pendiente (m), entonces:

$$m = \frac{X_i - X_{i-1}}{Y_i - Y_{i-1}}$$

$$Y_i - Y_{i-1} = \frac{X_i - X_{i-1}}{m}$$

Finalmente

$$Y_i = \frac{X_i - X_{i-1}}{m} + Y_{i-1} \quad (\text{III.44})$$

Sustituyendo valores en la ec. III.44 se obtiene el valor del renglón (i-1) de la col. 5

$$Y = \frac{0.164 - 0}{1.0413} + 0 = 0.157$$

c) Sumando el valor del renglón (i-1) de la col. 5 con el valor del renglón (i+1) de la col. 4 se obtiene el valor del si-

guiente renglón de la col. 6.

$$X_2 = 0.157 + 0.327 = 0.484 = 2V_i + S_i$$

Con el valor del renglón de la col. 6 calculado y la curva auxiliar, se encuentra el valor (Y) correspondiente de la col. 5 Utilizando nuevamente la ec. III,44 tenemos.

$$Y = \frac{0.484 - 0.164}{1.0413} + 0.157 = 0.465$$

De la misma manera se calcularon los demás valores de las columnas 6 y 5

Columna 7. Se obtiene aplicando la ecuación III.41; es decir restando la col. 5 de la col. 6 y dividiendo entre 2.

Columna 8. Es la misma que la col. 7 sólo que se ha hecho el cambio de unidades. Este cambio se hace dividiendo los valores de la col. 7 entre 300 seg. y multiplicando por 1000,

Columna. 9. Se obtiene aplicando la ecuación III.40; es decir sumando la columna 5 y la columna 6 y dividiendo entre 4.

Nota. Los volúmenes retenidos (columna 9) están referidos al nivel de conservación (cresta vertedora).

En resumen los resultados del tránsito efectuado son:

Gasto máximo que descarga el vertedor = 50.36 m³/seg.

Intervalo en el que se presenta el gasto de descarga máxima = 195 min.

Volúmen máximo retenido en el vaso = 373,189 m³ (arriba de la cresta vertedora).

Como el gasto máximo que descarga el vertedor cumple con la restricción del gasto que se desea regular; se concluye que la longitud de cresta vertedora propuesta (L = 10.00 m) es correcta.

Conociendo la longitud de la cresta vertedora y su elevación transitaremos ahora la avenida para un Tr= 10,000 años con el fin de determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) Este se alcanzará cuando la presa este llena hasta el nivel del vertedor y se presente la avenida mencionada.

El tránsito se efectúa de la manera descrita anteriormente y considerando la curva auxiliar dada en la tabla No.2 debido a que es para la misma longitud de vertedor. El cálculo se presenta en la siguiente tabla.

TRANSITO DE LA AVENIDA DE Tr = 10,000 años L = 10.00 mts.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
INTER VALO. (MIN)	E_{i-1} ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min}}$)	E_i ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$E_{i-1} + E_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$2V_i - S_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	$2V_i + S_i$ ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	S_i ($\frac{m^3 \times 10^3}{5 \text{ min.}}$)	S_i (m^3/s)	Vol. re-tenido ($m^3 \times 10^3$)
0	0.000	0.076	0.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.077	0.230	0.307	0.295	0.307	0.006	0.020	0.150
10	0.230	0.383	0.613	0.872	0.908	0.018	0.060	0.445
15	0.383	0.536	0.919	1.720	1.791	0.036	0.118	0.878
20	0.536	0.690	1.226	2.829	2.946	0.058	0.195	1.444
25	0.690	0.843	1.533	4.189	4.362	0.087	0.228	2.138
30	0.843	0.996	1.839	5.789	6.028	0.120	0.399	2.954
35	0.996	1.149	2.145	7.619	7.934	0.157	0.525	3.888
40	1.149	1.303	2.452	9.671	10.071	0.200	0.666	4.935
45	1.303	1.456	2.759	11.973	12.430	0.247	0.822	6.092
50	1.456	1.609	3.065	14.406	15.022	0.298	0.992	7.352
55	1.609	1.762	3.371	17.072	17.777	0.353	1.176	8.712
60	1.762	4.480	6.242	22.389	23.314	0.463	1.542	11.426
65	4.480	9.762	14.242	35.177	36.631	0.729	2.423	17.952
70	9.762	15.043	24.805	57.602	59.982	1.190	3.967	29.956
75	15.043	20.325	35.368	89.280	92.970	1.845	6.149	45.563
80	20.325	25.607	45.932	129.847	135.212	2.683	8.943	66.265
85	25.607	30.889	56.496	178.948	186.343	3.697	12.325	91.323
90	30.889	36.170	67.059	236.244	246.007	4.881	16.271	120.564
95	36.170	41.452	77.622	301.411	313.866	6.228	20.759	153.819
100	41.452	46.734	88.186	374.136	389.597	7.730	25.768	190.933
105	46.734	52.016	98.750	454.120	472.886	9.383	31.277	231.752
110	52.016	57.297	109.313	541.074	563.433	11.180	37.265	276.127
115	57.297	62.579	119.876	634.721	660.950	13.115	43.715	323.918
120	62.579	63.994	126.573	731.083	761.294	15.106	50.352	373.094
125	63.994	61.543	125.537	822.626	856.620	16.997	56.657	419.812
130	61.543	59.091	120.634	904.571	943.260	19.345	64.482	461.958
135	59.091	56.640	115.731	976.625	1020.302	21.838	72.794	499.232
140	56.640	54.188	110.828	1039.430	1087.453	24.012	80.039	531.721
145	54.188	51.737	105.925	1093.584	1145.355	25.886	86.285	559.735
150	51.737	49.285	101.022	1139.647	1194.606	27.480	91.599	583.563
155	49.285	46.834	96.119	1178.142	1235.766	28.812	96.039	603.477
160	46.834	44.382	91.216	1209.561	1269.358	29.899	99.663	619.730
165	44.382	41.931	86.313	1234.359	1295.874	30.757	102.524	632.558
170	41.931	39.479	81.410	1152.967	1315.769	31.401	104.670	642.184
175	39.479	37.028	76.507	1265.785	1329.474	31.845	106.149	648.815
180	37.028	34.853	71.881	1273.447	1337.666	32.110	107.032	652.778
185	34.853	32.954	67.807	1276.802	1341.254	32.226	*107.419	*654.514
190	32.954	31.055	64.009	1276.388	1340.811	32.212	107.372	654.300
195	31.055	29.156	60.211	1272.448	1336.599	32.075	106.917	652.262
200	29.156	27.257	56.413	1265.212	1328.861	31.825	106.883	648.518

* Máximo

De los resultados del último tránsito efectuado se concluye que el gasto de descarga del vertedor en las condiciones analizadas, es $Q = 107.42 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el volúmen retenido es de $654.514 \times 10^3 \text{ m}^3$ que sumado al de $3100 \times 10^3 \text{ m}^3$ almacenados al nivel del vertedor nos da un volúmen total de $3754.514 \times 10^3 \text{ m}^3$. Refiriendo el volúmen total a la curva elevaciones-capacidades se obtiene la elevación 1970.41 m. la cual corresponde al nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.)

III.7 DATOS DE PROYECTO.

A continuación se presenta un resumen de resultados de los estudios efectuados hasta este capítulo. Los resultados obtenidos constituyen los datos del proyecto de la presa "La Laborcita" y son:

Elevacion aprox. del fondo del cauce	1938 m.s.n.m.
Capacidad total (al N.A.M.E.)	$3'754,514 \text{ m}^3$
Elevación del N.A.M.E.	1970.41 m.s.n.m.
Capacidad al N.A.M.O.	$3'100\ 000 \text{ m}^3$
Elevación de la cresta vertedora	1967.13 m.s.n.m.
Capacidad de azolves	$300,000 \text{ m}^3$
Elevacion a la cap. de azolves	1,946.50 m.s.n.m.
Capacidad útil	$2'800,000 \text{ m}^3$
Capacidad para un Tr = 50 años	$373,189 \text{ m}^3$
Capacidad para un Tr = 10 000 años	$654,514 \text{ m}^3$
Longitud de la cresta vertedora	10.00 m
Gasto de descarga para la avenida de Tr=50 años	$50.36 \text{ m}^3/\text{seg}$
Gasto de descarga para la avenida de Tr = 10,000 años	$107.42 \text{ m}^3/\text{seg}.$
Gasto de la obra de toma	$0.390 \text{ m}^3/\text{seg}$
Elevación al umbral de la obra de toma	1946.50 m.s.n.m.

Nota. La elevación 100 de los planos corresponde a la 1971.86

CAPITULO IV. DIMENSIONAMIENTO HIDROLOGICO DE LAS PARTES QUE CONSTITUYEN LA PRESA.

En este capítulo se exponen los criterios adoptados en el dimensionamiento de las estructuras que forman la presa. Se hace desde el punto de vista hidrológico, ya que, aunque intervienen otras disciplinas (como la mecánica de suelos en la estabilidad de taludes de la cortina y la hidráulica en el funcionamiento de los canales de acceso, tanque amortiguador, obra de toma etc.), todas las estructuras deben funcionar de acuerdo al comportamiento hidrológico esperado, según los cálculos efectuados en el capítulo anterior. De esta manera, la altura de cortina será aquella que proporcione el máximo nivel que puede alcanzar el agua dentro del vaso (N.A.M.E.) más un bordo libre que proporcione seguridad contra desbordamientos y mas una contraflecha para prevenir asentamientos; las dimensiones del vertedor se obtienen al transitar la avenida que se desea controlar (Tr = 50 años) por el vaso, y finalmente la obra de toma se dimensionará según la demanda de agua para riego en la zona que se desea beneficiar.

IV.I CORTINA.

Considerando la geología del sitio escogido para la construcción de la cortina de la presa "La Laborcita", se propone que esta sea de materiales graduados. La sección interior de la cortina quedará formada, según la potencialidad de los posibles bancos de materiales cercanos, por un núcleo de material impermeable relativamente esbelto, protegido con amplios respaldos de grava y arena, sobre los cuales se colocarán sendas capas de roca.

En detalle, la sección interna que se propone es la siguiente.

a) Un núcleo de material impermeable de forma trapezoidal, con una corona de 4.00 m. de ancho a la elevación 1971.40 m.

(N.A.M.E.) y taludes de 0.4:1, desplantado en las laderas de la boquilla sobre terreno limpio de la capa de suelo vegetal y sobre roca en la zona del cauce del arroyo, retirando la capa de material de acarreo en toda el área de su base.

b) Una capa de material filtro formada por grava y arena bien graduadas; colocada sobre el núcleo en el talud aguas abajo. Se propone un espesor de 2.00 m. y talud de 0.4:1, desplantándola hasta la trinchera del núcleo central.

c) Respaldos de grava y arena en los taludes de aguas arriba, dispuestos hasta alcanzar un talud de 2:1. se deben desplantar sobre el terreno natural limpio de suelo vegetal, y

d) Chapas de roca que se colocarán en ambos taludes sobre los respaldos de grava y arena, en el paramento de aguas arriba el enrocamiento se propone con un espesor de 1.50 m. y en el paramento de aguas abajo con espesor de 1.00 m; se proponen para proteger los respaldos contra la acción del oleaje aguas arriba y contra la lluvia y la erosión en el talud de aguas abajo.

La corona de la cortina, cuya elevación se determinará posteriormente, se cubrirá con material útil para camino en una capa de 0.50 m. de espesor y 6.00 m. de ancho, a fin de que puedan transitar vehículos sobre ella, además se proponen líneas de postes, a ambos lados de la corona, de concreto armado con una separación de 2.80 m. centro a centro, ajustada en los extremos.

La sección anterior se propone en base a:

- La disponibilidad de materiales
- La observación de proyectos similares, y
- Las recomendaciones de la tabla 16; pag. 235 de la publicación "Diseño de Presas pequeñas". Ed. Continental S.A., México, 8a. impresión; marzo de 1979. traductor, Ing. José Luis Lepe.

La estabilidad de la sección se analizará en el apartado IV.1.3 de este capítulo.

Con respecto a la cimentación de la cortina, se proponen

dos tratamientos.

1.- Eliminar el material superficial del cauce del arroyo y la capa vegetal en las laderas en el área de desplante del núcleo y sólo la capa vegetal en el área de desplante de los materiales permeables (filtro, respaldos y enrocamiento),

2.- En base a la geología, se propone impermeabilizar la cimentación por medio de perforaciones profundas inyectadas para formar una pantalla en el centro geométrico del núcleo impermeable e inyecciones someras distribuidas en el área de desplante del núcleo para formar una carpeta,

Cabe señalar que para programar la construcción de la cortina es necesario se construya la obra de desvío necesaria, (según la hidrología, la seguridad deseada, la inversión que se debe hacer, etc,) a fin de poder ejecutar los trabajos necesarios en seco y con cierta protección. El diseño de la obra de desvío no está comprendido en los propósitos del presente trabajo y sólo se presupone para ejecutar el proyecto, se recomienda realizar la construcción de la cortina rápidamente, aprovechando la época de estiaje del lugar.

IV.1.1. Bordo libre ,

Definición, Es la distancia vertical entre la corona de la cortina (sin contraflecha) y la superficie del agua en el vaso (al N.A.M.E.),

El bordo libre se proyecta para evitar el rebasamiento de la cortina por efecto del oleaje, el cual puede coincidir con la ocurrencia de la avenida máxima con la que se determinó el N.A.M.E. Proporciona además un factor de seguridad contra los asentamientos de la cortina no previstos al elegir la contraflecha en la corona o contra la ocurrencia de una avenida mayor a la de proyecto.

Para calcular el bordo libre existen varios métodos, entre los cuales hemos escogido para este trabajo, el de la S.A.R.H. y el de Stevenson-Molitor, Las expresiones y los cálculos correspondientes se presentan a continuación .

Método de la S.A.R.H.

$$B. L. = (1.25 + 0.01 \sqrt[3]{C}) (1 + 0.1\sqrt{H}) \quad (IV.I)$$

Donde:

B.L. = Bordo libre en metros.

C = Capacidad de la presa al N.A.M.E., y sin considerar la capacidad de azolves, en millones de m³

H. = Altura de la cortina al N.A.M.E. en m.

Para nuestra presa sabemos que:

$$C = 3.45 \text{ millones de m}^3$$

$$H = 32.41 \text{ m.}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación IV.I se tiene:

$$\begin{aligned} B.L. &= (1.25 + 0.01 \sqrt[3]{3.45}) (1 + 0.1\sqrt{32.41}) \\ &= (1.2651) 1.5693 = 1.98 \text{ m.} \end{aligned}$$

Método de Stevenson-Molitor.

$$A = 0.032\sqrt{VD} + 0.762 - 0.27\sqrt[4]{D} \quad (IV.2)$$

Donde:

A = Altura de la ola, en m.

V = Velocidad del viento, en Km/Hr.

D = Longitud del fetch, en Km.

Fetch.= Es la distancia en la cual actúa el viento sobre la masa de agua; en un embalse se define como la distancia mas larga, a partir del dique, que puede recorrer el viento en línea recta sobre el vaso.

$$B.L. = 1.4 A \text{ En presas de mampostería o concreto (IV.3)}$$

$$B.L. = 1.5 A \text{ En presas de Mats. graduados. (IV.4)}$$

Los datos para nuestra presa son:

$$D = 1.07 \text{ Km.}$$

$$V = 150 \text{ Km/Hr.}$$

NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Sustituyendo los valores en la ec, IV,2 resulta:

$$A = 0.032 \cdot 150 \cdot (1.10) + 0.762 - 0.27 \cdot 1.10^4$$

$$= 0.90 \text{ mts.}$$

Finalmente, utilizando la ec. IV.4 tenemos:

$$\text{Bordo libre} = 1.5 \times 0.90 = 1.35 \text{ m.}$$

Considerando la varibilidad de los resultados obtenidos, se adoptará un bordo libre de 1,50 metros,

IV,1.2. Contraflecha y Cambio de Talud.

a) Contraflecha .- Es la sobreelevación que se da ala cortina, arriba de la elevación del bordo libre, para absorver los asentamientos que puedan presentarse; generalmente se proyecta de forma parabólica, dando la contraflecha mayor en el centro del cauce (donde la sección de cortina es máxima) y haciendo que sea nula en los extremos.

En cortinas de materiales graduados, la sobreelevación máxima se estima que es del orden del 1% de su altura máxima (hasta el bordo libre)

En la cortina de la presa "La Laborcita" se propone una contraflecha máxima de 1,25% de su altura, medida en el centro del cauce.

La altura de la cortina (H) es:

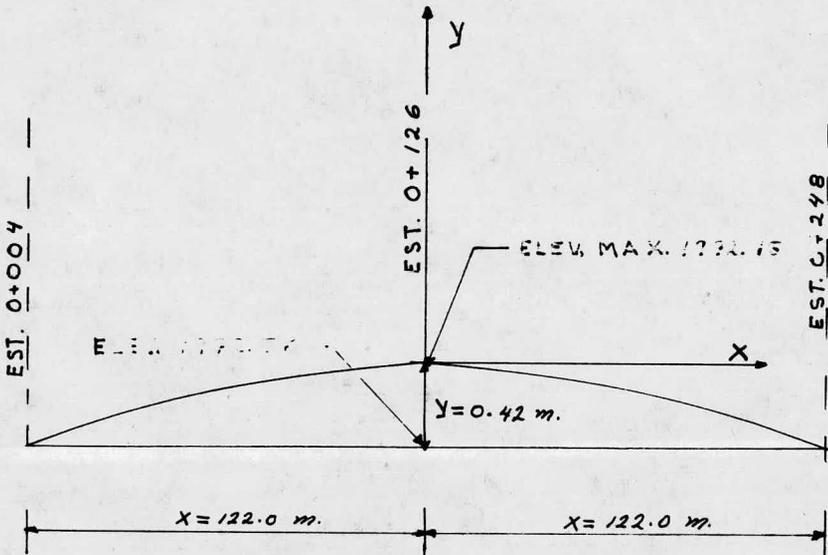
$$H = \text{Elev. N.A.M.E.} - \text{elev. fondo del cauce} + \text{B.L.}$$

$$H = 1970.41 \text{ m} - 1938 \text{ m} + 1.50 \text{ m} = 33.91 \text{ m.}$$

Por lo tanto, la sobreelevación máxima resulta ser igual a $0.0125 \times 33.91 \text{ m} = 0.42 \text{ m.}$ y corresponde a la estación 0 + 126 del cadenamiento longitudinal de la cortina. La sobreelevación será nula en los cadenamientos 0 + 004 y 0 + 248 o sea a 122 m. A ambos lados del punto donde se propone la contraflecha mayor.

La ecuación de la parábola, el cálculo de la contraflecha para los diferentes cadenamientos y sus elevaciones correspon-

dientes, se presentan a continuación.



La ecuación de la parábola es:

$$X^2 = -4PY \quad (\text{IV},5)$$

$$\therefore P = \frac{X^2}{-4Y}$$

Para $X = 122$; $Y = -0.41$ resulta

$$P = \frac{(122)^2}{-4(-0,42)} = \frac{14\ 884}{1,68} = 8859,52$$

Sustituyendo el valor de P en la ec. IV,5) tenemos:

$$X^2 = -4 (8859,52) \quad Y = -35,438,10 \quad Y$$

Despejando Y se tiene que:

$$Y = \frac{X^2}{-35,438,10} \quad (\text{IV},6)$$

Con la ecuación IV.6 calcularemos la contraflecha en los cadenamientos de 20,0 m., ajustando éstos al centro y en los extremos.

El cálculo se presenta en forma tabular, sabiendo que la elevación de la corona en la estación 0+126 (sección máxima) es la 1972,36 m.s.n.m. que se obtiene sumando la elevación del fondo del cauce más la altura de cortina y más el bordo libre.

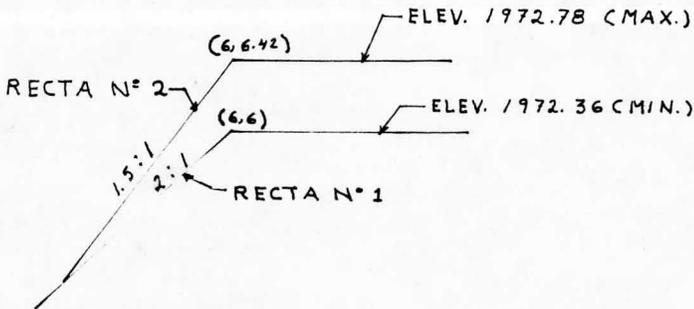
Cálculo de la contraflecha y la elevación de corona.

Estación.	Contraflecha (m)	Elev. Corona. (m.s.n.m.)
0 + 004	0.000	1972,360
0 + 020	0.103	1972,463
0 + 040	0.211	1972,571
0 + 060	0.297	1972,657
0 + 080	0.360	1972,720
0 + 100	0.401	1972,761
0 + 120	0.419	1972,779
0 + 126	0.420	1972,780
0 + 140	0.414	1972,774
0 + 160	0.387	1972,747
0 + 180	0.338	1972,698
0 + 200	0.265	1972,625
0 + 220	0.171	1972,531
0 + 240	0.053	1972,413
0 + 248	0.000	1972,360

Nota. la elevación 100 de los planos corresponde a la elev. 1971.86 m.s.n.m.

b) Cambio de Talud.

Debido a que al sobreelevar la corona con las contraflechas calculadas es necesario mantener su ancho, se debe hacer un cambio de talud a fin de que el talud de la sobreelevación se intersecte con el talud de los respaldos de la cortina. Es obvio que para que haya intersección, el talud de la sobreelevación deberá ser menor que el de la cortina. En nuestro caso se propone dar un talud en la sobreelevación de 1.5:1 para calcular la distancia A la elevación mínima de la corona (1972,36 m,s.n.m), así como las elevaciones del cambio de talud en cada una de las estaciones consideradas. Se propone un par de coordenadas arbitrario en el hombro de la cortina (6,6) y se procede de la siguiente manera.



La ecuación de las rectas 1 y 2 tiene la forma.

$$Y - Y_0 = m (X - X_0) \quad (\text{IV},7)$$

Para la recta No. 1 el valor de la pendiente es.

$$m = \frac{1}{2} = 0.50$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$Y - 6 = 0.50 (X - 6) = 0.50 X - 3$$

$$Y = 0.50 X + 3 \quad \text{--- recta No. 1}$$

Para la recta No. 2, la pendiente es:

$$m = \frac{1}{1.5} = 0.667$$

Utilizando la ecuación (IV.7) y sustituyendo los valores resulta:

$$Y - 6.42 = 0.667 (X - 6) = 0.67 X - 4.002$$

$$\therefore Y = 0.667 X + 2.42 \quad \text{--- recta No. 2}$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones de las rectas 1 y 2, se tiene:

$$0.50 X + 3 = 0.667 X + 2.42$$

$$0.50 X + 3 - 0.667 X - 2.42 = 0$$

$$- 0.167 X + 0.58 = 0$$

$$\therefore X = \frac{- 0.58}{- 0.167} = 3.48$$

$$Y = 4.74$$

$$\Delta Y = 6 - 4.74 = 1.26 \text{ m.}$$

Utilizando la ecuación de la parábola encontraremos la expresión que define las distancias a la corona de la cortina para encontrar la elevación del cambio de talud a lo largo de ella.

$$X^2 = 4 P Y \quad \text{(IV. 5.a.)}$$

$$P = \frac{X^2}{4Y} ; \text{ Sustituyendo valores}$$

$$P = \frac{(122)^2}{4(1.26)} = 2953.175$$

Sustituyendo valores en la ec. (IV.5.a.) tenemos:

$$X^2 = (2953.175) Y = 11.812.70 Y$$

$$\therefore Y = \frac{X^2}{11,812.70} \quad (\text{IV.6.a.})$$

Resolviendo la ecuación (IV.6.a.) para los cadenamientos considerados, las distancias verticales de la corona de la cortina al cambio de talud y las elevaciones correspondientes son las que se dan en la siguiente tabla.

Estación.	X (m)	Y (m)	Distancia vert. de la corona al cambio de talud(m)	elevación del cambio de talud. m.s.n.m.
0 + 004	122	1.260	0.000	1972.360
0 + 020	106	0.951	0.309	1972.051
0 + 040	86	0.626	0.634	1971.726
0 + 060	66	0.369	0.891	1971.469
0 + 080	46	0.179	1.081	1971.279
0 + 100	26	0.057	1.203	1971.157
0 + 120	6	0.003	1.257	1971.103
0 + 126	0	0.000	1.260	1971.100
0 + 140	14	0.017	1.243	1971.117
0 + 160	34	0.098	1.162	1971.198
0 + 180	54	0.247	1.013	1971.347
0 + 200	74	0.464	0.796	1971.564
0 + 220	94	0.748	0.512	1971.848
0 + 240	114	1.100	0.160	1972.200
0 + 248	122	1.26	0.000	1972.560

Nota. La elevación 100 de los planos corresponde a la elevación 1971.86 m.s.n.m.

IV.1.3. Estabilidad de taludes.

Para revisar si la sección máxima de la cortina propuesta en el inciso IV.1 de este capítulo es estable, se utilizará un programa preexistente de computadora. Este programa se ha implementado para revisar la estabilidad de taludes, resolviendo el problema con el método sueco (de Dovelas)* y considerando todas las condiciones de trabajo que se puedan presentar durante la construcción de la cortina y la operación de la presa.

De esta forma, el programa revisa la estabilidad de la cortina cuando la presa este vacía (inmediatamente después de construída o por efecto de un vaciado rápido) y cuando esté llena, sin flujo de agua establecido en el corazón impermeable (condiciones iniciales) ó con el flujo establecido (condiciones finales). También considera la existencia o no de los efectos del sísmo sobre la cortina, con presa vacía y con presa llena.

Para cualquier condición de trabajo en que se encuentre la cortina, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) ha establecido, en base a su gran experiencia en la construcción y supervisión de cortinas de tierra, factores de seguridad mínimos para garantizar la estabilidad de los taludes; en consecuencia, los factores de seguridad mínimos que se obtengan para la sección máxima de una cortina cualquiera, deben ser, cuando menos, iguales a los fijados por dicha dependencia.

Para analizar la estabilidad de una cortina de materiales graduados por computadora, los datos que se requieren son los siguientes:

- a) Sección máxima de la cortina.
- b) Niveles de agua (N.A.M.E., a la cresta del vertedor, a la obra de toma y el de aguas abajo de la cortina).
- c) Propiedades (obtenidas en laboratorio) de los materiales que van a constituir la cortina, tales como:

* "Mecánica de Suelos", Tomo II. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. pp. 270-282. Ed. LIMUSA. 2a. Es. México 1979.

- Peso volumétrico seco (ρ_d)
- Peso volumétrico saturado (ρ_{sat})
- Angulo de fricción interna (ϕ)
- Cohesión (C)

d) Coeficiente sísmico de la zona donde se vaya a construir la cortina. Este se obtiene de la carta sísmica de la República Mexicana.

Una vez definidos los datos anteriores, se procede a codificar el programa en base a la siguiente metodología.

1.- Se dibuja la sección máxima de la cortina en papel milimétrico a una escala conveniente, refiriéndola a un sistema de coordenadas.

2.- Se obtienen analíticamente las abscisas y ordenadas de los puntos que definen las líneas de materiales, para presa vacía y presa llena. Las líneas de materiales limitan las zonas de la cortina y son:

- Línea 1.- Línea superior
- Línea 2.- Enrocamiento seco
- Línea 3.- Grava y arena seca
- Línea 4.- Grava y arena seleccionada, seca
- Línea 5.- Enrocamiento sumergido
- Línea 6.- Grava y arena seleccionada, sumergida
- Línea 7.- Grava y arena sumergida
- Línea 8.- Corazón impermeable saturado
- Línea 9.- Acarreos de grava y arena sumergida (línea inferior.)

Al obtener las líneas de materiales, es necesario que las abscisas siempre vayan en orden creciente. Además, al codificar sus datos, todas las líneas deben tener el mismo número de vértices. Para dar el máximo número de vértices, se debe repetir las veces que sea necesario el vértice final de las líneas con menor número de ellos.

3.- Se forma una matriz de datos físicos, para darle al

programa las propiedades de los materiales que se emplearán en la construcción de la cortina. Las propiedades físicas se deben dar en el mismo orden en que se dieron las líneas de materiales. Para facilitar la codificación de las propiedades, se recomienda formar la siguiente tabla.

Material	Peso volu métrico.	C inicial	Tan \emptyset	C final	Tan \emptyset final.
-Enrocamiento seco	μd	--	---	---	---
-Grava y arena seca	μd	--	---	---	---
-Grava y arena se- leccionada seca	μd	--	---	---	---
-Enrocamiento sumer- gido	μ sum.	--	---	---	---
-Grava y arena se- leccionada sumergida	μ sum.	--	---	---	---
-Grava y arena sume <u>r</u> gida	μ sum.	--	---	---	---
-Corazón impermeble saturado	μ sat.	--	---	---	---
-Acarreo sumergido	μ sum.	--	---	---	---

La nomenclatura usada es:

μd = Peso volumétrico seco

μ Sum. = Peso volumétrico sumergido = μ sat. - 1

μ Sat. = Peso volumétrico saturado'

C = Cohesión

Tan \emptyset = Tangente del ángulo de fricción interna del mate-
rial.

4.- Se forma una matriz de presión de poro. Para ello se dibuja el corazón impermeable con su red de flujo, a la misma escala de la cortina y referido al mismo sistema de coordenadas; sobre el dibujo se forma una cuadrícula, hasta por arriba del

nivel de agua en la condición en que se esté analizando, y se marcan sus intersecciones. (ver fig. IV.1).

Al efectuar la codificación, los vértices de la cuadrícula deben quedar referidos a los valores equipotenciales de la red de flujo. (ver tabla IV.1)

Finalmente la matriz debe formarse de abajo hacia arriba y de izquierda a derecha (ver fig. IV. 1) y los vértices que se encuentren fuera de la línea de flujo superior o de la zona del corazón impermeable se deberán llenar con ceros. (ver tabla IV.1)

FIGURA. IV. I

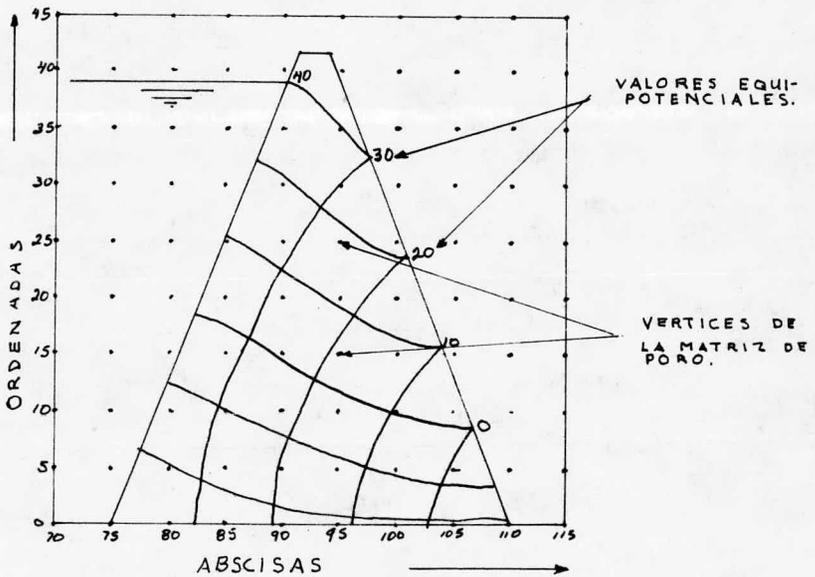


Tabla Iv.1. (Matriz de presión de poro)

		Abscisas									
		70	75	80	85	90	95	100	105	110	115
ordenadas	0	0	40	33	27	18	11	4	0	0	0
	5	0	0	35	18	19	12	6	0	0	0
	10	0	0	38	29	21	15	9	2	0	0
	15	0	0	0	32	25	18	12	0	0	0
	20	0	0	0	36	28	22	18	0	0	0
	25	0	0	0	39	33	26	21	0	0	0
	30	0	0	0	0	36	30	0	0	0	0
	35	0	0	0	0	38	34	0	0	0	0
	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

5.- Se define la zona de centros de los círculos de falla que se desean analizar tanto para el talud de aguas arriba como para el de aguas abajo. Para ello se determinan los siguientes datos:

a) Abscisas y ordenadas iniciales y finales de la zona de centros , (para el análisis de la cortina "La Laborcita" se considera de 2,50 m.)

c) Incremento del radio en cada punto de la zona de centros desde la cimentación del corazón impermeable hasta la corona de la cortina. (en el caso de "La Laborcita" el incremento es a cada 1,00 m.)

d) Se da la tangente del ángulo que forma la zona de centros con la vertical; Este ángulo será siempre de 45° , y su tangente es 1.0

En la figura IV.2 se indica la información mencionada anteriormente.

6.- Codificando los datos anteriores y procesándolos con el programa de estabilidad, se obtienen los resultados finales.

SECCION MAXIMA DE CORTINA EN LA PRESA "LA LABORCITA"

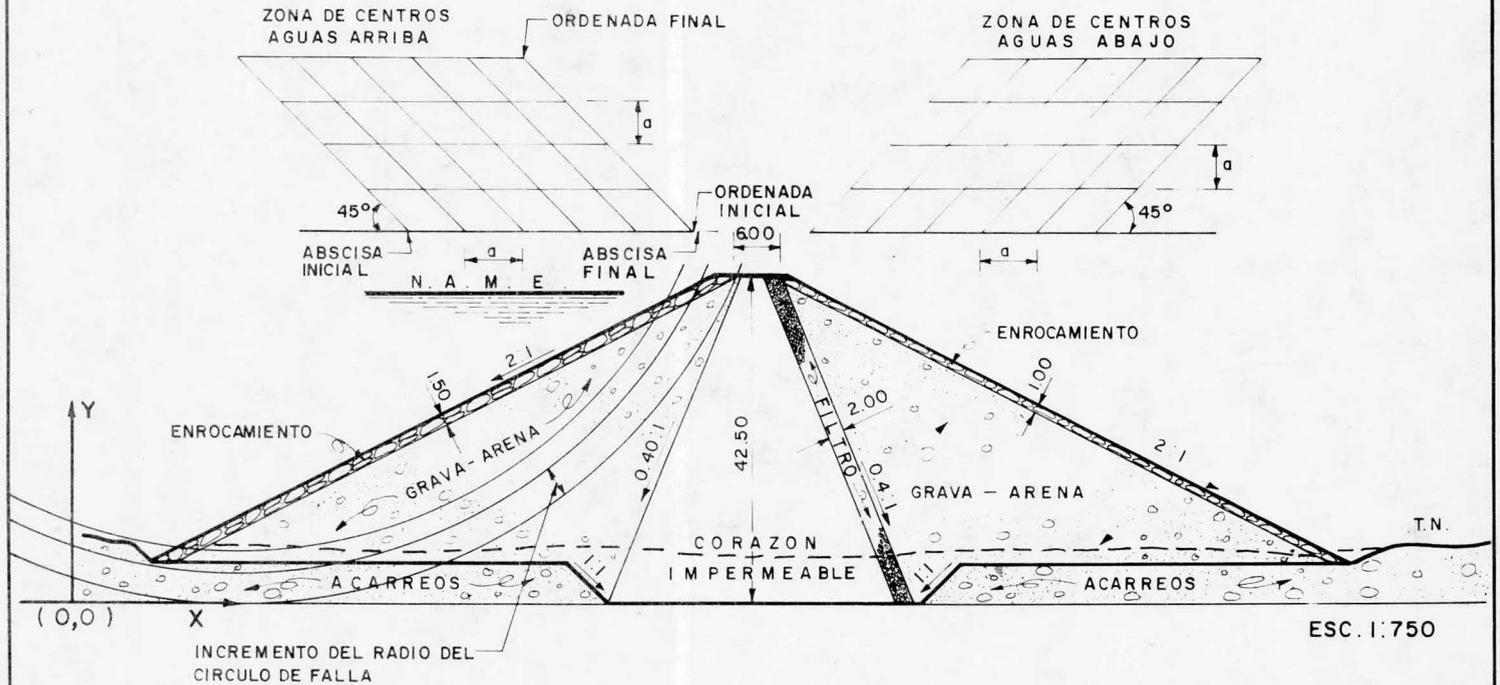


FIG. IV. 2

El programa proporciona los factores de seguridad de todos los círculos analizados y da un resumen de los factores mínimos de seguridad, los cuales corresponden a los círculos críticos de falla.

En el resumen se indica si los factores de seguridad mínimos obtenidos corresponden a presa llena o vacía, en condiciones iniciales o finales y con sismo o sin el.

A continuación se dan las propiedades físicas de los materiales que se pretenden emplear en la cortina de "La Laborcita". También se dan los factores de seguridad mínimos obtenidos con la computadora, mediante el proceso descrito anteriormente, para la sección máxima propuesta. Asimismo, se dan los factores de seguridad mínimos establecidos por la S.A.R.H. para poder efectuar una comparación y decidir, finalmente, si la sección se acepta o no según su estabilidad.

Propiedades Físicas de los Materiales.

Material	Peso volumétrico (T/m^3)			Angulo de fricción.	Cohesión C (T/m^2)
	Seco	Húmedo	Saturado		
Enrocamiento.	1.550		1.950	45°	0.00
Grava y arena.	1.950		2.000	40°	0.00
Grava y arena selecta	2.000		2.250	35°	0.00
Impermeable-iniciales	1.320	1.800	1.810	8°	3.00
Impermeable-finales	1.400	1.850	1.880	13°	3.00
Acarreos	2.100		2.200	38°	0.00

Factores de seguridad.

Tipo de Condición	Factor de Seguridad mínimo establecido por S.A.R.H.	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo	Factor de Seguridad mínimo obtenido para "La Laborcita"	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo.
Presas llenas						
Cond. iniciales sin sismo	1.50	1.50		1.783		1.745
Cond. iniciales con sismo	1.30	1.20		1.421		1.384
Cond. Finales sin sismo	1.45	1.45		1.783		1.745
Cond. finales con sismo	1.10	1.30		1.416		1.384
Presas vacías						
Cond. iniciales sin sismo	1.10	1.35		1.678		1.745
Cond. iniciales con sismo	1.00	1.15		1.345		1.384
Cond. finales sin sismo	1.50	1.50		1.678		1.745
Cond. finales con sismo	1.25	1.30		1.345		1.384

Comparando los factores de seguridad obtenidos para la cortina de "La Laborcita" con los factores mínimos establecidos por la S.A.R.H. se observa que los primeros siempre resultaron mayores. Por lo anterior, se concluye que la sección de la cortina propuesta es estable y se acepta como definitiva para este proyecto. La sección máxima de la cortina se puede ver en la figura IV.2

IV,2 VERTEDOR.

El vertedor se localizará en la margen izquierda de la boquilla, ya que en este sitio se reúnen las condiciones geotéc-

nicas y topográficas necesarias para su ubicación,

La estructura que se propone es un vertedor de cresta ancha, recta y con descarga libre (sin compuertas). La descarga del vertedor será recibida por un canal revestido de concreto con una cubeta deflectora colocada en su extremo inferior, que disipará la energía cinética del agua y arrojará esta al cauce del arroyo, aguas abajo de la cortina.

El agua llegará al vertedor por un canal de acceso excavado dentro del vaso a partir de la elev, 1965.86 m.s.n.m. Este canal se revestirá de concreto en una longitud de 12.00 m, antes del paramento de la cresta vertedora, tendrá un ancho variable y su talud en la margen izquierda será de 0.5:1, en la margen derecha el talud variará de 0.5:1 a 1:1 y de 1:1 a 2:1. El revestimiento se propone para evitar socavaciones en el inicio del vertedor.

IV.2.1. Dimensionamiento hidrológico del vertedor.

Las dimensiones hidrológicas que debe tener el vertedor para descargar el gasto máximo ($T_r = 10,000$ años), se han calculado en el capítulo III, en la parte correspondiente al tránsito de avenidas. El gasto máximo de descarga resultó ser $Q = 107.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$; la longitud de la cresta vertedora será de 10.00 m. y la carga máxima (N.A.M.E. - elev. cresta) resultante es de 3.28 m,

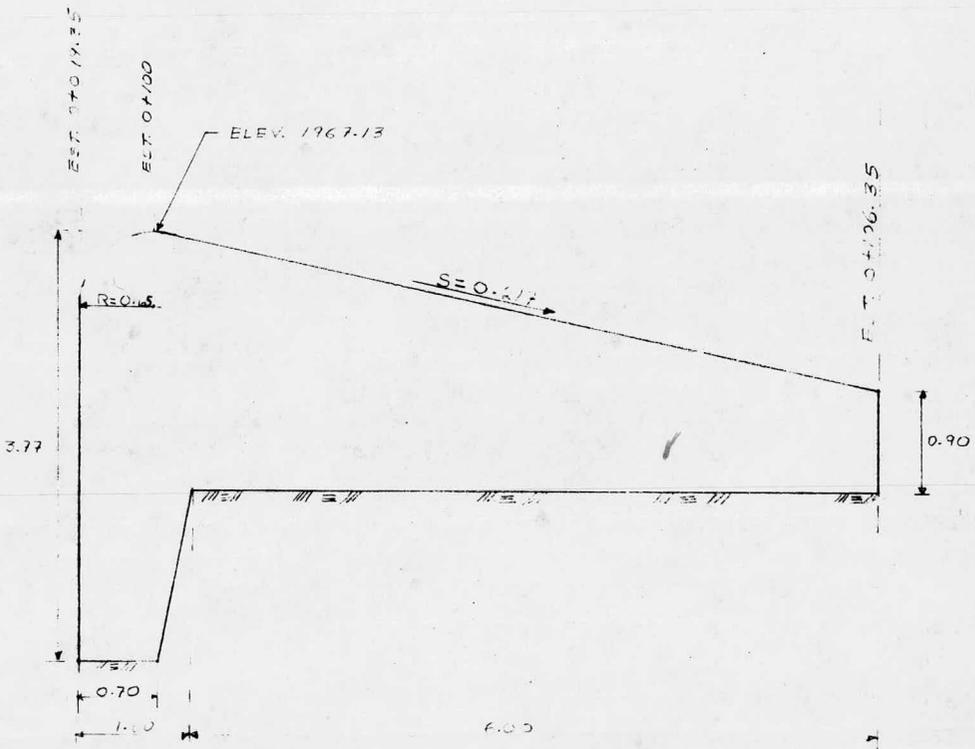
Tomando en cuenta la topografía del sitio escogido para localizar el vertedor y considerando que su canal de descarga deberá quedar completamente enterrado, se propone adoptar una pendiente $S = 0.217$ desde el nivel de la cresta vertedora hasta el punto donde empezará la cubeta deflectora. La pendiente propuesta se revisará hidráulicamente para verificar que sea mayor a la pendiente crítica que resulte y así garantizar el correcto funcionamiento del canal. Se propone un ancho de plantilla de 10,00 m. y taludes de 0.5:1 para el canal de descarga.

Una vez trazado en planta el eje del vertedor y de sus estructuras complementarias sobre el plano topográfico de la boqui

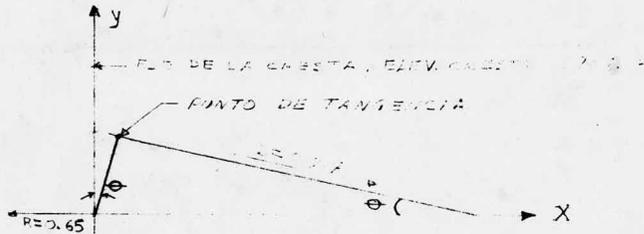
lla y midiendo la escala correspondiente, se fijó el cadenamiento a 0 + 218 como el punto donde iniciará la cubeta deflectora.

Los cadenamientos se dan a partir de la estación 0 + 100, que corresponde al eje de la cresta del vertedor. Este cadenamiento se propone arbitrariamente a fin de no tener estaciones negativas en el canal de acceso.

La geometría que se propone para el cimacio del vertedor que nos ocupa es la siguiente.



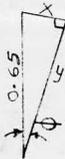
En el cimacio propuesto, el punto de tangencia de la arista de entrada redondeada con la línea inclinada se determina de la siguiente manera



Sabemos que $\text{Tan } \theta = \frac{y}{x} = S$

$\therefore \theta = \text{arc. tan. } 0.217 = 12.2434^\circ$

Entonces, la distancia (X) del eje de la cresta al punto de tangencia es:



$\text{Sen } \theta = \frac{X}{R}$

$\therefore X = R \text{ Sen } \theta = 0.65 \text{ Sen } 12,2434^\circ = 0.14 \text{ m.}$

Si el eje de la cresta está en la estación 0 + 100, entonces la estación del punto de tangencia es:

$\text{Est. P.T.} = 0 + 100 + 0.14 = 0+100,14 \text{ m.}$

La elevación del punto de tangencia es :

$\text{Cos } \theta = \frac{y}{0.65} = y = 0.65 \text{ cos. } 12.2434^\circ = 0.64 \text{ m.}$

Como la elevación de la cresta vertedora es la 1967,13

$$\therefore \text{Elev. P.T.} = 1967.13 - (0.65 - 0.64) = 1967.12 \text{ m.}$$

La elevación en la estación 0 + 106.35 será

$$\text{Longitud} = 106.35 - 100.14 = 6.21 \text{ m.}$$

\therefore El desnivel entre el punto de tangencia y la est. 0 + 106.35 es:

$$Z = \text{Longitud} \times \text{pendiente} = 6.21 \times 0.217 = 1.35 \text{ m.}$$

Finalmente, la elev. buscada es.

$$\begin{aligned} \text{Elev. est. 0 + 106.35} &= \text{elev. P.T.} - Z \\ &= 1967.12 - 1.35 = 1965.77 \text{ m.} \end{aligned}$$

Determinación de la elevación donde termina el canal de descarga y empieza la cubeta deflectora.

$$\text{Longitud de canal} = 218 - 106.35 = 111.65 \text{ m.}$$

$$\text{Desnivel } Z = \text{pendiente} \times \text{longitud}$$

$$\therefore Z = 0.217 \times 111.65 = 24.23 \text{ m.}$$

\therefore La elevación en la est. 0 + 218, que es la que se busca es.

$$\text{Elev. est. 0 + 218} = 1965.77 - 24.23 = \underline{1941.54 \text{ m.}}$$

IV. 2.2. Cálculo hidráulico del vertedor.

El cálculo hidráulico se hace para revisar que la pendiente $S = 0.217$, adoptada según la topografía, sea mayor que la pendiente crítica que resulte, a fin de garantizar el buen funcionamiento del canal (que no se forme salto hidráulico); también para determinar el perfil del agua a lo largo del canal de descarga, con el fin de calcular el bordo libre necesario y así proponer la altura del revestimiento en sus paredes laterales.

Para efectuar la revisión hidráulica, es necesario fijar una sección de control, es decir, una sección hidráulica de ca-

racterísticas conocidas para determinar a partir de ella las secciones subsecuentes.

La sección de control se supone, para fines prácticos, que se presenta en el punto dónde cambia de régimen una corriente, es decir, que un flujo pase de régimen lento a rápido o viceversa.

En el vertedor que nos ocupa, la sección de control se ubica en la estación 0 +100, que corresponde al eje de la cresta vertedora. En este punto, el régimen de la corriente pasa de lento a rápido, debido a la pendiente del cimacio y del canal de descarga.

Las características de la sección de control, llamadas características hidráulicas críticas en una sección cualquiera, se determinan con la siguiente fórmula.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^2}{T} \quad (\text{IV. 8})$$

Para una sección trapecial A y T se valían como:

$$A = b d c + m d c^2 \quad (\text{IV. 9})$$

$$T = b + 2 m d c \quad (\text{IV. 10})$$

Sustituyendo (IV.9 y (IV.10) en la ecuación (IV.8), se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b d c + m d c^2)^3}{2 b d c + 2 m d c} \quad (\text{IV.8.a.})$$

Dónde:

Q = Gasto de diseño

g = Aceleración gravitacional = 9,81 m/seg²

b = Ancho de la plantilla

dc = Tirante crítico, es el valor límite del tirante en el instante de cambio de régimen.

m = Talud de las paredes.

La ecuación (IV.8.a.) se resuelve por tanteos, dando valo-

res al tirante crítico (d c) hasta igualar ambos miembros.

Para hacer el cálculo hidráulico, se tienen los siguientes datos en la cresta vertedora:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{Tr}} = 10,000 \text{ años} = 107.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$b = 10.00 \text{ m.}$$

$$m = 0.5:1$$

Sustituyendo los valores de Q y g en la ecuación (IV.8.a.) se tiene que el primer miembro vale:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(107.42)^2}{9.81} = 1,176.255$$

Obteniendo por tanteos el tirante crítico, este resulta ser:

$$d c = 2.18906$$

Entonces, el segundo miembro de la ec. (IV. 8.a.) vale:

$$\begin{aligned} \frac{A^3}{T} &= \frac{(bdc + mdc^2)^3}{b + 2 mdc} = \frac{(10 \times 2.18906 + 0.5 (2.18906)^2)^3}{10 + 2 \times 0.5 (2.18906)} \\ &= \frac{(24.2866)^3}{12.1891} = 1175.245 \end{aligned}$$

$$\text{Como } 1176.255 \doteq 1175.245$$

∴ dc = 2.18906 es correcto, y es el tirante crítico en la cresta vertedora. A partir del tirante crítico calculado, se obtienen las características hidráulicas de la sección de control, estas son:

$$A_c = \text{área crítica} = bdc + mdc^2$$

$$\therefore A_c = 10 \times 2.18906 + 0.5 (2.18906)^2 = 24.287 \text{ m}^2$$

De la ecuación de continuidad

$$Q = V A \implies V_c = \frac{Q}{AC}$$

$$\therefore V_c = \frac{107.42}{24.287} = 4.423 \text{ m/seg.}$$

Para determinar la pendiente crítica (S_c) se utilizará la fórmula de Manning, que es:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{IV.9})$$

Donde:

V = Velocidad

n = Coeficiente de rugosidad del material que constituye el fondo y paredes de la sección por donde circula el agua.

r = radio hidráulico = $\frac{A}{P}$

A = Area Hidráulica

p = Perímetro mojado

S = Pendiente del canal.

Considerando las características críticas, la fórmula de Manning queda:

$$V_c = \frac{1}{n} r_c^{2/3} S_c^{1/2}$$

Despejando, la pendiente crítica se valúa como:

$$S_c = \left(\frac{V_c n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.9.a.})$$

$$r_c = \frac{AC}{Pc} \quad (\text{IV.9.b.})$$

P_c , para secciones trapeziales su calcula como:

$$P_c = b + 2 dc \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{IV.10})$$

Sustituyendo los datos en la ecuación (IV.10), tenemos:

$$P_c = 10 + 2 (2,18906) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 14,895 \text{ m,}$$

Sustituyendo los valores Ac y Pc en la ecuación (IV.9.b), resulta:

$$r_c = \frac{24.287 \text{ m}^2}{14.895 \text{ m}} = 1.6208 \text{ m.}$$

$$r_c^{2/3} = r_c^{0.6667} = (1.6208)^{0.6667} = 1.3798$$

Para canales revestidos de concreto, el coeficiente de rugosidad (n) de Manning vale:

$$n = 0.015$$

Sustituyendo los valores de Vc, n, y $r_c^{2/3}$ en la ecuación (IV.9,a), la pendiente crítica (Sc) resulta:

$$Sc = \left(\frac{4.423 \times 0.015}{1.3798} \right)^2 = 0.0023$$

Comparando la pendiente adoptada según las condiciones topográficas para el cimacio del vertedor y el canal de descarga ($S = 0,217$) con la pendiente crítica resultante ($Sc = 0.0023$) se observa que la primera es mucho mayor a la segunda, por lo que se cumple la condición de que $S > Sc$. Por lo tanto, se garantiza el buen funcionamiento hidráulico del vertedor propuesto.

En resumen, las características hidráulicas de la sección de control son:

$$\text{Tirante crítico} = dc = 2.18906 \text{ m.}$$

$$\text{Area crítica} = Ac = 24.287 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad crítica} = Vc = 4.423 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Pendiente críticas} = Sc = 0.0023$$

A partir del tirante crítico calculado en la est. 0+100 (eje de la cresta vertedora) se calcularán los tirantes a lo largo del canal de descarga (perfil del agua), con el fin de calcular su bordo libre y determinar la altura de su muros laterales.

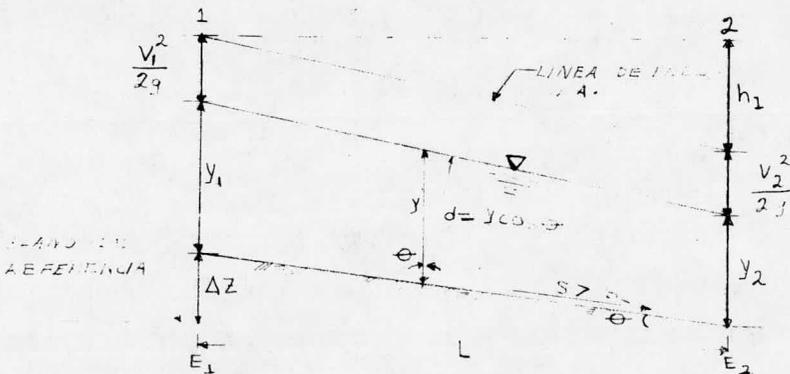
Para obtener el perfil del agua en el canal de descarga, se utiliza el método de incrementos finitos. El método es útil cuando se desea conocer el tirante en cualquier sección del canal, siempre que las características de éste (sección, pendiente y rugosidad) sean constantes. Por facilidad de cálculo, conviene elegir secciones separadas las mismas distancias.

El método consiste en determinar sucesivamente los tirantes a partir de una sección de control fijada previamente. Si el cambio de régimen es a supercrítico se procede a calcular los tirantes hacia aguas abajo de la sección de control y si el cambio es a subcrítico se procede a la inversa, es decir, hacia aguas arriba de la sección de control.

La ecuación que se utiliza para determinar los tirantes es la siguiente:

$$E_1 = E_2 \quad (IV.11)$$

La expresión (IV.11) se conoce como "ecuación de la energía" y expresa que: "la energía absoluta de una corriente en una sección transversal es igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas intermedias".* En la figura siguiente se expresan los términos de la ecuación de la energía,



* Diseño de Presa Pequeñas. Una publicación Técnica de Recursos Hidráulicos. Edit. Continental. S.A. 7a. impresión, 1978. México.

De la figura anterior se tiene que:

$$E_1 = \Delta z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (a)$$

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hl \quad (b)$$

Sustituyendo (a) y (b) en la ecuación (IV,11) queda:

$$\Delta z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hl \quad (IV,11,a)$$

Dónde:

$$\Delta z = SL$$

V = Velocidad

g = Aceleración gravitacional

$hl = \left(\frac{V_m n}{2/3} \right)^2 L =$ Pérdidas por fricción en el tramo L;
considera la r_m sección hidráulica media del tramo,

n = Coeficiente de rugosidad del material que constituye el fondo y paredes del canal.

Finalmente, la ecuación de la energía se puede expresar como:

$$\Delta z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_m n}{r_m} \right)^2 L \quad (IV,11,b.)$$

La velocidad se calcula como:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Para un canal trapecial, se tiene:

$$A = by + my^2$$

b = Ancho de plantilla

m = Talud de las paredes del canal

$$r = \frac{A}{P} = \text{radio hidráulico}$$

$$P = b + 2y\sqrt{m^2 + 1}$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}$$

La ecuación (IV.11.b.) se resuelve por aproximaciones, es decir, se proponen valores de Y_2 hasta satisfacer la igualdad ya que el valor del primer miembro (E_1) es conocido.

Una vez encontrado el valor de Y_2 que satisface la igualdad, se calcula el tirante correspondiente a la sección para la cual se determinó la energía (E_2). El tirante para esa sección es:

$$d = Y \cos \theta$$

Donde θ es el ángulo que forma la pendiente del fondo del canal con la horizontal.

Aplicando el método expuesto a nuestro canal de descarga tenemos:

Datos.

$$Q = 107.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 10.00 \text{ m.}$$

$$m = 0.5:1$$

$$n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

Longitud total de canal = 118.0 m. (de la est. 0 + 100 a la 0 + 218), Los tirantes se determinarán a cada 11.80 m. a partir de la sección de control (cresta vertedora), hasta llegar al inicio del deflector (est. 0 + 218).

El tirante en la sección de control es:

$$d_i = Y_1 = dc = 2.18906 \text{ m.}$$

$$\therefore A_1 = by_1 + my_1^2 = 10 (2.18906) + 0.5 (2.18906)^2 = 24.287 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{107.42}{24.287} = 4.423 \text{ m/seg.}$$

Utilizando la ecuación (IV.11.b), la energía (E_1) en la sección de control vale:

$$E_1 = \Delta z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\Delta z = 0.217 \times 11.80 = 2.5606 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 2.18906 \text{ m.}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{(4.423)^2}{19.62} = 0.9971 \text{ m.}$$

$$\therefore E_1 = 2.5606 + 2.1891 + 0.9971 = 5.7468 \text{ m.}$$

Los valores de Y que satisfacen la ecuación (IV.11.b) a cada 11,80 m. y los tirantes (d) respectivos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla IV. 1. Tirantes que definen el perfil del agua en el canal de descarga del vertedor.

$$Q = 107.42 \text{ m}^3/\text{seg} \quad b = 10.00 \text{ m} \quad n = 0.015$$

$$m = 0.5 \quad S = 0.217 \quad \cos \theta = \cos 12,2434^\circ = 0.9773$$

Estación	z (m)	E_1 (m)	Y (m)	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	$(\frac{V_m n}{r_m})^2 L$	E_2 (m)	d=y cos θ (m)
0+100	2.5606	5.7468					2.1891
0+111.80	2.5606	8.2189	1.0759	4.5833	0.0936	5.7519	1.0506
0+123.60	2.5606	10.4008	0.8805	6.9597	0.2222	8.2151	0.8605
0+135.40	2.5606	12.3296	0.7785	8.9905	0.6312	10.4003	0.7608
0+147.20	2.5606	14.0054	0.7148	10.7300	0.8857	12.3305	0.6986
0+159.00	2.5606	15.4379	0.6716	12.2057	1.1266	14.0039	0.6564
0+170.80	2.5606	16.6529	0.6407	13.4516	1.3468	15.4391	0.6262
0+182.60	2.5606	17.6684	0.6180	14.4898	1.5428	16.6506	0.6040
0+194.40	2.5606	18.5131	0.6009	15.3516	1.7133	17.6658	0.5873
0+206.20	2.5606	19.2123	0.5878	16.0639	1.8596	18.5114	0.5745
0+218			0.5776	16.6528	1.9839	19.2143	0.5645

Conociendo los tirantes que se presentan a lo largo del canal de descarga, procederemos a determinar la altura de sus muros. La altura de muros se calcula como; tirante + bordo libre.

Para calcular el bordo libre en un canal que funciona con régimen supercrítico, se acostumbra utilizar la siguiente expresión empírica.

$$B.L. = 0.61 + 0.037 v \sqrt[3]{d} \quad (IV.12)$$

Dónde:

B.L. = Bordo libre en mts.

v = velocidad del agua en la sección de mayor energía, en m/seg.

d = Tirante en la sección de mayor energía, en mts.

Para el canal que nos ocupa, la sección con mayor energía está en la estación 0+218 (ver tabla IV.1)

El tirante en esa sección es:

$$d = 0,5645 \text{ m.}$$

Sabemos que el ancho de plantilla es $b = 10.0 \text{ m.}$ y el talud en las paredes es de $m = 0,5$

.'. El área hidráulica en esta sección es:

$$A = bd + md^2 = 10 \times 0,5645 + 0,5 (0,5645)^2 = 5,8043 \text{ m}^2$$

Utilizando la ecuación de continuidad, la velocidad resulta:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{107,42}{5,8043} = 18,507 \text{ m/seg.}$$

Sustituyendo los valores de d y V en la ecuación (IV.12), el bordo libre resulta:

$$B.L. = 0,61 + 0,037 (18,507) \sqrt[3]{0,5645} = 1,18 \text{ m,}$$

Finalmente, la altura de los muros del canal resulta:

$$H = B.L. + d = 1,18 + 0,5645 = 1,75$$

Se adoptará una altura en el canal de descarga de:

$$H = 2,00 \text{ mts.}$$

Una vez revisado el funcionamiento hidráulico del canal, y conociendo el tirante que se presenta en su extremo final, se calcularán las características de la cubeta deflectora.

Cabe aclarar que el uso de un deflector en la descarga del vertedor sólo es posible cuando en ese sitio el terreno de cimentación es de buena calidad, de preferencia roca sana. Tal es

el caso para la estructura que nos ocupa. Si las características geológicas del sitio fueran desfavorables, se proyectaría otro tipo de estructura disipadora de energía, o sea, un tanque amortiguador.

Para determinar el radio del deflector existen varios criterios empíricos. Las expresiones de dos de ellos y su aplicación son:

a) Criterio de la S.A.R.H.

$$R = 6d \text{ a } 10d$$

Donde:

d = tirante al inicio del deflector.

En la estructura que nos ocupa tenemos.

$$d = 0.5645 \text{ m.}$$

Según este criterio, el radio de la cubeta deflectora quedaría entre los siguientes valores,

$$R_1 = 6 (0.5645) = 3.40 \text{ m.}$$

$$R_2 = 10 (0.5645) = 5.65 \text{ m.}$$

b) Criterio de Elevatoski

Con éste criterio, el radio de un deflector se calcula como:

$$R = H^k$$

Donde:

H = Carga hidráulica. Se considera la diferencia de elevaciones del N.A.M.E. y del fondo del deflector.

K = Coeficiente que varía de 0.6 a 0.7

Para nuestro caso tenemos:

$$H = 29.00 \text{ m.}$$

y el radio, según este criterio quedaría comprendido entre los siguientes:

$$R_1 = 29^{0.6} = 7.54 \text{ m,}$$

$$R_2 = 29^{0.7} = 10.56 \text{ m.}$$

De los métodos expuestos, se concluye, debido a la variabi

lidad de resultados, el radio del deflector se puede adoptar en base a los valores que se obtengan con la utilización de un criterio determinado y a la proporcionalidad geométrica del deflector.

Para el proyecto de "La Laborcita" se adoptará un radio $R = 8,00$ m. y la nariz del deflector se ubicará en el punto donde el radio tenga un ángulo de giro de 30° a partir de su eje central.

La cubeta deflectora será del tipo "salto de ski" y de sección monolítica.

Cabe señalar que para evitar en lo posible subpresiones a lo largo del canal de descarga por efecto del agua infiltrada, se debe proyectar un sistema de drenaje. En este caso se propone utilizar tubos de concreto perforados, conectados entre sí y alojados en zanjas rellenas de grava limpia para drenes. Los tubos serán de 0.30 m. de diámetro y se alojarán en zanjas de 0,60 m. X 0,60 m. Descargarán longitudinalmente al pie de la naríz del deflector.

IV. 3 OBRA DE TOMA.

La obra de toma sirve para regular la salida del agua almacenada en la presa según los requerimientos que se tengan a guas abajo,

Existen diferentes tipos de obras de toma, por lo tanto se hace necesario clasificarlas de alguna manera. Una forma de clasificación es la siguiente:

a) Según el sitio de descarga pueden ser:

- Con salida al río
- Con salida a un canal
- Con salida a una tubería forzada

b) Según el tipo de conducción que se utilice pueden ser:

- De canal abierto
- De conducto cerrado (túneles, tuberías enterradas, etc.)
- Mixtas.

c) Según su operación hidráulica pueden ser:

-Con o sin compuertas.

-Trabajando como canal

-Trabajando a presión

-Mixtas.

En general, las obras de toma deben diseñarse para dejar pasar los gastos especificados, según las necesidades de agua, aguas abajo del almacenamiento.

Las descargas para riego se determinan a partir de un funcionamiento del vaso para un periodo crítico de poco escurrimiento, ya que se tiene poca agua almacenada y las demandas de riego son máximas.

El proyecto de una obra de toma determinada depende de la necesidad que se va a satisfacer, de la adaptabilidad del lugar, de los procedimientos de construcción y de la disposición de las otras estructuras auxiliares de la presa.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, la obra de toma que se propone para la presa "La Laborcita" es del siguiente tipo:

a) Con descarga a un canal

b) De conducto cerrado, formado con tubería de acero enterrada,

c) Con válvulas de compuerta colocadas cerca de la salida, por lo que trabajará a presión.

La obra de toma se colocará en la ladera derecha de la boquilla y estará integrada por las siguientes partes:

-Canal de acceso

-Estructura de entrada con rejillas.

-Tubería de acero trabajado a presión

-Caja de válvulas

-Estructura disipadora de energía

El umbral de la obra de toma quedará a la elevación 1946.50, que corresponde al volumen de azolves calculado para la presa.

Según la topografía, la elevación del umbral y en base a proyectos similares, se proponen las siguientes características

de las partes constitutivas de la obra de toma que nos ocupa:

-Canal de acceso.- Se excavará dentro del vaso a la elevación 1948.85. Sus taludes laterales serán de 0,5:1 y los radios de las curvas que describen los márgenes izquierda y derecha son de 25.00 m. y 57.00 m. respectivamente.

-Estructura de entrada.- Estará constituida por una caja de concreto armado, formada por una losa de cimentación de 0.30 m. de espesor, muros y losa de cubierta de 0,20 m. de espesor y rejilla formada por un marco de ángulos 2" X 2" X 1/4" y soleras de 1 1/3" X 7/16" espaciadas a cada 0.08 m. centro a centro. La rejilla estará dispuesta en los muros frontal y laterales, con una inclinación de 0,5:1. La finalidad de la rejilla es no dejar pasar la basura u otros objetos que puedan obstruir la tubería.

-Tubería.- Será de acero y estará ahoga en concreto simple. Asignando arbitrariamente el cadenamiento 0 + 100.00 a la cara de aguas arriba del muro frontal de la estructura de entrada, entonces la tubería iniciará en la estación 0 + 102.00 y terminará en la 0 + 207.376. Tendrá una longitud aproximada de 110.00 m.

-Caja de válvulas.- Empezará en la estación 0 + 206.376 y sus dimensiones interiores serán de 4.90 m. de largo, 3.40 m. de ancho y 3.45 m. de altura. El espesor de sus muros laterales y la losa de cimentación será de 0,30 m., la losa de cubierta tendrá un espesor de 0.15 m. Deberá contar con elementos auxiliares que permitan el acceso hasta las válvulas para su operación.

-Estructura disipadora.- Estará formada por un tanque amortiguador, donde se concentrará el chorro que saldrá de la tubería. Sus dimensiones interiores serán de 3,00 m. de ancho por 3.00 m. de largo. El agua pasará por una pantalla formada por una serie de orificios para tranquilizar su régimen y mediante un vertedor llegará al tanque disipador de energía. Finalmente el agua saldrá a un canal de conducción que la llevará hasta el

sitio de su utilización. Toda la estructura disipadora tendrá un espesor de muros y de losa de cimentación de 0.20 m. y terminará en la estación 0 + 226.476.

IV.3.1. Dimensionamiento hidrológico de la obra de toma.

El dimensionamiento hidrológico de la obra de toma consistirá, básicamente, en determinar el diámetro necesario del conducto para obtener a la salida el gasto demandado para riego, en función de una carga hidráulica mínima disponible dentro del vaso.

Cuando la descarga de la obra de toma se ha de utilizar para generar energía debe darse un diámetro tal que la velocidad de circulación del agua dentro de la tubería no sea muy grande, a efecto de reducir las pérdidas de carga por fricción.

En el caso del dimensionamiento de un conducto, cuya descarga se vaya a utilizar para riego, la condición anterior no tiene razón de ser y la única restricción será que la velocidad dentro del conducto no produzca cavitación (presiones negativas o succión) o que sus efectos en los atraques de la tubería no rebasen los límites permitidos.

Según investigaciones realizadas con respecto a la cavitación, se ha concluido que esta se puede presentar si:

$$\nabla_c \geq \frac{h_{dis} - h_{vap}}{\frac{V^2}{2g}} \quad (IV.13)$$

La expresión IV.13 se conoce como fórmula de Thoma, donde:

∇_c = Coeficiente, cuyo valor extremo (obtenido experimentalmente para concretos toscamente acabados y con juntas irregulares) es de 2,5

h_{dis} = Carga de presión en el sitio en estudio.

h_{vap} = Carga de vaporización = -9.7 m. (al nivel del mar)

V = Velocidad de líquido en la zona en estudio

g = Aceleración gravitacional.

Por otro lado, la carga total en una tubería a presión se puede expresar como:

$$H = h_f + h_L + h_V \quad (\text{IV.14})$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga por fricción entre el agua y la tubería.

h_V = Pérdida de carga de velocidad en la válvula de control

h_L = Pérdida de carga por entrada, codos, contracciones, etc., que se tienen a lo largo de la tubería.

Las pérdidas mencionadas se pueden calcular como:

$$h_f = \left(\frac{V^2 n}{r^{2/3}} \right)^2 L \quad (\text{a})$$

$$h_V = \frac{V^2}{2g} + K_V \frac{V^2}{2g} \quad (\text{b})$$

$$h_L = \frac{\sum K V^2}{2g} \quad (\text{c})$$

Sustituyendo (a), (b) y (c) en (IV.14) queda:

$$H = \left(\frac{V^2 n}{r^{2/3}} \right)^2 L + \frac{\sum K V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g} + K_V \frac{V^2}{2g}$$

Factorizando resulta:

$$H = \left[\left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L + \frac{\sum K}{2g} \right] V^2 + (1 + K_V) \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.14.a.})$$

Donde:

K = A la suma de los coeficientes de pérdida de carga por entrada, codos, etc. a lo largo de la tubería

n = Coeficiente de rugosidad de la tubería (de Manning)

r = Radio hidráulico = $\frac{\text{área hidráulica}}{\text{perímetro mojado}}$

L = Longitud de la tubería, en el tramo considerado.

K_V = Coeficiente de pérdida por la válvula de control.

V = Velocidad de descarga de la válvula.

Además, si se aplica el teorema de Bernoulli* entre la sección de tubería inmediata a la válvula y la descarga de ésta, se tiene:

$$\frac{v^2}{2g} + h_{\text{dis}} = (1 + K_v) \frac{v^2}{2g} \quad (\text{IV.15})$$

Igualando las ecuaciones (IV.14.a) y (IV.15) con cero e igualándolas entre sí resulta:

$$H - \left[\left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L + \frac{\Sigma K}{2g} \right] v^2 = h_{\text{dis}} + \frac{v^2}{2g}$$

Despejando la carga de presión (h_{dis}) se tiene.

$$h_{\text{dis}} = H - \left(\frac{v^2 n}{r^{2/3}} \right)^2 L - \frac{\Sigma K v^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}$$

Factorizando queda finalmente:

$$h_{\text{dis}} = H - \left[\frac{1 + \Sigma K}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L \right] v^2 \quad (\text{IV.16})$$

Sustituyendo la ecuación IV.16 en la IV 13 se tiene que:

$$\nabla_C = \frac{H - \left[\frac{1 + \Sigma K}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L \right] v^2 - h_{\text{vap}}}{\frac{v^2}{2g}}$$

Desarrollando, para despejar la velocidad (v) resulta que:

$$\nabla_C = \frac{2gH}{v^2} - \left[1 + \Sigma K + 2g \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L \right] - \frac{2g h_{\text{vap}}}{v^2}$$

$$\nabla_C + \left[1 + \Sigma K + 2g \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L \right] = \frac{2gH}{v^2} - \frac{2gh_{\text{vap}}}{v^2}$$

$$(H - h_{\text{vap}}) \cdot \frac{1}{v^2} = \frac{\nabla_C}{2g} + \left[\frac{1 + \Sigma K}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 L \right]$$

* Indica que la energía de una corriente en una sección transversal es igual a la energía en una sección aguas abajo mas las pérdidas intermedias.

$$V^2 = \frac{H - h_{\text{vap}}}{\frac{1 + \Sigma K + \nabla c}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}}\right)^2 L}$$

Finalmente:

$$V = \frac{\sqrt{H - h_{\text{vap}}}}{\sqrt{\frac{1 + \Sigma K + \nabla c}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}}\right)^2 L}}$$

Si utilizamos la ecuación de continuidad

$$Q = V A$$

Donde:

Q = gasto

V = Velocidad

A = Area hidráulica

Y sabiendo que el área hidráulica de un conducto circular que trabaja a presión es:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0,785 D^2$$

Entonces, una expresión para calcular el diámetro de un conducto circular trabajando a presión en función de las pérdidas del gasto y de la carga mínima disponible es:

$$D = \sqrt{\frac{\sqrt{\frac{1 + \nabla c + \Sigma K}{2g} + \left(\frac{n}{r^{2/3}}\right)^2 L}}{0,785}} \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H - h_{\text{vap}}}}} \quad (\text{IV}, 17)$$

Sabiendo que $\nabla c = 2,5$; $2g = 19,62 \text{ m/seg}^2$ y $h_{\text{vap}} = - 9,7 \text{ m.}$; entonces la ecuación (IV,17), sin considerar pérdidas queda:

$$D = \sqrt{\frac{\sqrt{\frac{1 + 2,5}{19,62}}}{0,785}} \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H + 9,7}}} = 0,74 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H + 9,7}}}$$

Y para considerar las pérdidas, en una primera aproximación, el diámetro se puede calcular como:

$$D = 0,80 \sqrt{\frac{Q}{H + 9,7}} \quad (\text{IV},18)$$

Con las expresiones obtenidas se calcula el diámetro (D) de una tubería que trabajará a presión; con una carga mínima (H) y para un gasto máximo (Q_m)

Se procede por aproximaciones, de la siguiente manera:

a) Se obtiene el diámetro aproximado (D_1) con la ecuación (IV,18)

b) Se calcula el radio hidráulico $r_1 = \frac{D_1^2}{4}$

c) Se suman los coeficientes de pérdidas (K) y con el r_1 calculado se aplica la ecuación (IV,17) y se obtiene un diámetro más aproximado (D_2)

d) Con (D_2) se calcula $r_2 = \frac{D_2^2}{4}$ y se aplica nuevamente la ecuación (IV,17)

e) Se repite el paso anterior para cada diámetro (D_n) calculado, hasta obtener un mismo resultado.

Las pérdidas de carga que se consideran y la forma de evaluarlas son las que siguen.

1.- Pérdidas por rejillas.- Se acostumbra considerarlas de 0,03 0,09 y 0,15 m. para velocidades de llegada de 0,3 0,45 y 0,60 m/seg respectivamente.

2.- Pérdidas por transición en la entrada.- Para entradas en forma de campana circular varían de 0,05 a 0,1 de $\frac{v^2}{2g}$ (carga de velocidad) y para entradas de campana cuadrada es de 0,2 de la carga de velocidad.

3.- Pérdidas por fricción en la tubería - Se pueden calcular de varias formas, pero las mas comunes son:

a) Con la fórmula de Hazen-Williams,

$$h_f = K \frac{L v^{1.852}}{d^{1.167}} \quad (\text{para el sistema métrico decimal})$$

Donde.

h_f = Pérdidas por fricción

V = Velocidad = $\frac{Q}{A}$

L = Longitud del tramo considerado

d = Diámetro de la tubería.

Algunos valores del coeficiente K son:

K	Material
0.0008	Tuberías lisas de fierro fundido nuevo.
0.0007	Tuberías lisas y tendidas perfectamente alineadas
0.0011	Tuberías nuevas remachadas
0.0014	Tuberías de fierro fundido con 20 años de uso.

Fórmula de Chezy.

$$h_f = \frac{6.345 n^2 V^2 L}{d^{1.333}} \quad (\text{para el sistema métrico decimal.})$$

Donde.

n = Coeficiente de rugosidad del material (según Manning).
vale en promedio 0.012 para tubos de acero.

V = Velocidad del agua

L = Longitud del tramo de tubería que se considera

d = Diámetro de la tubería

4.- Pérdidas por codos o por cambios de dirección. Se valúan como:

$$h_d = K \frac{V^2}{2g}$$

K = Coeficiente de pérdida, es función del ángulo de deflexión (Δ) del codo o del cambio de dirección.

Algunos valores de K son.

Δ°	K
1	0.026
10	0.083
20	0.120
30	0.140
40	0.160
50	0.180
90	0.260
100	0.270

5.- Pérdidas de carga en compuertas y válvulas, conos de reducción y otras disposiciones. En obturadores totalmente abiertos (compuertas) la pérdida de carga se valúa como:

$$h_v = K \frac{v^2}{2g}$$

Los valores del factor de pérdida K varían según el tipo de compuerta. Algunos valores de K son:

K	Tipo de compuerta
0.10	Valor promedio para compuertas grandes
0.20	Válvulas de agua
0.26	Válvulas de mariposa
0.10	Válvulas de compuerta totalmente abiertas.

En conos de reducción, la pérdida se valúa como:

$$h_r = K \frac{v^2}{2g}$$

K está en función de la relación del diámetro menor (d) entre el diámetro mayor (D). Algunos valores son.

$\frac{d}{D}$	K
0.2	0.46
0.4	0.41
0.6	0.28
0.8	0.10
1.0	0.0

En conos de ampliación se tiene:

$$h_a = K \left[\frac{A_2}{A_1} - 1 \right]^2 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

A_1 = Area transversal aguas arriba (área menor)

A_2 = Area transversal aguas abajo (área mayor)

K varía de 0.17 a 0.30 según el ángulo que forma la generatriz con el eje del cono. Los valores dados corresponden a ángulos de 1.5° y 6° respectivamente. Se acostumbra tomar un $K = 0.25$ para cualquier caso.

Una vez expuestos los coeficientes de pérdidas y con las expresiones obtenidas para calcular el diámetro, el dimensionamiento hidrológico de la obra de toma de la presa "La laborcita" se hace como sigue.

Datos.

La carga mínima disponible (H) se valúa como:

H = Elev. canal acceso - elev. ubral O.T. - diámetro supuesto.

$$H = 1948.85 - 1956.50 - 0.50 = 1.85 \text{ m.}$$

Suponiendo un espesor del tubo de 0,05 m. entonces.

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

$$Q_{\text{diseño}} = 0.40 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 110 \text{ mts.}$$

Considerando una pérdida por rejillas de 0.15 m., entonces la carga disponible a la entrada del conducto será.

$$H = 1.80 - 0.15 = 1.65 \text{ mts.}$$

Con la ecuación (IV.18), la primera aproximación del diámetro del conducto es:

$$D = 0.8 \sqrt{\frac{0.40}{1.65 + 9.7}} = 0.28 \text{ m.}$$

$$r = \frac{D}{4} = \frac{0.28}{4} = 0.07 \text{ m; } r^{2/3} = 0.1698$$

Para aplicar la ecuación (IV,17) se consideran las siguientes pérdidas.

1.- Por cambio de dirección a la entrada, después de la rejilla.

$$K_1 = 0,12$$

2.- Por entrada a la tubería (considerando entrada con forma de campana circular)

$$K_2 = 0,10$$

3.- Por fricción en la tubería .- Se considera tubo de acero con 20 años de uso.

$$K_3 = 0,0014$$

4.- Por 2 válvulas de compuerta trabajando totalmente abiertas.

$K = 0,1$ para una compuerta

$K_4 = 0,2$ para dos compuertas

5.- Por codo de 90°

$$K_5 = 0,26$$

6.- Por salida o expansión brusca

$$K_6 = 0,30$$

$$\dots \sum_{n=1}^6 K_n = 0,9814$$

Con la ecuación (IV,17), se tiene.

$$D_2 = \sqrt{\frac{1 + 2,5 + 0,9814}{19,62} + \frac{(0,012)^2}{(0,1698)^2}} \cdot \frac{110}{0,785} \sqrt{\frac{0,40}{111,35}}$$

$$D_2 = 1,0486 (0,3444) = 0,3611 \text{ m.}$$

$$r_2 = \frac{D_2}{4} = 0,0903 \text{ m.} ; r_2^{2/3} = 0,2013$$

Análogamente:

$$D_3 = 0,3410$$

$$r_3 = 0,0853 \text{ m.} ; r_3^{2/3} = 0,1937$$

$$D_4 = 0,3453 \text{ m.}$$

$$r_4 = 0,0863 \text{ m.} ; r_4^{2/3} = 0,1953$$

$$D_5 = 0,3450 \text{ m.}$$

$D_5 = D_4$ por lo que el diámetro necesario es $D = 0,345$ m.

El diámetro necesario para dar el gasto ($Q = 0,40$ m³/seg) a la salida de la obra de toma es $D = 0,345$ mts., pero se considera adecuado colocar un tubo con diámetro de 20" = 0,508 m. a fin de facilitar la inspección interior, en caso necesario.

IV.3.2 Cálculo hidráulico de la obra de toma.

El cálculo hidráulico consistirá en la determinación de todas las pérdidas que se tendrán a lo largo de la conducción por la obra de toma, a fin de obtener el nivel mínimo del agua dentro del vaso que proporcione la carga necesaria para extraer el gasto de diseño.

Se tienen los siguientes datos, derivados de los cálculos anteriores...

Elev. umbral de la tubería de la O.T.	1956,50 m.
Elev. del canal de acceso	1948,85 m.
Nivel de conservación (N.A.M.O)	1967,13 m.
Nivel de aguas extraordinarias (N.A.M.E.)	1970,41 m.
Longitud de la tubería en la O.T.	110,0 m.
Gasto de diseño de la O.T.	0,40 m ³ /seg.

Las pérdidas que se tienen son:

1.- Por rejillas.- se considera:

$$h_r = 0,15 \text{ m.}$$

2.- Por cambio de dirección después de la rejilla.

$$h_d = K \frac{V^2}{2g}$$

Considerando la velocidad de llegada al tubo de $V = 0,6$ m/s

y $K = 0,12$ (para $\Delta = 20^\circ$)

$$\Delta = A \tan \frac{0,508}{1,50} = 1871^\circ \approx 20^\circ$$

$$\therefore h_d = 0,12 \frac{(0,6)^2}{19,62} = 0,002 \text{ m.}$$

3.- Por entrada a la tubería.

$$h_e = K_e \frac{V^2}{2g}$$

$K_e = 0,10$ por entrada en forma de campana circular,

$$D = 20'' = 0.508 \text{ m.}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.785 D^2 = 0.785 (0.508)^2 = 0.2027 \text{ m}^2$$

$$Q = V A \quad V = \frac{Q}{A} = \frac{0.4}{0.2027} = 1.9734 \text{ m/seg.}$$

$$\therefore h_e = 0.10 \frac{(1.9734)^2}{19.62} = 0.020 \text{ m.}$$

4.- Por fricción .- Se utilizará el criterio de Hazen-Williams.

$$h_f = K \frac{L V^{1.852}}{d^{1.167}}$$

$$K = 0.0014 \text{ (tubería de acero con 20 años de uso)}$$

$$\therefore h_f = 0.0014 \frac{110 (1.9734)^{1.852}}{(0.508)^{1.167}} = 1.20 \text{ m.}$$

5.- Por dos válvulas de compuerta.

$$h_v = 2 \left(K \frac{v^2}{2g} \right) = 2 \left(0.10 \frac{(1.9734)^2}{19.62} \right) = 0.04 \text{ m.}$$

$$K = 0.10 \text{ para válvulas totalmente abiertas.}$$

6.- Por codo de 90° a la salida.

$$h_c = K_C \frac{v^2}{2g}.$$

$$K_C = 0.26$$

$$\therefore h_c = 0.26 \left(\frac{1.9734^2}{19.62} \right) = 0.052 \text{ m.}$$

7.- Por salida:

$$h_s = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}.$$

$$V_1 = \text{Velocidad del flujo en la tubería} = 1.9734 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = \text{Velocidad del flujo en el tanque amortiguador.}$$

$$A_2 = 3.20 \times 3.20 = 10.24 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.4}{10.24} = 0.0391 \text{ m/seg.}$$

$$\therefore h_s = \frac{(1.9734 - 0.0391)^2}{19.62} = 0.191 \text{ m.}$$

En resumen, la suma de pérdidas consideradas es:

$$h_r = 0.150 \text{ m.}$$

$$h_d = 0.002 \text{ m.}$$

$$h_e = 0.020 \text{ m.}$$

$$h_f = 1.200 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.040 \text{ m.}$$

$$h_c = 0.052 \text{ m.}$$

$$h_s = 0.191 \text{ m.}$$

$$\Sigma h = 1.655 \text{ m.}$$

Si el umbral de la tubería está a la elev. 1946.50 m. entonces el nivel mínimo de operación será:

$$\text{N.A.MIN.O.} = 1946.50 + 0.508 + 0.05 + 1.655 = 1948.75 \text{ m.}$$

Como el canal de acceso se fijó a la elevación 1948.85 m. se concluye que el gasto demandado ($Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{seg}$) para la zona de riego se podrá extraer por la obra de toma siempre que dentro del vaso el nivel del agua alcance la elevación del canal de acceso. Obviamente, para cargas mayores que la correspondiente al N.A.MIN.O. se tendrán gastos mayores, que habrán de regularse operando la válvula de control.

Con respecto a la estructura terminal de una obra de toma con tubería trabajando a presión se puede decir que, en general consta de las siguientes partes.

a) Tanque amortiguador.- Va colocado inmediatamente a la salida de la tubería. En él se produce un amortiguamiento hidráulico debido a la difusión y turbulencia de la corriente. Para proyectarlo no se ha determinado ningún método general, sin embargo, por medio de la experimentación con modelos hidráulicos se han obtenido resultados en base a los cuales se hacen las siguientes recomendaciones.

1.- Dimensionar el tanque de manera que la velocidad del agua a su paso por él, no sea mayor que 1.0 m/seg.

2.- Dar una profundidad mínima de 1.00 m. por razones constructivas.

b) Pantalla deflectora.- Su objetivo es incrementar la pérdida de carga, obtener un régimen tranquilo en el tanque de reposo y controlar el gasto de salida. Consta de una serie de orificios cuya suma de áreas es A_1 y está separada de la plantilla formando un orificio de área A_2 . La pérdida de carga en la pantalla se calcula con la fórmula para orificios ahogados, que es:

$$h_p = \frac{Q^2}{(c_1 A_1 + c_2 A_2)^2 2g}$$

Donde:

h_p = Pérdida de carga en la pantalla.

Q = Gasto de diseño

C = Coeficiente de Contracción del orificio

A = Area del orificio

g = Aceleración gravitacional.

c) tanque de reposo.- Está limitado por la pantalla y el vertedor. Aquí el agua debe adquirir un aparente estado de reposo, para lograrlo se recomienda que su longitud no sea menor que siete veces la carga sobre el vertedor de pared delgada.

d) Escala de gastos.- Se coloca dentro del tanque de reposo a una distancia aguas arriba del vertedor no menor que 2,5 veces la carga sobre éste. Se calcula con la ecuación de H. King, para vertedores de cresta delgada, que es:

$$Q = 1,78 L H^{1.47} \left(1 + 0,56 \frac{H^2}{d^2} \right)$$

Dónde;

Q = Gasto, en m^3 /seg

L = Longitud del vertedor, en m.

d = Tirante del tanque de reposo, en m. = $P + H$

H = Carga sobre el vertedor, en m.

P = Altura del vertedor o escalón, en m.

La ecuación se resuelve por aproximaciones, proponiendo valores de H, hasta obtener los gastos deseados.

Las estructuras que forman la presa "La Laborcita", así como su ubicación y la localización general de la obra se pueden observar en los planos que forman el anexo I de este trabajo.

CAPITULO V. CONCLUSIONES.

Con el desarrollo del presente trabajo se obtienen las siguientes conclusiones:

Con la construcción de la presa "La Laborcita" se controlará un volumen de agua de aproximadamente $654,514 \text{ m}^3$ que dejarán de inundar el aeropuerto de la Ciudad de León Guanajuato.

Para el diseño de presas existe una gran variedad de criterios y métodos; por ello, la experiencia del proyectista juega un papel muy importante ya que debe elegir los mas adecuados en cuanto a su aplicación y a sus resultados. El ingeniero proyectista de presas debe utilizar procedimientos de cálculo prácticos y aplicables a sus necesidades particulares, a fin de obtener resultados fácilmente aprovechables.

Debido a que en la ingeniería no existen soluciones únicas, la secuencia seguida en el proyecto de cualquier presa no debe ser normativa de criterios. En consecuencia, se acepta la existencia de otras formas para ubicar y seleccionar las estructuras que constituyan una presa diferente a la que aquí se presenta y que cumpla con el mismo objetivo.

Los criterios de diseño utilizados en este trabajo son los que a juicio personal, cumplen con el objetivo principal de la ingeniería civil, que es el de proyectar obras que sean técnica y economicamente factibles.

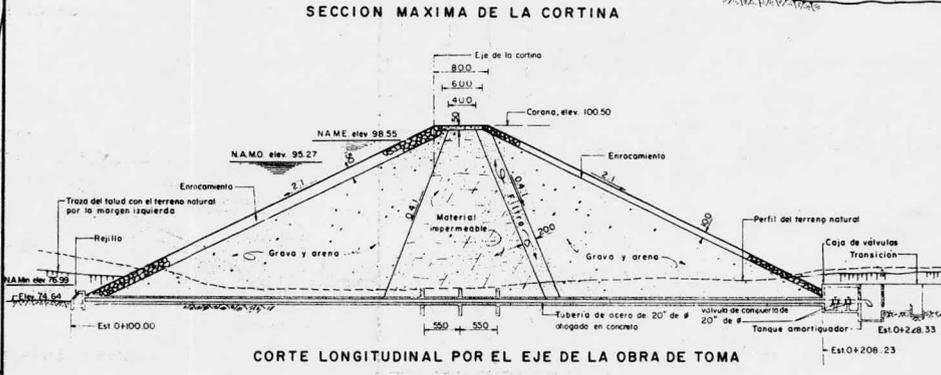
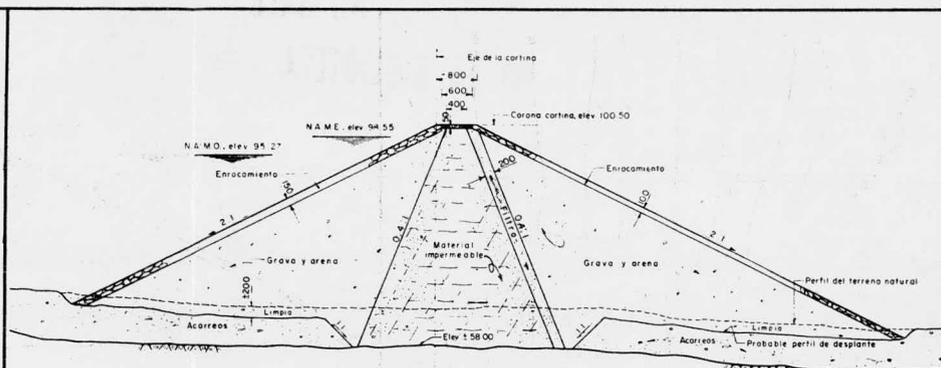
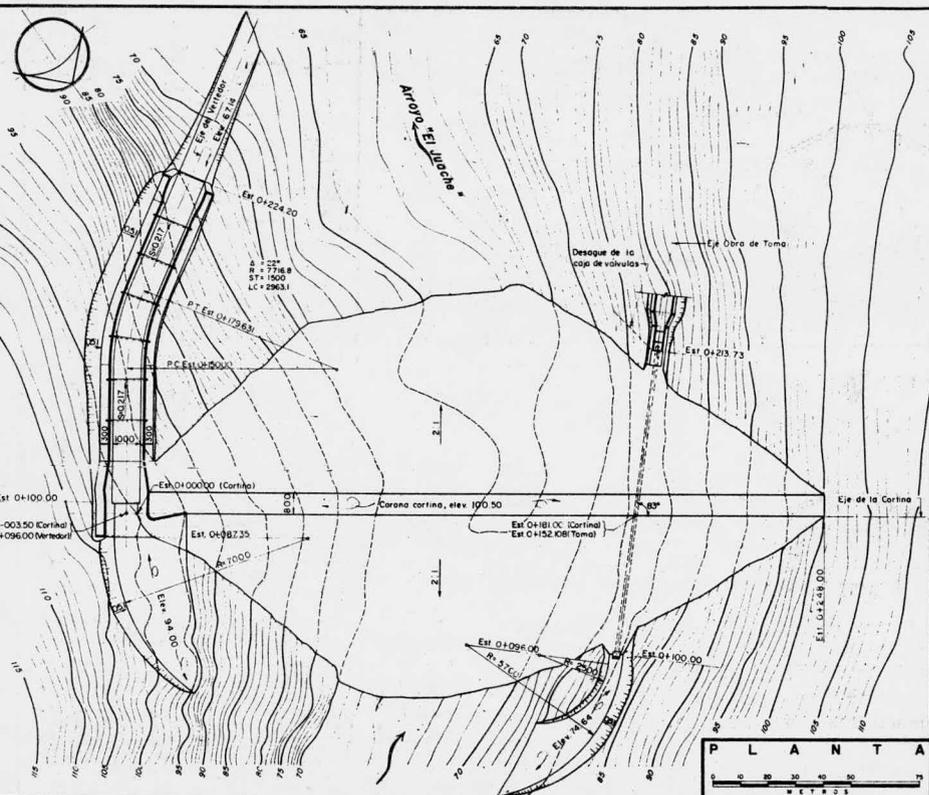
Finalmente, se hace hincapie en la necesidad de contar con un mayor número de estaciones climatológicas en toda la república Mexicana para disponer de una información hidrológica completa que ayude a disminuir la incertidumbre en los cálculos de las avenidas de diseño que sirven para dimensionar las estructuras de las presas. Con una información hidrológica confiable y efectuando debidamente los estudios previos de un proyecto determinado, se estará en condiciones de optimizar el uso de los recursos técnicos y económicos disponibles.

BIBLIOGRAFIA.

- Aguirre Tello, S., Curso de Actualización de Diseño de Presas, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, I.P.N., México, 1980.
- Estudio Geológico de la Presa "La Laborcita", Gto, Geólogos Consultores Asociados (GEOCA. S.A.),
- Apuntes de Obras Hidráulicas, IPESA Consultores, S.C., México, 1981
- Lepe J, Luis (traductor), Diseño de Presas Pequeñas. Una publicación técnica de Recursos Hidráulicos, Continental S.A. México, 1978.
- Gomez Rosas, Raul. Notas Sobre Hidráulica Elemental. UNAM. México, 1970.
- Springall G. Rolando. Escurrimiento en Cuencas Grandes, Instituto de Ingeniería UNAM. México 1967.
- Springall G. Rolando. Drenaje en Cuencas Pequeñas. Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1969.
- Sotelo A. Gilberto. Hidráulica General, Vol. I Fundamentos LIMUSA, México 1967.
- Sotelo A. Gilberto. Hidráulica General. parte II, (apuntes), Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1972
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, volúmenes I, II y III, LIMUSA, México, 1978.
- Torres H. Francisco. Obras Hidráulicas (apuntes), Facultad de Ingeniería UNAM, México 1972.
- Dominguez Mora, Ramón. Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección A (hidrotecnia) Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.

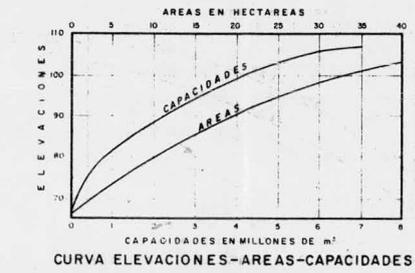
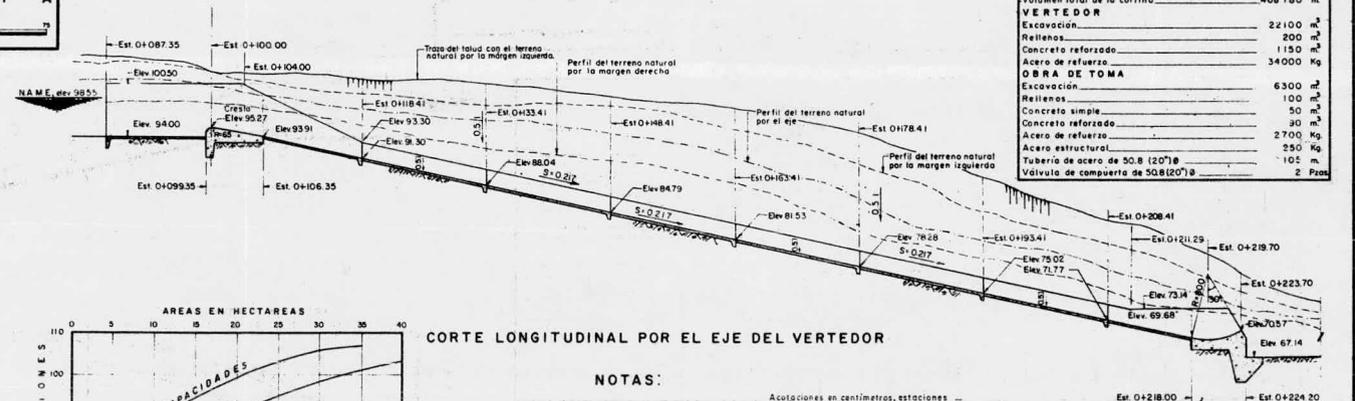
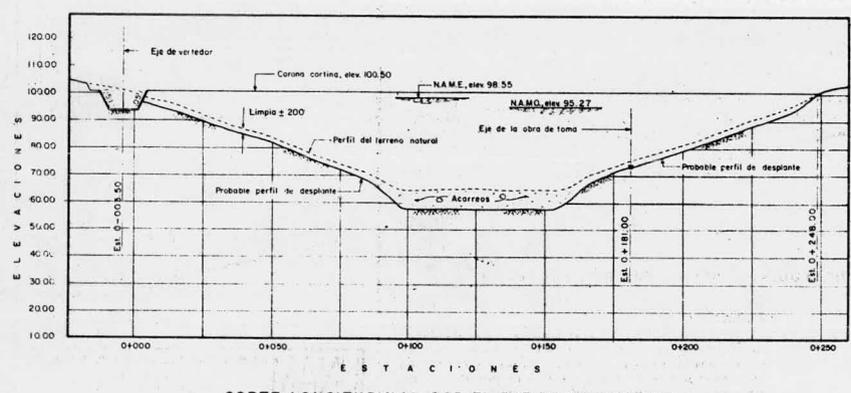
ANEXO. I PLANOS.

- 1.1. Plano General y de localización
- 1.2. Plano General de la Cortina.
- 1.3. Plano General del Vertedor.
- 1.4. Plano General de la Obra de Toma.



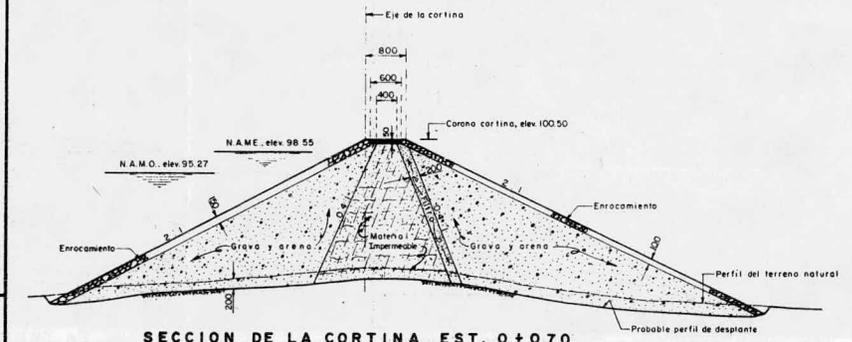
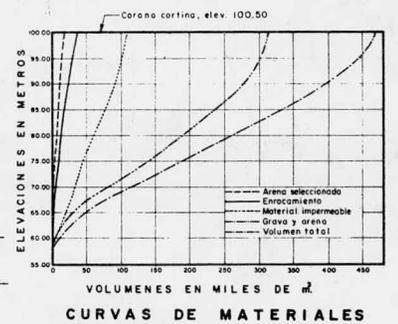
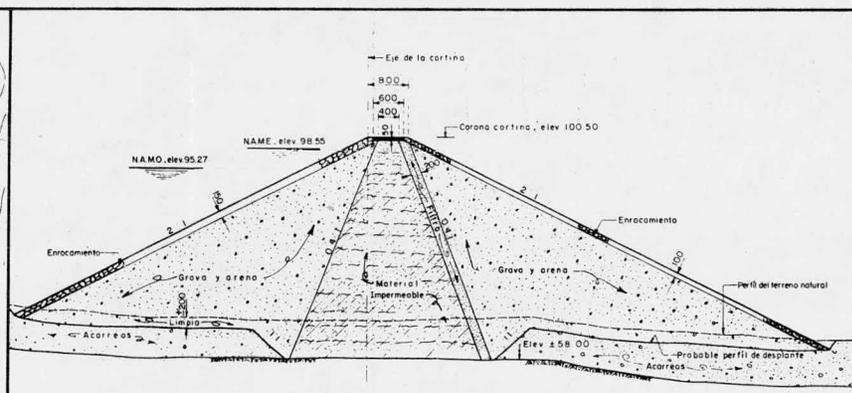
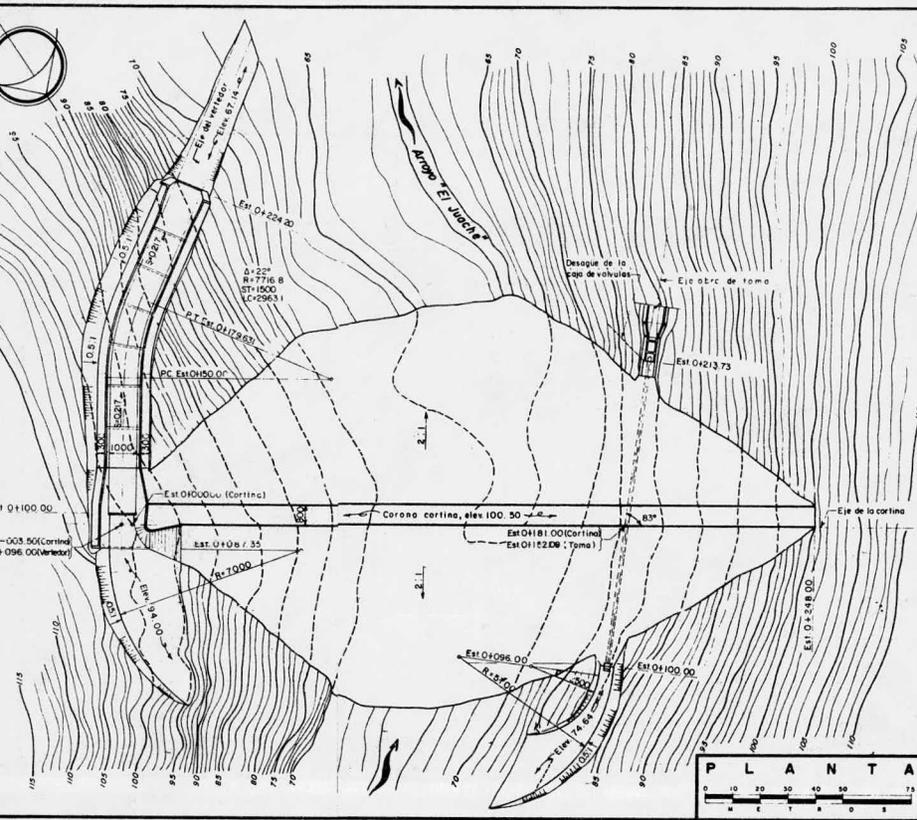
DATOS DE PROYECTO	
Área de la cuenca	3000.00 Ha.
Superficie para riego	200.00 Ha.
Pico de la avenida máxima extraordinaria	217.40 m/s
Capacidad total	375451.400 m ³
Capacidad de control	65451.400 m ³
Capacidad útil	280000.000 m ³
Capacidad de aguas	300000.000 m ³
Elevación corona cortina	100.50 m.
Elevación N.A.M.E.	98.55 m.
Elevación cresta vertedero	95.27 m.
Longitud de la corona	248.00 m.
Longitud cresta vertedero	10.00 m.
Capacidad del vertedor	104.00 m ³ /s
Elevación umbral de la toma	74.64 m.
Gasto de diseño de la toma	0.40 m ³ /s

CANTIDADES ESTIMADAS	
CORTINA	
Excavación para el despiante	65000 m ³
Excavación en trinchera	12500 m ³
Enrocamiento a volantes	38480 m ³
Grava y arena	253800 m ³
Material impermeable	13000 m ³
Material impermeable	104000 m ³
Revestimiento de la corona	880 m ³
Volumen total de la cortina	408780 m ³
VERTEDOR	
Excavación	22100 m ³
Reellenos	200 m ³
Concreto reforzado	1150 m ³
Acero de refuerzo	34000 Kg
OBRA DE TOMA	
Excavación	6300 m ³
Reellenos	100 m ³
Concreto simple	50 m ³
Concreto reforzado	30 m ³
Acero de refuerzo	2700 Kg
Acero estructural	250 Kg
Tubería de acero de 30.8 (20")	102 m
Válvula de compuerta de 30.8 (20")	2 Pzas



NOTAS:
 A cotaciones en centímetros, estaciones — y elevaciones en metros— La cota 100.00 m. corresponde a la elevación 1971.86 m.s.n.m.— La topografía fue reducida del plano elaborado por la S.A.R.H. titulado Perfil y Topografía de la Bocatoma PRESA "LA LABORCITA", sin clave ni fecha— Usese concreto de f'c = 200 Kg/cm²— El acero de refuerzo, será redondo, corrugado de fy = 4200 Kg/cm²— Las cantidades estimadas son totales.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
 INGENIERIA CIVIL
 OBRA DE PROTECCION PARA LA CIUDAD DE LEON, GTO.
PRESA "LA LABORCITA"
 PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION
 TESIS PROFESIONAL
 BULMARO RIVERA BARRERA
 MEXICO, D.F. ABRIL 1982 ANEXO No. I PLANO No. I



SOBREELEVACION Y CAMBIO DE TALUD EN LA CORTINA

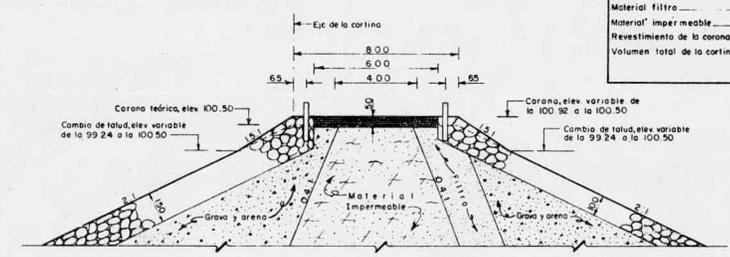
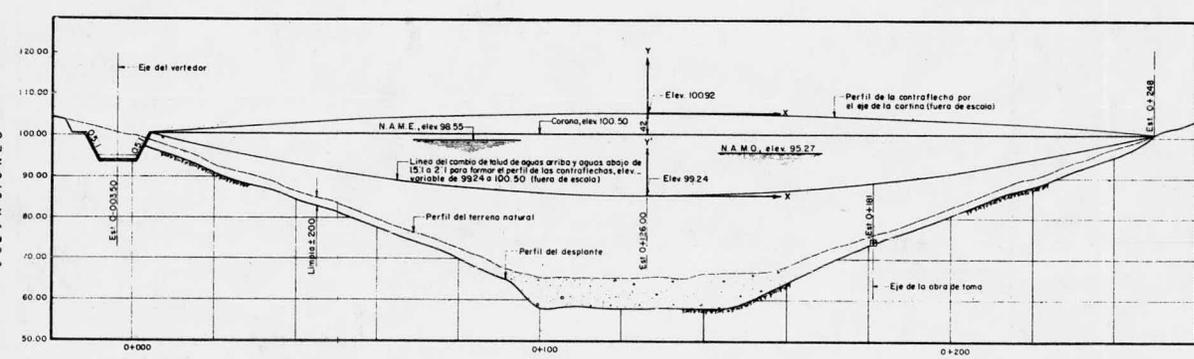
Ec. de la contraflecha y $\gamma = 1.72403332$

Ec. cambio de talud $\gamma = 1.72403332$

ESTACION	ELEV. ORIGINAL	ELEV. TALUD	ELEV. TALUD
0+000	100.500	0.000	100.500
0+020	103.000	0.309	100.191
0+040	101.100	0.634	99.866
0+060	100.797	0.891	99.609
0+080	100.860	1.081	99.419
0+100	100.501	1.203	99.297
0+120	100.919	1.259	99.243
0+126	100.920	1.260	99.240
0+140	100.914	1.243	99.257
0+160	100.887	1.162	99.338
0+180	100.838	1.033	99.487
0+200	100.765	0.796	99.704
0+220	100.671	0.512	99.988
0+240	100.553	0.160	100.340
0+248	100.500	0.000	100.500

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación para el desplante	85 000 m³
Excavación en trincheras	12 500 m³
Enrocamiento a voltea	38 480 m³
Grava y arena	255 800 m³
Material filtro	18 000 m³
Material impermeable	104 000 m³
Revestimiento de la corona	800 m³
Volumen total de la cortina	408 780 m³



NOTAS:

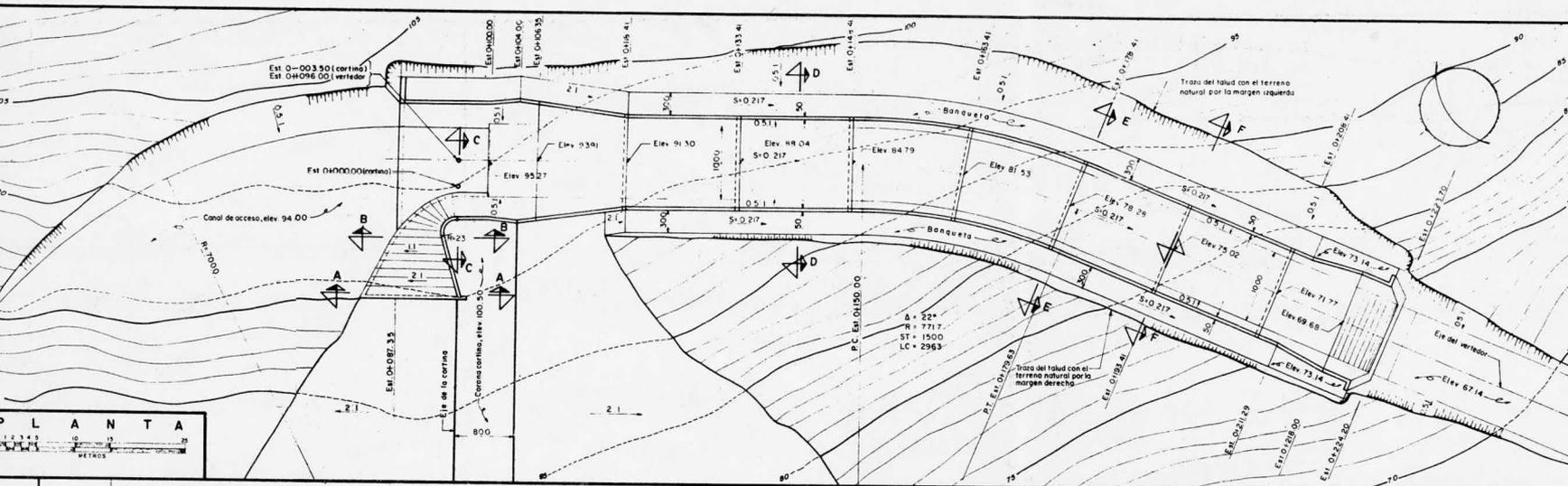
Acataciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.— La cota 100.00m corresponde a la elevación 1971.86m s.n.m.— La topografía fue reducida del plano elaborado por la S.A.R.H. titulado 'Perfil y Topografía de la Boquilla PRESA "LA LABORCITA" sin clave ni fecha.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
INGENIERIA CIVIL

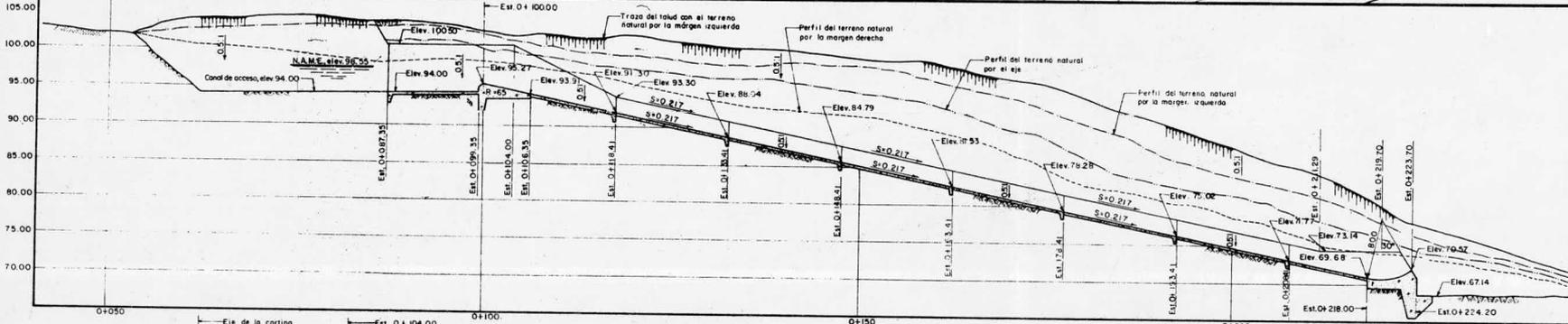
OBRA DE PROTECCION PARA LA CIUDAD DE LEON, GTO.
PRESA "LA LABORCITA"
CORTINA - PLANO GENERAL

TESIS PROFESIONAL
BULMARO RIVERA BARRERA

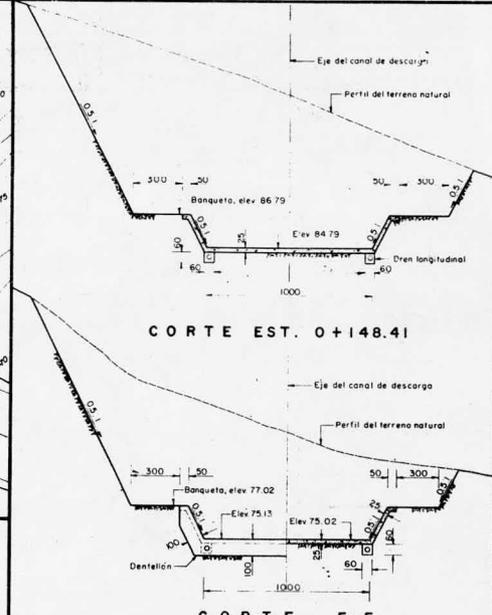
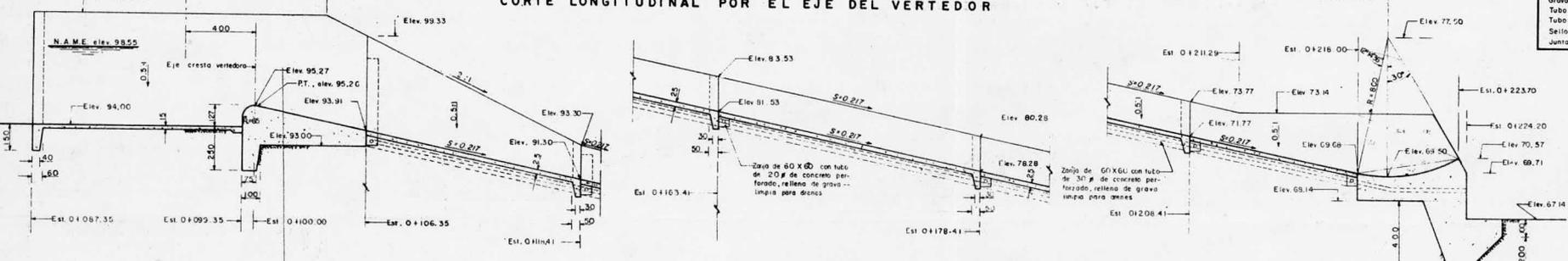
MEXICO, D.F. ABRIL 1982 ANEXO N. 1 PLANO N. 2



PLANTA



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL VERTEDOR



DATOS DE PROYECTO

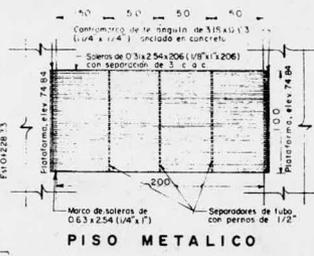
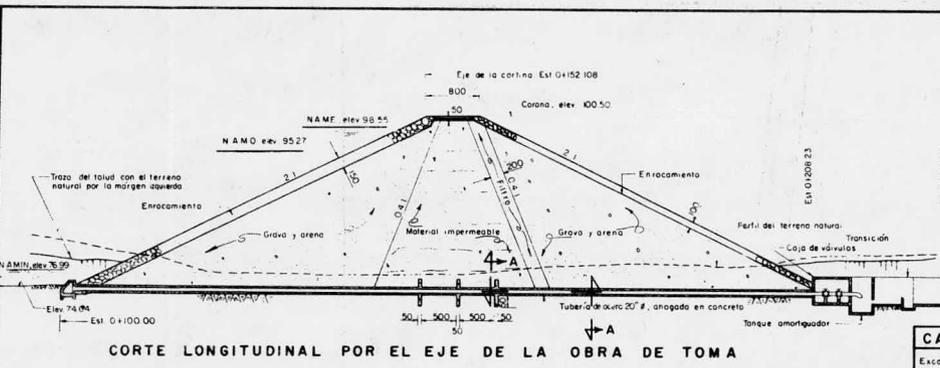
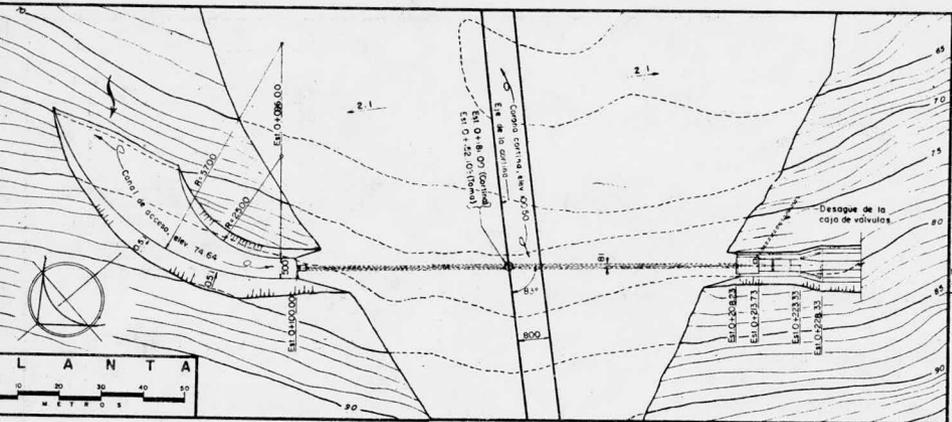
Gasto de la avenida máxima probable	217.39 m ³ /s
Gasto de diseño del vertedor	104.00 m ³ /s
Nivel de aguas máximas extraordinarias	98.55 m
Nivel de aguas máximas ordinarias	95.27 m
Elevación cresta vertedor	95.27 m
Longitud cresta vertedor	100.00 m
Cargos sobre la cresta	3.28 m

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación	22100 m ³
Relleno	200 m ³
Concreto reforzado	11150 m ³
Aceiro de refuerzo:	
Varillas de 3/4" #	5500 Kg
Varillas de 5/8" #	28500 Kg
Grava limpia para drenes	110 m ³
Tubo de concreto perforado de 30" de #	260 m
Tubo de concreto perforado de 20" de #	100 m
Sello de cloruro de polivinilo (25 ligero)	40 m
Junta asfáltica de 2 de espesor	40 m ²

NOTAS:
 Mediciones en centímetros, espesores, elevaciones en metros. La cota 100.00 m. corresponde a la elevación 1971.60 m s.n.m. - La topografía fue simplificada en el plano alométrico por la S.A.R.N. Situado, perfil y topografía de la boquilla PRESA "LA LABORCITA", sin clave ni fecha. Usarse concreto de 16-200 Kg/cm². El acero de refuerzo será redondo corrugado de fy = 4200 Kg/cm², los talapuzos serán de 30 diámetros.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
 INGENIERIA CIVIL
 OBRA DE PROTECCION PARA LA CIUDAD DE LEON, GTO.
PRESA "LA LABORCITA"
 OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS-PLANO GENERAL
 TESIS PROFESIONAL
 BULMÁRO RIVERA BARRERA
 MEXICO, D.F. MARZO 1982. ANEXONI. PLANO N. 3



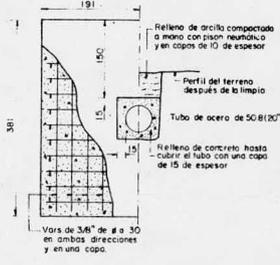
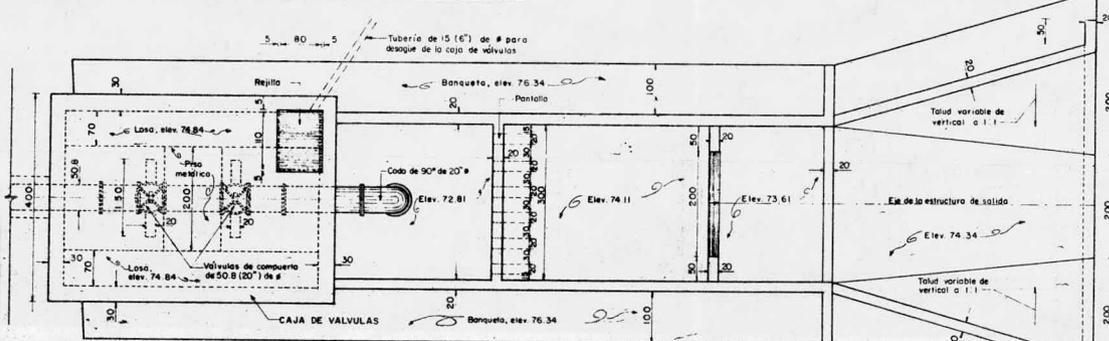
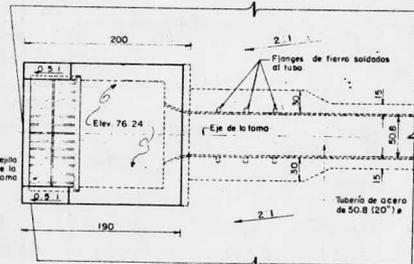
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación	6300 m ³
Rellenos	100 m ³
Concreto simple	50 m ³
Concreto reforzado	90 m ³
Acero de refuerzo	
Varillas de 5/8"	2600 Kg
Varillas de 3/8"	100 Kg
Acero estructural	
Soleras de 7/8" x 1 3/4"	110 Kg
Soleras de 1/8" x 1"	85 Kg
Angulo de 2" x 2" x 1/4"	25 Kg
Angulo de 1 1/2" x 1 1/2" x 1/4"	15 Kg
Angulo de 1 1/4" x 1 1/4" x 1/4"	15 Kg
Tubería de acero de 50.8 (20")	105 m
Valvula de compuerta de 50.8 (20")	2 Pzas
Codo de 90° de 50.8 (20")	1 Pza
Tubería de concreto de 15 (6")	2.0 m
Piso metálico de 127 (1/2") de espesor	1 m

DATOS DE PROYECTO

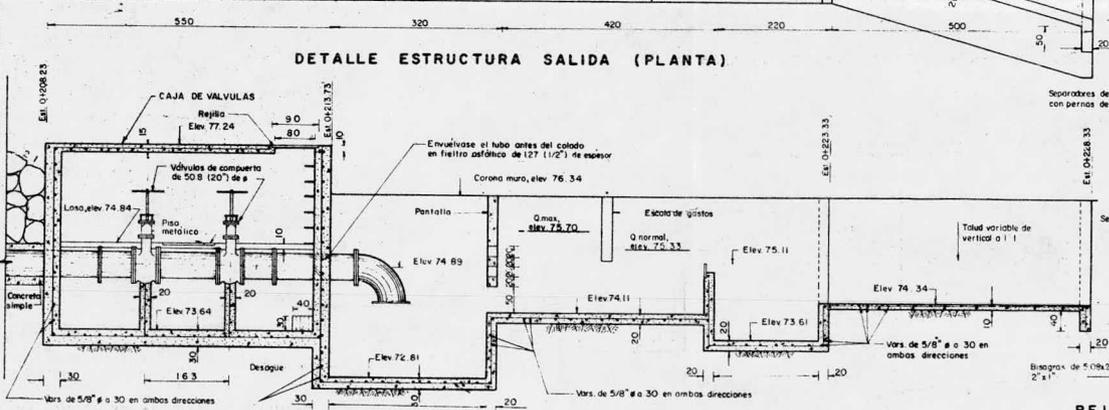
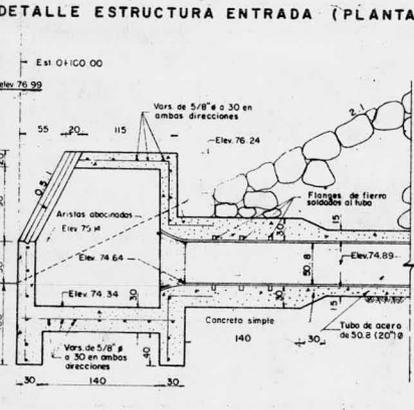
Nivel de agua máximo ordinario	95.27 m
Nivel de agua mínimo	76.99 m
Elevación del umbral	74.64 m
Gasto normal	0.40 m ³ /s
Gasto máximo	1.72 m ³ /s



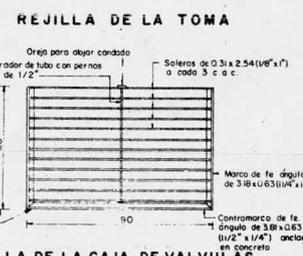
CORTE A-A

DATOS DEL CANAL DE SALIDA

TIERRA		CONCRETO	
Q normal	Q max	Q normal	Q max
A=1.31 m ²	A=3.75 m ²	A=0.82 m ²	A=2.28 m ²
V=0.31 m ³ /s	V=0.46 m ³ /s	V=0.49 m ³ /s	V=0.76 m ³ /s
b=2.00 m	b=2.00 m	b=2.00 m	b=2.00 m
d=0.52 m	d=1.18 m	d=0.35 m	d=0.81 m
f=1.1	f=1.1	f=1.1	f=1.1
n=0.030	n=0.030	n=0.015	n=0.015
s=0.0003	s=0.0003	s=0.0003	s=0.0003



DETALLE ESTRUCTURA SALIDA (PERFIL)



REJILLA DE LA CAJA DE VALVULAS (DOS UNIDADES)

NOTAS:

Acotaciones en centímetros.
estaciones y elevaciones en metros. La cota 100.00 m corresponde a la elevación 1971.86 m s.n.m. La topografía fue reducida del plano elaborado por la S.A.H.M. titulado Perfil y Topografía de la Boquilla "PRESA LA LABORCITA", sin clave ni fecha. Usese concreto de f_c=200 Kg/cm². El acero de refuerzo será varillado corrugado de f_y=200 Kg/cm², los traspases serán de 30 diámetros. Las cantidades estimadas son totales.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
INGENIERIA CIVIL
OBRA DE PROTECCION PARA LA CIUDAD DE LEON, GTO.
"PRESA LA LABORCITA"
OBRA DE TOMA - PLANO GENERAL
TESIS PROFESIONAL
BULMARO RIVERA BARRERA
MEXICO, D.F. ABRIL 1982 ANEXO N. 2 PLANO N. 4

Impresiones

aries al instante, s.a. de c.v.

REP. DE COLOMBIA No. 6, 1er. PISO

(CASI ESQ. CON BRASIL)

MEXICO 1, D. F.

526-04-72

529-11-19