5948

Facultad de Ingeniería

U. N. A. M.

PRESA LAS TORRES, GTO.
PROYECTO EJECUTIVO
DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

Dionisio García Arango

México, D. F. 1977

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

CON ADMIRACION Y RESPETO PARA EL HOMBRE

QUE HA GUIADO MIS PASOS.

SR. ANGEL GARCÍA LIMA.

MI PADRE.

CON AMOR Y CARIÑO PARA LA MUJER QUE HA ILUMINADO MI CAMINO.

SRA. OLIVA ARANGO DE GARCÍA

MI MADRE.

CON CARIÑO A MIS HERMANOS

JESUS, MA. INES, JUAN, ALICIA, LUIS OCTAVIO,
AURELIO Y MARTHA.

CON AGRADECIMIENTO POR SU AYUDA Y ORIENTACION

A MI MAESTRO Y DIRECTOR DE TESIS.

ING. ANTONIO FERNANDEZ ESPARZA.

A INGENIERIA Y PROCESAMIENTO ELECTRONICO, S.A.

POR LAS FACILIDADES PRESTADAS

A LA COMPAÑÍA " MINERA LAS TORRES"

QUE ME PROPORCIONÓ LA INFORMACIÓN

PARA LA ELABORACIÓN DE ESTE TEMA DE TESIS.

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-101

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor DIONISIO GARCIA ARANGO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ingeniero Antonio Fernández Esparza, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"PRESA LAS TORRES, GTO. PROYECTO EJECUTIVO"

1. Objetivos
2. Información General
3. Cortina
4. Obras de Excedencias
5. Obra Desazolvadora y de toma

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, D.F. a 29 de abril de 1976
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

b.b.

EVC/GGA/lmp.

PRESA LAS TORRES, GTO.
PROYECTO EJECUTIVO

I N D I C E

1.- SELECCION DE LA MEJOR ALTERNATIVA

1.1. ANALISIS DE ALTERNATIVAS

1.2. IDENTIFICACION DE ALTERNATIVAS

1.3. SELECCION DEL SITIO

1.4. LOCALIZACION

1.5. CONDICIONES GEOLOGICAS

1.6. DATOS TOPOGRAFICOS

2.- ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1. ANALISIS DE LA INFORMACION

2.2. DETERMINACION DE LOS ESCURRIMIENTOS MENSUALES

2.3. FUNCIONAMIENTO DE VASO

2.4. TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

3.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LA PRESA

4.- CORTINA

4.1. CRITERIOS BASICOS PARA DEFINIR LA SECCION DE LA CORTINA.

5.- OBRA DE EXCEDENCIAS

5.1. DESCRIPCION GENERAL

5.2. CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS DIFERENTES PARTES QUE COMPONEN LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

6.- OBRA DESARENADORA Y DE TOMA

6.1. DESCRIPCION GENERAL

"PROYECTO PRESA LAS TORRES"

OBJETIVOS

INTRODUCCION

Con el fin de satisfacer las demandas de agua necesarias para la explotación de una mina ubicada en el Estado de Guanajuato, se realizaron los estudios y proyectos tendientes a aprovechar las corrientes superficiales que se localizan cerca del sitio donde se ubica la mina.

La forma en que se pretende captar el agua superficial es por medio de una presa de almacenamiento con la cual se pueda obtener un caudal del orden de los 50 l/s equivalente a un volumen anual de 1 576 800 m^3 que es la cantidad de agua necesaria para la explotación.

1.- SELECCION DE LA MEJOR ALTERNATIVA

1.1.- Análisis de alternativas

a).- Al Noroeste del sitio donde se ubica la mina Las Torres (Fig. 1) se localiza el Arroyo del Monte a 1 700 m aproximadamente, el cual drena una superficie del orden de los 25 km^2. Sobre este arroyo se localiza una pequeña presa denominada Los Mata (Fig. 1)

la cual tiene una capacidad de 3.9×10^5 m^3 y que actualmente se utiliza para satisfacer las necesidades de la mina.

b).- A 500 m aguas arriba del sitio del bordo Los Mata desemboca por su margen izquierda el Arroyo La Peregrina, el cual tiene un área de cuenca de 7.8 km^2 hasta su confluencia con el arroyo del Monte. Sobre el arroyo La Peregrina se cuenta con una pequeña presa que lleva el mismo nombre teniendo un volumen de capacidad mínima y al igual que la anterior se utiliza para los procesos de la mina. (ver Figura 1).

c).- A 7 km al sur de la mina confluyen el Río del Cubo y el Arroyo del Cedro, (Fig. 1), los cuales tienen un área de cuenca de aproximadamente 50 km^2, a la altura de la población de San Juan del Rodeo.

1.2.- Identificación de Alternativas.

Se identificaron preliminarmente 5 alternativas; 2 sobre el Arroyo del Monte, 2 sobre el Arroyo Peregrina y una sobre el Río del Cubo. En la Fig. 1 se muestra la ubicación de los 5 sitios propuestos originalmente y que a continuación se enlistan.

Sitio No. 1.- La boquilla más cercana a la cortina de la presa Los

Mata se localiza aproximadamente 200 m aguas bajo, la cual está labrada en rocas metamórficas clasificadas como lutitas filíticas; topográficamente, es asimétrica con pendiente mayor en la margen izquierda donde aflora la filita, requieriendo únicamente conformarse con una limpia somera.

La margen derecha es más tendida y la formación se encuentra intemperizada por lo que se requerirán limpias del orden de los 5 metros, iniciándose desde el cauce para eliminar las terrazas que aparecen en el mismo.

Sitio No. 2.- Aproximadamente 500 m aguas abajo del bordo Los Mata se localiza la segunda boquilla. Igual que la anterior, está labrada en lutitas filíticas, siendo más estrecha que la anteriormente descrita. Su perfil geológico presenta un espesor de roca alterada del orden de los 15 m en la margen izquierda, lo que la pone en desventaja con respecto a la primera a causa de las fuertes limpias que se requieren para eliminar la roca alterada existente a lo largo de toda la boquilla.

Sitio No. 3.- Se localiza aguas abajo de la presa La Peregrina a 800 m aproximadamente; dicha boquilla está labrada en la formación denominada Conglomerado Guanajuato Rojo de origen sedimentario, siendo sus propiedades de permeabilidad y esfuerzo - deformación adecua-

das para el desplante de cortinas de gravedad. Topográfica y geológicamente es adecuada y solo requiere limpias superficiales. El vaso que se puede formar es pequeño y con poca capacidad debido a que en ese sitio el cauce tiene fuertes pendientes.

Sitio No. 4.- Se encuentra sobre el Arroyo La Peregrina 1 000 m aguas abajo de la presa del mismo nombre. Al igual que el sitio No. 3 la boquilla está labrada en formación Conglomerado Guanajuato Rojo; requiere de limpias superficiales resultando su vaso también pequeño.

Sitio No. 5.- La boquilla se localiza sobre el Río del Cubo cerca de la población de San Juan del Rodeo, a 2 600 m al sur de la confluencia con el Arroyo del Cedro. Dicha boquilla es bastante abierta y la roca que aflora en las laderas tiene un alto grado de intemperización; la roca es ígnea extrusiva y salvo el espesor grande de limpia, presenta condiciones favorables para la cimentación de la cortina.

1.3.- Selección del Sitio.

De todas las boquillas propuestas se consideró que la más adecuada es la que está localizada 200 m aguas abajo de la presa Los Mata (Sitio No. 1), ya que las boquillas localizadas aguas abajo de la presa La Peregrina (Sitios Nos. 3 y 4), tienen pendientes fuertes y los vasos

que se formarían tendrían poca capacidad para las necesidades de la mina; los espesores grandes de limpia en la boquilla del Sitio No. 2 la hacen muy costosa, y la boquilla que se encuentra en el Río del Cubo (Sitio No. 5) tiene el inconveniente que el costo del bombeo y conducción de agua para la mina sería más elevado que el del sitio No. 1, ya que requiere más altura de bombeo (300 m contra 10 m) y más longitud de conducción (9 600 m contra 1 700 m).

1.4.- Localización.

El sitio en el cual se va a desplantar la cortina de la presa Las Torres (Sitio No. 1), está localizado sobre el Arroyo del Monte, a unos 250 m aguas abajo del sitio en que se encuentra la cortina de la antigua presa Los Mata y 2.5 km al Este de la ciudad de Guanajuato, dentro del municipio del mismo nombre. Sus coordenadas son las siguientes: Latitud Norte 21°01'8", Longitud Oeste 101°13'39" (ver plano No. 1).

1.5.- Condiciones Geológicas.

La boquilla se encuentra labrada en una zona de esquistos de origen granítico, estando este material oculto en la margen derecha por una capa de filita muy intemperizada y muy fracturada, siendo necesario una limpia de aproximadamente 5 m para encontrar la roca sana.

En el cauce del río existe una capa de acarreos de 3 metros de profundidad, formada por grava y arena arcillosa con fragmentos chicos de boleos aislados.

1.6.- Datos topográficos de la Boquilla.

La boquilla es de forma asimétrica teniendo un talud de 1.3:1 en la margen derecha, un talud de 1:1 en la margen izquierda (plano No. 1), el ancho de cauce es de alrededor de 50 metros en la base variando hasta 180 metros a la altura de la corona, a la elevación 2 206.00 m.s.n.m.

2.- ESTUDIO HIDROLOGICO.

2.1.- Análisis de la Información.

Cerca del sitio en estudio se encuentra la estación climatológica de Guanajuato la cual proporciona datos de lluvia mensual y máxima mensual. En la tabla No. 2 se muestran los datos de lluvia mensual los cuales corresponden a los años de 1960 a 1972.

Para el cálculo de los escurrimientos en el Arroyo del Monte no se cuenta con estaciones de aforo cerca del sitio seleccionado por lo que se tienen que inferir en base a métodos indirectos, lo cual es

posible ya que el estado de Guanajuato cuenta con suficiente información climatológica e hidrométrica.

Para la estimación de los escurrimientos se planteó la siguiente metodología: se buscó un sitio que contara con estaciones climatológica e hidrométrica. Esto sirvió para poder comparar y analizar los registros de dicho sitio con el sitio en estudio; averiguar si se pueden correlacionar las lluvias de la estación climatológica de dicho sitio y las lluvias de la estación Guanajuato. En caso de haber correlación inferir, los escurrimientos del Arroyo del Monte en función de los de la corriente del sitio propuesto.

El Arroyo de Los Castillos fue el lugar escogido.

Los Castillos (ver Fig. 2) cuenta con un área de cuenca de 100.8 km^2 hasta la estación. Los Castillos junto con los arroyos Mariches, La Patiña, La India, Ibarrilla, Los Naranjos y otros más, forman parte de la cuenca General del Río turbio que a su vez es tributario del Río Lerma.

El escurrimiento del arroyo se genera en la sierra de Camanja que a su vez forma parte de la sierra de Zacatecas extendiéndose de Noroeste a Sureste, al Sur del paralelo 22° Norte y al Este del meridiano 102° Oeste; la corriente cruza la sierra a través de cañadas profun-

das y fuerte pendiente entrando a la ciudad de León por el norte para desembocar en el Río Los Gómez.

El Arroyo Los Castillos cuenta con datos hidrométricos desde 1947 hasta la fecha (estación hidrométrica Los Castillos) y con registros climatológicos del mismo período, pero debido a que en los primeros años los datos no se procesaron homogeneamente se tomó como confiable el período de 1960-1971. Los datos se anexan en la tabla No. 1.

A continuación se presenta el análisis de la información de las estaciones antes mencionadas.

Análisis Gráfico.- En las figuras 3, 4, 5, 6, se puede observar que sí existe correlación en las lluvias de las cuencas que se estudian, ya que las lluvias mensuales revelan que los picos coinciden siendo éstos el mismo orden de magnitud. En la gráfica número 7 se muestran las alturas de lluvias mensuales (período 1960-1971) de las estaciones Guanajuato y Los Castillos, tomando como ordenadas (Y) las de Los Castillos y como abcisas (X) las de Guanajuato, ajustándose por mínimos cuadrados a la recta $Y = 0.8054X+6.3509$ teniendo poca dispersión.

Análisis Analítico.- Se obtuvo el coeficiente de correlación para

lluvias mensuales, para un período de 13 años (1960-1972). Se utilizó la siguiente fórmula:

$$Txy = \frac{Sxy^2}{Sx\ Sy}$$

donde:

$$Sxy^2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{(Xi - \overline{X})\ (Yi - \overline{Y})}{n - 1}$$

siendo:

Xi	=	Altura de lluvia (i) de la estación Guanajuato.
Yi	=	Altura de lluvia (i) de la estación Los Castillos
$\overline{X}$	=	Altura de lluvia media en la estación Guanajuato
$\overline{Y}$	=	Altura de lluvia media de la estación Los Castillos
n	=	Número de datos
Sx	=	Desviación estándar de la muestra X
Sy	=	Desviación estándar de la muestra Y
Sxy	=	Covariancia de la muestra
Txy	=	Coeficiente de correlación

Se obtuvo un coeficiente de correlación de 0.90.

Para determinar si las 2 variables se pueden considerar dependientes, se procedió a aplicar la prueba de Fisher la cual consiste en:

Calcular el parámetro adimencional Fcalc según la expresión.

$$Fcalc = \frac{X_1^2/\nu_1}{X_2^2/\nu_2}$$

siendo:

$$X_1^2 = \sum_{i=1}^{n} (\hat{Y}i - \overline{Y})^2$$

$$X_2^2 = \sum_{i=1}^{n} (Yi - \hat{Y}i)^2$$

$$\hat{Y}i = MXi + b$$

$$M = \sum_{i=1}^{n} \frac{(Xi - \overline{X})\,(Yi - \overline{Y})}{(n - 1)S_x^2}$$

$$b = \overline{Y} - M\overline{X}$$

ν_1 = Número de variables independientes

ν_2 = $n - (\nu_1 + 1)$,

y comparar con la F obtenida de tablas para un nivel de significancia $\alpha = 5\%$

Si Fcalc > F tablas se puede considerar que las 2 variables son dependientes; esto es, que la correlación si es significativa.

En nuestro caso resultó que Fcalc > F tablas, siendo:

$$F_{calc} = 479.98$$

$$F_{tablas} = 3.84$$

Lo que nos indica que las 2 variables analizadas sí están correlacionadas.

Tomando en consideración que la precipitación en el Arroyo Los Castillos y el Arroyo del Monte están correlacionadas y que las características fisiográficas de las cuencas son muy similares, cabe esperar que los escurrimientos en los arroyos mencionados tengan un comportamiento similar; con lo cual se pensó en estimar los caudales del Arroyo del Monte en función de los del Arroyo Los Castillos.

También se analizó el período de 1900 a 1960 de las lluvias anuales con el resultado siguiente:

	Estación Guanajuato	Estación Los Castillos
Número de datos	49 años	56 años
Lluvia Media Anual	666.88 mm	624.14 mm
Desviación Estándar	168.05	134.03

Estos resultados revelan que la lluvia media anual es del mismo orden de magnitud y que los valores de cada estación tienen una dispersión similar.

Resumiendo: Los análisis anteriores indican un alto grado de correlación en lo que a lluvias se refiere y se espera que los escurrimientos también estén correlacionados, afectados por las características de sus cuencas y magnitud de sus áreas.

2.2.- Determinación de los Escurrimientos Mensuales.

En base a los razonamientos anteriores, los escurrimientos del Arroyo Los Castillos se transportaron al sitio donde se construirá la presa, afectados de ciertos factores que toman en cuenta: las características de cada cuenca, las lluvias y el tipo de suelo.

La fórmula que se utilizó fue la siguiente:

$$Vm = \frac{Am}{Ac} \times \frac{Hm}{Hc} \times \left(\frac{Sm}{Sc}\right)^{1/2} \times \frac{Cm}{Cc} \times Vc; \text{ donde}$$

Vm = Volumen de escurrimiento mensual en el sitio de la presa en proyecto.

Am = Area de la cuenca del Arroyo del Monte

Ac = Area de la cuenca del Arroyo Los Castillos

Sm = Pendiente de la cuenca del Arroyo del Monte

Sc = Pendiente de la cuenca del Arroyo Los Castillos

Hm = Precipitación media anual en la cuenca del Arroyo del Monte

Hc = Precipitación media anual en la cuenca del Arroyo Los Castillos

Vc = Volumen de escurrimiento mensual en el Arroyo Los Castillos

Discusión de los coeficientes:

Area de las cuencas.- Se supuso una relación lineal de la magnitud de las áreas, es decir:

$$\frac{Am}{Ac} = \frac{25}{100.8} = 0.25$$

Lluvias.- Estos parámetros se hicieron intervenir tomando en cuenta la lluvia media anual en el período de 1910 a 1960. Se obtuvieron los siguientes valores:

Lluvia media anual en la estación Los Castillos	624.14 mm
Lluvia media anual en la estación Guanajuato	666.88 mm

Las relaciones: $$\frac{Hm}{Hc} = \frac{666.88}{624.14} = 1.07$$

lo cual indica una precipitación 7% mayor en la cuenca del Arroyo del Monte.

Pendientes.- Las pendientes de las cuenca se hicieron intervenir con la relación $(Sm/Sc)^{1/2}$ ya que esta es la relación que se usa para transportar gastos máximos por el método de comparación de cuencas.

El cálculo de las pendientes de las cuencas se hizo con el criterio de Horton.

El método anterior consiste en encuadrar la cuenca en estudio en un sistema cartesiano y cuadricularla. (La longitud mayor de la cuenca se orienta horizontalmente).

Las fórmulas del criterio de Horton son:

$$\overline{S} = \frac{Sx + Sy}{2}$$

$$Sx = \frac{N \times D}{Lx} \qquad Sy = \frac{N \text{ y } D}{2}$$

donde:

Sx = Pendiente en el sentido (X)

Sy = Pendiente en el sentido (Y)

D = Desnivel entre curvas de nivel

Nx = Número total de intersecciones de las líneas de la malla en la dirección (X) con las curvas de nivel.

Ny = Número total de intersecciones de las líneas de la malla en la dirección (Y) con las curvas de nivel.

Lx = Longitud total de las líneas de la malla en dirección (X)

Ly = Longitud total de las líneas de la malla en dirección (Y)

En las tablas 3 y 4 se presentan los cálculos de dichas pendientes, las cuales son:

$$Sm = 0.24\ Sc = 0.135;\ \text{se tiene}\ \left(\frac{Sm}{Sc}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.24}{0.135}\right)^{1/2} = 1.33$$

Se tomó un valor de 1.15 considerando que las pendientes influyen en el tiempo de pico de las avenidas.

Coeficientes de escurrimiento.- En el estudio preliminar de "Fuentes de Agua Potable" para Léon, Gto., se encontró un coeficiente de escurrimiento de 0.127 en el Arroyo Los Castillos.

En visitas de campo hechas al Arroyo del Monte, se observó un suelo menos permeable; con base en esto se estimó confiable suponer para esta cuenca un coeficiente de escurrimiento un 16% mayor que para la cuenca del Arroyo Los Castillos, lo que resulta:

$$Cm = 0.147$$

o sea:

$$\frac{Cm}{Cc} = \frac{0.147}{0.127} = 1.16$$

y substituyendo los valores obtenidos anteriormente.

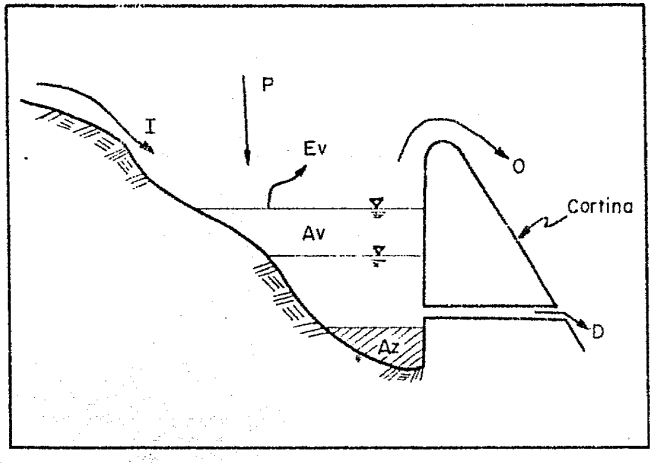
$$Vm = 0.41 \ Vc$$

Los volúmenes de escurrimiento mensuales para el período de 1955 a 1970 calculados con la fórmula anterior se presentan en la tabla No. 5. Del anterior estudio se obtuvieron los siguientes datos:

Area de la cuenca	25 km^2
Escurrimiento medio anual	2.10 millones de m^3
Coeficiente de escurrimiento	0.147
Precipitación media anual observada	666.88 mm

2.3.- Funcionamiento de vaso.

Una vez obtenidos los volúmenes de escurrimiento se procedió a determinar la capacidad útil de acuerdo a la demanda que se requiere satisfacer, por medio de un Funcionamiento de vaso que generalmente se hace con datos mensuales como en este caso y que a continuación se enuncia:



A partir de la ecuación de continuidad

Entradas = salidas + Variación en el almacenamiento.

$$I = \Delta V + D + Q - E_n$$

donde: $Ev = KE$ y $E_n = KE - P$

I = Volumen mensual escurrido

ΔV = Variación mensual del volumen almacenado

A_z = Volumen de azolves

D = Demanda en volumen

Q = Volumen derramado

E_n = Evaporación neta

K = Coeficiente de evaporación

E = Evaporación medida

P = Precipitación

Efectuando el Funcionamiento en un mes.

$$I_i = (V_{i+1} - V_i) + D_i + E_{ni} \frac{(Ai + Ai+1)}{2} + Q_i \text{; donde:}$$

I_i = Escurrimiento en el mes (i)

V_{i+1} = Almacenamiento al final del mes (i)

V_i = Almacenamiento al principio del mes (i)

D_i = Demanda en el mes (i)

Q_i = Derrame en el mes (i)

$E_{ni} \frac{(A_i \quad A_{i+1})}{2}$ = Volumen evaporado en el mes (i)

donde:

E_{ni} = Lámina de agua evaporada en el mes (i)

A_i = Area de embalse al principio del mes (i)

A_{i+1} = Area de embalse al final del mes (i) .

Despejando:

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

donde son conocidos I_i, V_i, D_i, E_{ni}

Partiendo de las condiciones iniciales donde (i) = 1 y dando los valores de:

$$A_1 = 0$$
$$V_1 = 0$$

nos queda: $I_1 - D_1 = V_2 + E_{ni} A_2 + Q_2$

la cual se resuelve por tanteos, suponiendo una cierta elevación. De las curvas elevaciones-areas y elevaciones-capacidades se obtienen A_2 y V_2 y se calcula Q_1, sí se cumple la igualdad se procede al cálculo de A_3 V_3 y Q_2, si no, se vuelve a efectuar otro tanteo hasta que se cumpla la igualdad, y se repite el procedimiento para seguir encontrando áreas, volúmenes y derrames.

En base a lo anterior se siguió la secuencia siguiente:

1.- En base a la topografía de la boquilla se determinaron las curvas de elevaciones-áreas y elevaciones-capacidades, con el fin de disponer de datos de áreas y capacidades a distintas elevaciones, (ver plano No. 1).

2.- Teniendo en cuenta que las demandas de agua se deben satisfacer en forma eficiente y segura, se tomaron las siguientes restricciones para el funcionamiento:

Deficiencia máxima mensual permisible	25 %
Deficiencia máxima anual permisible	15 %
Deficiencia máxima permisible en el período de análisis.	5 %
Número máximo de años contínuos con deficiencia	3 %
Número máximo de años discontinuos con deficiencia	5

3.- Se calculó el volumen de azolves para un período de vida útil de 50 años, el cual fue de 200 000 m^3.

El volumen de azolves se calcula de la siguiente manera:

En estaciones hidrométricas cercanas al sitio de estudio se procede a la medición de las partículas en suspensión que contenga el

agua, la cual se toma por medio de recipientes de determinada capacidad (por lo general son botellas de un litro fáciles de conseguir).

Se sumergen en el agua varios recipientes a distintas profundidades, se capta el agua y se ve en cada uno de ellos el porcentaje en volumen de los sedimentos sacándose la media aritmética de los recipientes; este proceso se hace diario y a través de un año se tiene el porcentaje de sedimentos en el volumen escurrido anual el cual se multiplica por la vida útil de la presa y nos da el volumen de azolves.

4.- Se supusieron capacidades de presa de 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 y 3.5 millones de metros cúbicos, con el fin de determinar las demandas que se pueden satisfacer con dichas capacidades.

5.- El funcionamiento de vaso se hizo a partir de un programa por computadora electrónica, el cual tantea la demanda máxima que se puede satisfacer con las restricciones del punto 2, para cada una de las capacidades de presa antes propuestas.

En la tabla No. 6 se resumen los resultados obtenidos.

Como la demanda que se necesita es de 1 000 000 de metros cúbicos

anuales se concluye que con una presa con capacidad de 2 millones de metros cúbicos se puede proporcionar satisfactoriamente dicha capacidad.

Se presenta a continuación el resumen de los resultados obtenidos y el funcionamiento total para la alternativa elegida.

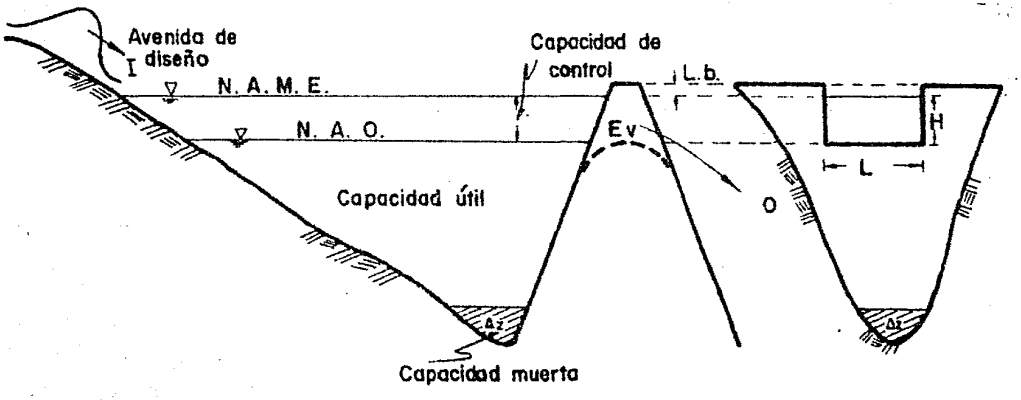
Extracción anual	1.03 millones de m^3
Porcentaje de aprovechamiento	48.78%
Porcentaje de derrames	47.07%
Porcentaje de evaporación	4.15 %
Porcentaje de filtraciones	0.0 %
Porcentaje de déficit	0.09%
Entradas totales	33.649 millones de m^3
Salidas totales	16.513 millones de m^3
Derrames totales	15.935 millones de m^3
Evaporación total	1.404 millones de m^3
Filtraciones	0.00

2.4. Tránsito de la avenida de diseño

Una vez obtenida la capacidad de la presa para satisfacer la demanda requerida, se procedió a determinar las dimensiones de la obra de excedencias y la altura de la presa. Para ello se transitó la avenida máxima extraordinaria, la cual corresponde a un período de retorno

(Tr) de 10 000 años.

El tránsito de avenida se efectúa suponiendo el nivel del agua en el N.A.O. (Nivel de aguas ordinarias) que es la condición más desfavorable, a continuación se enuncia el tránsito de avenida:



donde:

Ev = Elevación del vertedor

Az = Volumen de azolves

N.A.O. Nivel de aguas ordinarias

N.A.M.E. Nivel de aguas máximas extraordinarias

L.b. = Libre bordo de la presa

L = Longitud del vertedor (obra de excedencias)

H = Carga del vertedor.

A partir de la ecuación de continuidad

$$I = \Delta V + Q \text{ siendo:}$$

I = Escurrimiento debido a la avenida de diseño

ΔV = Variación del volumen para un cierto Δt

Δt = Intervalo de tiempo de la duración del fenómeno

Q = Volumen derramado

No se consideran precipitaciones, evaporaciones y demandas, debido a que el fenómeno se produce en un intervalo de tiempo relativamente corto, por lo que se pueden despreciar estos conceptos.

Efectuando el tránsito de la avenida para un Δt se tiene que:

$$\frac{(I_i + I_{i+1})}{2} \Delta t = V_{i+1} - V_i + \frac{(Q_i + Q_{i+1})}{2} \Delta t$$

donde el subíndice (i) indica el principio del intervalo de tiempo e (i+1) el final del intervalo de tiempo. Qi está en función de L y Hi.

donde: $Qi = CLH_i^x$ siendo:

C = Coeficiente de descarga

X = Exponente que está en función del tipo de vertedor.

La longitud del vertedor (L) se supone y despejando la ecuación de continuidad:

$$Ii + Ii+1 + Vi - \frac{Qi}{2} \Delta t = Vi+1 + \frac{Qi+1}{2} \Delta t$$

Lo que nos interesa conocer es la longitud del vertedor (L) y la capacidad de control.

Para condiciones iniciales (i = 1)

Q_1 = 0

V_1 = Volumen de la capacidad útil a la elevación Ev

I_1 = Se obtiene del hidrograma de la avenida máxima extraordinaria

I_2 = Igual que el anterior; de ahí que:

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} + V_1 = V_2 + \frac{Q2}{2} \Delta t$$

la cual se resuelve por tanteos; se supone una elevación del nivel del agua (E_2) y de las curvas elevaciones-capacidades se obtiene V_2. Con

el E_2 y Ev se obtiene H_2 ($H_2 = E_2 - Ev$) y en función de lo anterior se calcula Q_2($Q_2 = CL\ H_2^x$); con los datos anteriores (V_2,Q_2) se ve si se cumple la ecuación; si no se cumple se supone otra elevación (E_2) y se repite el cálculo; si se cumple se pasa el cálculo de (V_3 y Q_3) y así sucesivamente.

Este proceso se repite para distintas longitudes de vertedor, tomando en cuenta que a mayor longitud de vertedor hay menor volumen de regulación con el objeto de identificar cual es la longitud de vertedor más económica.

En base a lo anterior se siguió la siguiente secuencia:

1.- En base a la topografía de la boquilla se obtuvieron las curvas elevaciones-áreas y elevaciónes-capacidades (ver plano No. 1).

2.- Se determinó el hidrograma de la avenida máxima extraordinaria. Este hidrograma se transportó del Arroyo Los Castillos en forma similar a como se obtuvieron los escurrimientos mensuales, es decir: se multiplicaron las ordenadas del hidrograma de la avenida máxima extraordinaria en el Arroyo Los Castillos por el coeficiente 0.41.

El hidrograma resultante se presenta en la figura No. 9.

3.- Se optó por un vertedor de sección trapecial, con una longitud

de cresta de 12.50 m y taludes de 0.5:1; la elevación de la cresta se tomó a la cota 2201.00 m.s.n.m.

4.- El funcionamiento se inició considerando que el nivel de agua se encuentra a la cota de la cresta del vertedor, obteniéndose los siguientes resultados:

Gasto máximo de la avenida	147.80 m^3/seg
Gasto máximo por el vertedor	120.00 m^3/seg
Elevación máxima del embalse (NAME)	2 203.65 m.s.n.m.

3.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LA PRESA.

Una vez efectuados el funcionamiento del vaso y el tránsito de la avenida, se procedió a elaborar el proyecto ejecutivo de la cortina para lo cual se dieron los siguientes datos:

Elevación de desplante	2 168.00 m.s.n.m.
Elevación de la corona de la cortina	2 206.00 m.s.n.m.
Altura máxima de la cortina	38.00 m
Longitud del vertedor	12.50 m
Elevación de la cresta del vertedor	2 201.00 m.s.n.m.
Carga máxima sobre el vertedor	2.65 m
Gasto máximo de la avenida de diseño	147.80 m^3/seg

Gasto máximo por el vertedor	120.00 m^3/seg
Elevación del nivel de aguas ordinarias (N.A.O)	2 201.00 m.s.n.m.
Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.)	2 203.65 m.s.n.m.
Almacenamiento máximo	2 000 000 m^3
Almacenamiento para control de avenidas.	397 000 m^3
Almacenamiento para aprovechamiento	1 800 000 m^3
Almacenamiento para azolves	200 000 m^3
Bordo Libre	2.35 m

El bordo libre se diseña en función del fetch (mayor longitud del vaso de la presa) y de la velocidad del viento.

Dadas las condiciones geológicas del sitio de la boquilla no es posible desplantar una cortina de tipo gravedad, ya que la cimentación no presenta buenas condiciones de seguridad. Como resultado de estas observaciones se llegó a la conclusión de que el único tipo de cortina estable en ese sitio era de una de materiales graduados, la cual tendrá un corazón impermeable con taludes de 0.2:1 alojado en una trinchera en cuya base los taludes son 1:1, un filtro de 2.50 m de ancho en ambos lados del corazón impermeable compuesto de grava y arena, una zona de material de rezaga de roca y finalmente una chapa de enrocamiento de 2.00 m de espesor, tanto en el talud de aguas abajo como en el de aguas arriba. El talud de este enrocamiento es de 2:1. El ancho de la corona

será de 8.00 m y la altura máxima de la cortina será de 38.00 m.

El vertedor quedará alojado en la margen derecha fuera del cuerpo de la cortina con un canal de acceso a la elevación 2 200.00; la cresta estará a la elevación 2 201.00 y la descarga se hará a través de un canal de sección trapezoidal con taludes de 0.5:1 en cuyo extremo final habrá una cubeta deflectora para disipar la energía.

El desarenador consiste de un conducto cuadrangular de 3.00 x 3.00 m de sección transversal, con pendiente S = 0.0093. La entrada a dicho conducto es de sección rectangular de 1.50 x 1.30 m. La plantilla está a la elevación 2 175.00 m y después de una transición de 6.00 m de longitud, toma la forma cuadrada antes descrita. Para el control de azolves se tendrá una compuerta deslizante de 1.52 x 1.52 m, que estará unida a un mecanismo elevador que se opera desde una plataforma.

La torre de operaciones consiste de una estructura de cuatro columnas de 0.50 x 0.50 m apoyadas en una losa de cimentación de 4.00 x 4.00 y 0.70 m de espesor.

Las trabes que unen a las columnas serán de 0.30 x 0.30 m y 3.00 m de claro.

4.- CORTINA.

La cortina será de materiales graduados con chapas de enrocamiento tanto en el talud de aguas arriba como en el de aguas abajo. Los materiales que darán forma a la cortina son los siguientes: material impermeable en el corazón de ésta, filtros de grava y arena bien graduada y respaldos de rezaga de roca (plano No. 1).

En base a las características mecánicas de los materiales existentes para la construcción de la cortina, se diseño el corazón impermeable con taludes en ambos paramentos de 0.2:1; este material se requiere compactar a un 95% del peso volumétrico óptimo alcanzado con una energía de compactación de 7.5 km/cm^3, con lo cual se garantiza su buen comportamiento en cuanto a deformabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad.

El corazón está confinado por filtros de grava y arena en ambos paramentos con espesor de 2.50 m y compactados al 75% del peso obtenido en pruebas de densidad relativa, según criterio del USBR. Estos filtros tienen como objetivo proteger al corazón impermeable de erosión interna a causa del gradiente generado al establecerse la red de flujo, tanto de presa llena como de vaciado rápido total. Los taludes exteriores serán de 2:1; ambos respaldos estarán constituídos por el enrocamiento producto de la explotación del banco de roca, procurando

que la rezaga producida se coloque junto a la zona de filtros y que los tamaños mayores de roca sean colocados en el exterior de la cortina.

4.1.- Criterios Básicos para definir la Sección de la Cortina.

Taludes.- Para seleccionar los taludes de la sección, se recabó información de presas similares con altura superior a los 30 m, habiéndose determinado que los taludes 2:1 son bastante estables para este tipo de presas simétricas.

Los taludes que se dieron a los materiales que forman la estructura interna de la cortina, también fueron seleccionados en función de experiencias anteriores que han dado buenos resultados de estabilidad; sin embargo para estar más seguros de la estabilidad de la cortina, ésta fue analizada con un programa de computadora, con el cual se determinan los factores de seguridad contra el deslizamiento de diversas superficies cilíndricas, previamente seleccionadas.

Los datos que requiere el programa de computadora proporcionados son: Geometría de la sección, propiedades físicas de los materiales, red de flujo, intersecciones del agua en la cortina, posición de la zona de centros y las características de los círculos en esas zonas (espaciamiento horizontal y vertical de centros).

El programa está basado en el método sueco de Fellenius. En dicho programa se analiza la estabilidad de la cortina bajo las siguientes condiciones:

Condiciones iniciales

Condiciones iniciales con sismo

Condiciones finales

Condiciones finales con sismo

Para cada una de estas condiciones se consideran diferentes propiedades físicas de los materiales anotados a continuación:

Enrocamiento	γ seco	= 1 800 kg/m^3
(condiciones iniciales y finales)	γ sat	= 2 190 kg/m^3
	ϕ	= 45°
	C	= 0 ton/m
Material de rezaga	γ seco	= 1 500 kg/m^3
(condiciones iniciales y finales)	γ hum	= 1 690 kg/m^3
	γ sat	= 1 970 kg/m^3
	ϕ	= 40°
	C	= 0 ton/m
Filtro selecto	γ seco	= 1 600 kg/m^3
(condiciones iniciales y finales)	γ hum	= 1 900 kg/m^3
	γ sat	= 2 050 kg/m^3
	ϕ	= 40°
	C	= 0 ton/m

Material Impermeable	γ seco	=	1 550 kg/m^3
(condiciones iniciales)	γ hum	=	1 950 kg/m^3
	γ sat	=	1 980 kg/m^3
	ϕ	=	5°
	C	=	3 ton/m
(condiciones finales)	γ seco	=	1 600 kg/m^3
	γ hum	=	2 000 kg/m^3
	γ sat	=	2 000 kg/m^3
	C	=	1.5 ton/m
	ϕ	=	0

Para tomar en cuenta la aceleración sísmica, se consideró un valor de -0.05 para el talud aguas arriba y de 0.05 en el talud de aguas abajo.

Del análisis de los resultados se concluye que: la sección de la cortina es estable y no hay peligro de deslizamiento, ya que los factores de seguridad por lo menos son iguales a los mínimos requeridos por la S.R.H. para el análisis de sus cortinas.

Los factores de seguridad mínimos que acepta el Departamento de Ingeniería Experimental de la S.R.H. son los siguientes:

TALUD AGUAS ARRIBA

PRESA VACIA				PRESA LLENA			
Iniciales		Finales		Iniciales		Finales	
S.S.	C.S	V.R.	C.S.	S.S.	C.S.	V.R.	C.S.
1.10	1.00	1.50	1.25	1.50	1.30	1.45	1.10

TALUD AGUAS ABAJO

PRESA VACIA				PRESA LLENA			
Iniciales		Finales		Iniciales		Finales	
S.S.	C.S.	V.R.	C.S.	S.S.	C.S.	V.R.	C.S.
1.35	1.15	1.50	1.30	1.50	1.20	1.45	1.30

S.S. Sin sismo

C.S. Con sismo

V.R. Vaciado rápido

5.- OBRA DE EXCEDENCIAS.

5.1.- Descripción General.

La obra de excedencias está localizada en la ladera de la margen derecha fuera del cuerpo de la cortina; (alojada en la ladera). Dicha

obra es del tipo de cresta libre, de sección trapezoidal con una transición de talud y ancho de plantilla variable, que descarga a un canal de eje recto, terminando en una cubeta deflectora para disipar la energía y salir posteriormente a régimen lento para descargar las aguas al cauce del Arroyo Del Monte.

5.2. Características Generales de las Diferentes partes que componen la Obra de Excedencias.

Acceso

El canal de acceso es de forma abocinada con elevación de la plantilla a la cota 2 200.00 con taludes de 0.5:1. A la elevación 2 206.00 existe una banqueta de 3 m de ancho en ambos lados del canal, para continuar después el corte con el mismo talud, siendo los cortes máximos de 18 m.

Cresta Vertedora

La cresta vertedora presenta una sección de tipo trapezoidal de 12.50 m de longitud en la cresta a la elevación 2 201.00 con taludes de 0.5:1.

Transición de salida

Está formada por una sección trapezoidal con taludes de 0.5:1 de 40 m de longitud y una pendiente S = 0.0 75, con ancho de plantilla varia-

ble desde 12.50 m en su parte más ancha, hasta 5.00 m en el canal de descarga.

Canal de Descarga

El canal de descarga es de sección trapezoidal con 5.00 m de ancho de plantilla y taludes 0.5:1. El canal está ligado a la transición con una curva vertical de 35.84 m de radio saliendo con una pendiente S = 0.4, para después entrar mediante una curva a la cubeta deflectora.

Su longitud aproximada es de 47 m y el espesor de la plantilla es de 0.50 m. Todo el canal está alojado en excavación y revestido de concreto.

Cubeta deflectora.- La curva donde da comienzo la cubeta deflectora principia en la estación 0+092 a la evación 2 177.20 y termina en la estación 0+096.09 a la elevación 2 177.38 con un radio de 5 m. A la elevación 2 175.00 y en la estación 0 +098.88 empieza una losa de concreto armado que termina a la elevación 2 174.94 en la estación 0 + 108.86 y de ésta a la estación 0 +131.88 con una pendiente S = 0.0015 hay un zampeado de piedras grandes colocadas a volteo. (ver plano No. 2).

DATOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Gasto máximo de descarga	120 m^3/s
Longitud de la cresta vertedora	12.50 m
Elevación cresta vertedora *	2 201.00 m.s.n.m.
Carga sobre la cresta	2.65 m
Elevación N.A.M.E.*	2 203.65 m.s.n.m.
Elevación de la corona de la cortina*	2 206.00 m.s.n.m.

6.- OBRA DESARENADORA Y DE TOMA.

6.1.- Descripción General.

Están alojadas en la margen derecha dentro del cuerpo de la cortina y apoyadas en una trinchera que tiene 6.00 m de ancho en la base con taludes de 0.5:1 (ver plano No. 3).

El conducto es de sección cuadrada de 3.00 m revestido de concreto. El gasto de control de la obra desarenadora es de 26.4 m^3/s.

En la parte superior del conducto hay tres tubos de acero de 8" ø cada uno, ahogados en concreto, los cuales tienen sus entradas aguas

* Las elevaciones están dadas en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)

abajo de la torre de maniobras, estando localizado cada tubo a diferente elevación, 2 180.00, 2 187.50, 2 195.00, respectivamente.

Estos tubos van a descargar a un solo tubo dentro de la caseta de bombeo, de donde se va a mandar el gasto requerido para el funcionamiento de la mina.

6.2.- Características Generales de las Diferentes partes que componen la obra desarenadora y de toma.

Tajo

El tajo de entrada se localiza a la elevación 2 175.00 de forma abocinada con taludes 0.5:1. A la elevación 2 181.00 existe una banqueta de 3.00 m de ancho del lado derecho, al final de la cual continúa el talud de 0.5:1.

Estructura de Entrada

Está constituída por una torre de concreto reforzado de 31.00 m de altura, formada por cuatro columnas de 0.50 m de sección transversal armadas con trabes de 0.30 m de sección y 3.00 metros de claro. En las dos partes laterales de la torre existe un muro de protección de 0.30 m de espesor.

En la parte superior de la torre hay una plataforma de maniobras, en la cual descansa el mecanismo elevador de la compuerta deslizante que servirá para desazolvar el conducto. (plano No. 3).

La compuerta deslizante tiene como dimensiones 1.52 x 1.52 m y está flanqueada a los lados por unos tubos de aereación de 12" ø.

Conducto Desazolvador.

Está formado por un ducto de sección cuadrada de 3.00 m de claro interior, con paredes de concreto armado de 0.50 m de espesor. En el inicio del conducto existe una transición de entrada que cambia de sección rectangular de 1.50 x 1.30 a la sección cuadrada de 3 m antes descrita en una distancia de 6.00 m.

La pendiente general del conducto es S = 0.0093. A la salida cae una cubeta deflectora después de pasar por una pequeña transición de cinco metros, en la cual cambia de sección cuadrada a sección trapecial y canal abierto (cae a una cubeta deflectora, la cual disipa la energía)

Cubeta deflectora.- La curva en la cual comienza la cubeta deflectora da comienzo en la estación 0 +118 a la elevación 2 171.11 y termina en la estación 0 + 120.42 a la elevación 2 171.33. En la estación 0+122.76 empieza una losa de concreto armado que termina en la estación 0+108.86 y de ésta a la estación 0+149.46 con una pendiente de 0.0015, hay un

enrocamiento de gran tamaño.

Obra de toma

Consiste de tres tubos de acero de 8" ø con breatomas colocados a diferentes elevaciones, 2 180.00, 2 187.50 y 2 195.00 m.s.n.m. respectivamente, con objeto de que el suministro de agua quede asegurado en cualquier época del año y para cualquier nivel de llenado de la presa.

Esta tubería se encuentra adosada en el paramento aguas abajo de la torre de maniobras, continuando mediante codos a 90° por la parte superior de la galería del conducto desazolvador. Al final de la galería los tubos doblan a la derecha en ángulo recto y se juntan en uno sólo, el cual penetra a la caseta de bombas desde la cual se va a suministrar el gasto requerido.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

PROBABILITY, STATISTICS, AND DECISION FOR CIVIL ENGINEERS JACK. R. BENJAMIN & C. ALLIN CORNELL.

OBRAS HIDRAULICAS

Francisco Torres Herrera.
Facultad de Ingeniería U.N.A.M. 1972

LIBRE BORDO EN PRESAS

Rolando Springall G.
Instituto de Ingeniería U.N.A.M. 1970

Hidrología Primera Parte.
Rolando Springal G.
Instituto de Ingeniería U.N.A.M. 1970

Proyecto de la presa Las Torres, G T O.
IPESA, 1975.

T A B L A S

REGISTRO DE LLUVIA MENSUAL EN LA ESTACION LOS CASTILLOS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1960	6,0	0,0	INAP	4,8	23,9	11,9	109,4	164,4	65,7	21,4	22,0	7,4	436,9
1961	39,7	12,2	7,8	0,7	18,8	193,7	68,7	67,0	100,5	10,2	35,2	5,0	559,5
1962	0,2	1,0	0,0	20,0	1,0	95,8	152,4	115,0	71,1	34,2	6,0	3,3	500,0
1963	0,0	7,0	12,1	5,8	38,8	114,9	127,0	130,5	69,1	59,7	0,0	35,5	600,0
1964	52,8	0,5	3,0	9,5	43,8	82,0	64,0	94,4	220,9	34,9	30,4	12,6	648,8
1965	9,2	13,9	INAP	20,1	28,0	53,7	134,5	191,9	182,5	66,0	2,0	20,0	721,8
1966	8,2	44,5	17,8	30,0	54,6	147,3	239,7	267,5	42,4	101,8	INAP	9,8	958,6
1967	43,0	4,0	21,5	10,2	60,2	173,2	119,6	216,9	155,2	43,9	6,5	3,5	857,7
1968	INAP	35,5	72,2	12,2	31,0	120,8	90,2	89,2	166,9	35,8	10,0	28,5	692,3
1969	9,5	1,0	0,5	0,2	1,3	67,0	109,9	85,6	33,0	22,1	INAP	5,2	335,3
1970	INAP	15,9	0,0	INAP	1,7	49,3	49,3	177,6	200,5	20,2	7,2	INAP	611,2
1971	4,0	0,0	0,2	1,4	60,8	63,3	63,3	189,9	243,1	48,5	6,6	31,3	1011,3
1972	4,0	0,0	0,2	1,4	60,8	63,3	63,3	189,9	243,1	48,5	6,6	31,3	1011,3

TABLA 1

REGISTRO DE LLUVIA MENSUAL EN LA ESTACION GUANAJUATO

ESTACION: GTO. ENE - 1960 DIC. 72 TOTAL LLUVIAS EN M.M.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1960	9.10	INAP	INAP	13.20	5.80	29.30	88.20	239.10	51.10	38.20	0.30	10.90	495.2
1961	19.90	2.00	1.50	18.10	11.90	99.50	30.50	40.60	39.50	10.20	6.60	INAP	280.3
1962	0.10	1.40	0.00	9.70	38.10	135.30	57.80	105.80	106.70	70.90	10.30	5.30	541.4
1963	0.00	INAP	6.90	25.50	33.0	135.2	182.1	108.8	62.9	25.4	8.0	40.7	628.5
1964	40.8	0.0	5.5	3.8	85.0	107.0	121.2	88.4	212.1	35.5	11.5	18.5	729.3
1965	8.3	11.6	0.0	5.1	19.7	160.0	107.5	145.2	124.9	103.8	0.0	7.7	693.8
1966	14.9	32.6	15.9	34.8	42.8	114.1	178.5	194.6	28.6	105.4	0.0	15.3	775.5
1967	0.0	0.0	8.6	3.4	37.0	216.9	123.0	238.7	149.0	72.8	20.0	10.0	879.4
1968	0.8	24.6	123.1	26.2	12.4	54.8	98.1	125.6	116.7	24.30	24.4	8.2	639.2
1969	6.40	3.10	1.70	5.0	16.0	234.70	82.40	252.80	14.3	83.20	0.80	7.2	707.6
1970	INAP	11.10	0.0	0.10	7.60	150.90	55.20	184.2	277.10	9.70	25.20	INAP	721.1
1971	0.00	0.00	9.60	1.20	95.60	382.30	105.90	219.50	279.10	70.00	18.10	18.20	1 119.5
1972	4.10		3.20	7.90	79.30	93.30	92.60	30.20	141.80	58.80	4.30	3.50	519.0

TABLA 2

TABLA 3

CALCULO DE LA PENDIENTE DE LA CUENCA LOS CASTILLOS

	N		L en Km	
No.	Nx	Ny	Lx	Ly
1	7	2	4.20	6.55
2	14	8	11.25	6.70
3	16	16	15.95	6.75
4	16	16	14.40	10.70
5	17	19	11.95	11.30
6	10	9	10.95	11.10
7	9	3	7.85	10.75
8	6	21	6.00	9.70
9	4	15	5.00	8.80
10	6	8	4.40	5.55
11	9	12	3.25	4.90
12	3	6	1.95	3.45
13		4		1.80
14		4		1.50
15		2		1.50
	126.0	145.0	97.150	100.55

$$Sx = \frac{Nx \times D}{Lx} = \frac{126 \times 0.10}{97.15} = 0.13$$

$$Sy = \frac{Ny \times D}{Ly} = \frac{145 \times 0.10}{100.55} = 0.14$$

$$Sm = \frac{0.06 + 0.07}{2} = \underline{0.135}$$

TABLA 4

CALCULO DE LA PENDIENTE DE LA CUENCA LOS MATA

	N			L en Km
No.	Nx	Ny	Lx	Ly
1	17	3	4.10	1.05
2	26	7	6.45	1.38
3	30	14	7.40	2.50
4	36	15	7.70	3.60
5	45	19	7.15	3.80
6	33	17	6.40	4.35
7	16	15	3.80	4.28
8	10	17	2.65	4.25
9	7	24	1.63	4.95
10	3	18	0.68	3.65
11	6	17	0.50	3.50
12		16		3.35
13		19		3.38
14		19		3.38
15		13		0.26
	223.0	223.0	48.46	47.35

$$Sx = \frac{Nx \times D}{Lx} = \frac{223 \times 0.050}{} = 0.23$$

$$Sy = \frac{Ny \times D}{Ly} = \frac{233 \times 0.05}{47.35} = 0.25$$

$$Sm = \frac{Sx \times Sy}{2} = \frac{0.23 + 0.25}{2} = 0.24$$

VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL CALCULADO EN EL ARROYO DEL MONTE

ESCURRIMIENTO MILES m^3

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1955	0	0	0	0	0	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0	0
1956	0	0	0	0	S/D	S/D	S/D	S/D	98.67	3.26	0	0
1957	0	0	0	0	0	259.84	132.62	75.67	944.54	187.67	0.31	0
1958	0	0	0	0	0	424.14	606.64	127.75	2385.95	S/D	1177.41	59.18
1959	36.70	9.92	0	23.0	2.91	123.32	243.47	S/D	272.89	512.31	95.60	37.85
1960	16.21	0	0	0	0	0	23.93	574.74	244.99	31.65	0.90	2.91
1961	14.29	0	0	0	10.11	393.20	138.69	181.91	169.20	4.46	22.79	0
1962	0	0	0	0	0	131.38	79.24	73.47	403.87	32.93	0	0
1963	0	0	0	0	42.84	56.11	396.52	156.36	67.67	44.21	0	20.65
1964	30.23	6.70	0	0	25.36	302.87	197.16	409.76	634.66	222.86	24.06	3.57
1965	0	0	0	0	0	79.64	477.71	868.09	1586.33	1424.42	21.08	17.92
1966	9.49	34.57	5.98	11.90	0.78	8.0	508.59	3960.53	315.36	189.50	26.47	27.0
1967	76.57	36.77	26.23	2.76	7.38	140.12	174.62	352.94	3197.90	245.24	74.12	51.37
1968	48.73	66.15	229.37	26.26	10.04	36.80	499.53	359.51	420.33	57.41	2.42	0
1969	0	0	0	0	0	41.63	325.04	57.23	7.50	28.83	0	0
1970												
1971												
1972												

TABLA 5

TABLA DE FUNCIONAMIENTO DE LA PRESA MINERA LAS TORRES

CAPACIDAD TOTAL EN MILES DE m^3	CAPACIDAD MUERTA EN MILES DE m^3	VOLUMEN UTIL ANUAL EN MILES DE m^3	PORCENTAJE DE APROVECHAMIENTO	PORCENTAJE DE EVAPORACION	PORCENTAJE DE DERRAMES	DEFICIENCIAS MAXIMAS
1 500	200	906,25	42,65	3,72	53.62	0.10
2 000	200	1037.11	48.78	4,15	47.07	0,09
2 500	200	1101,56	52,54	4,59	42.86	0,05
3 000	200	1101,56	53,25	5,25	41,50	0,05
3 500	200	1101,56	54,00	5,78	40,21	0,05

TABLA 6

F I G U R A S

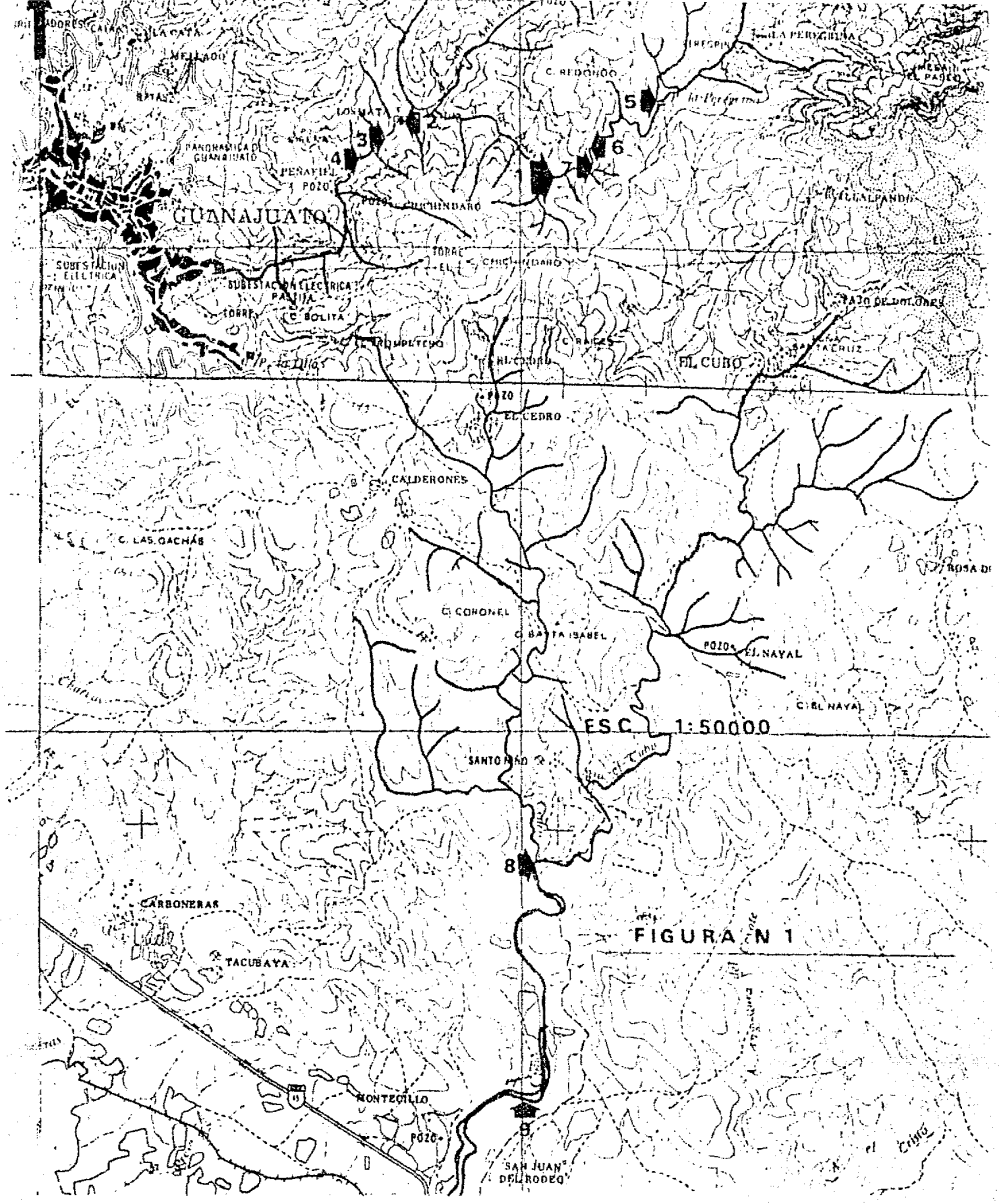


FIGURA N 1

1.- Minera Las Torres
2.- Presa "Los Mata"
3.- Alternativa Sitio No. 1
4.- Alternativa Sitio No. 2
5.- Presa "La Peregrina"
6.- Alternativa Sitio No. 3
7.- Alternativa Sitio No. 4
8.- Confluencia de los ríos el Cedro y el Cubo.
9.- Alternativa Sitio No. 5

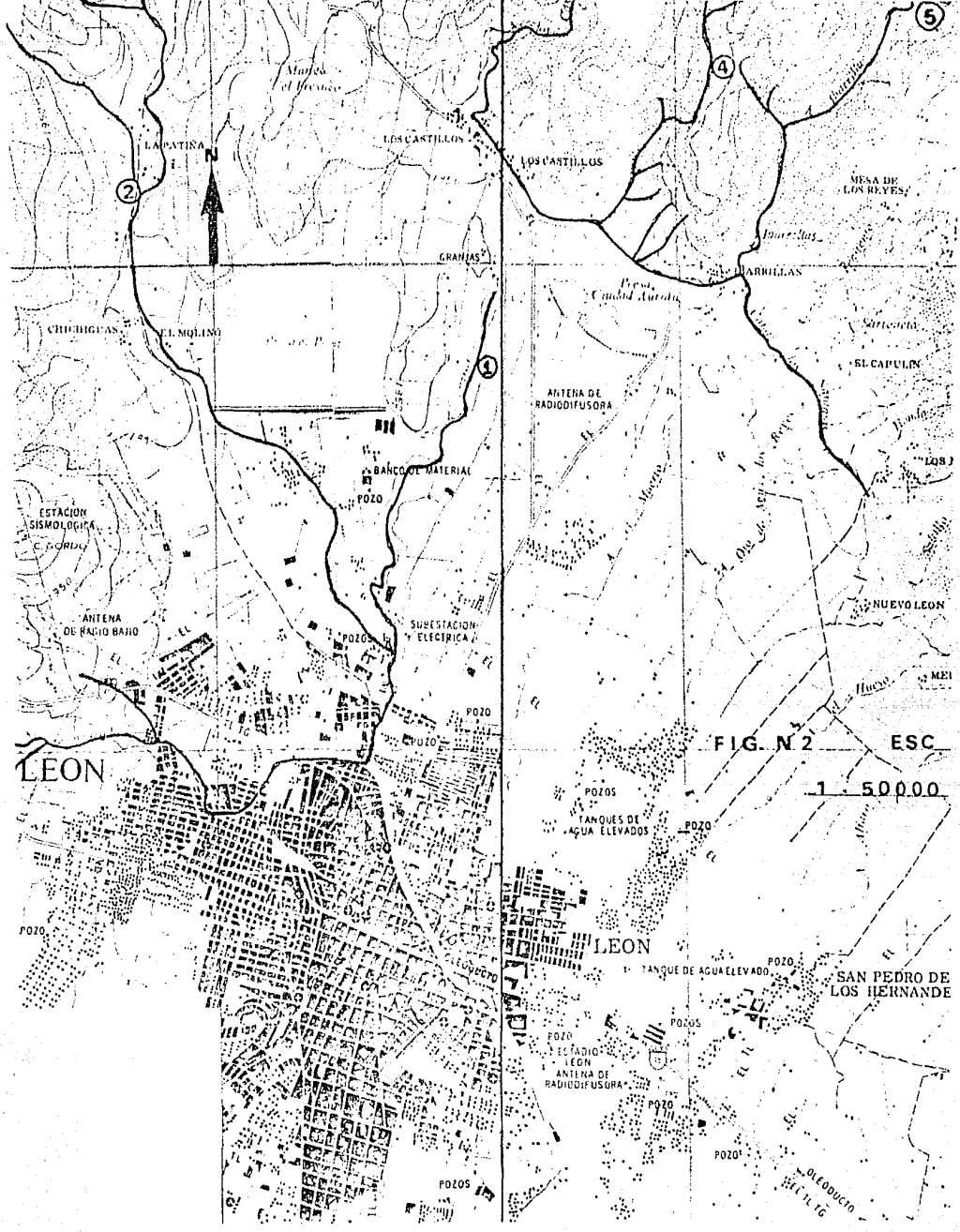
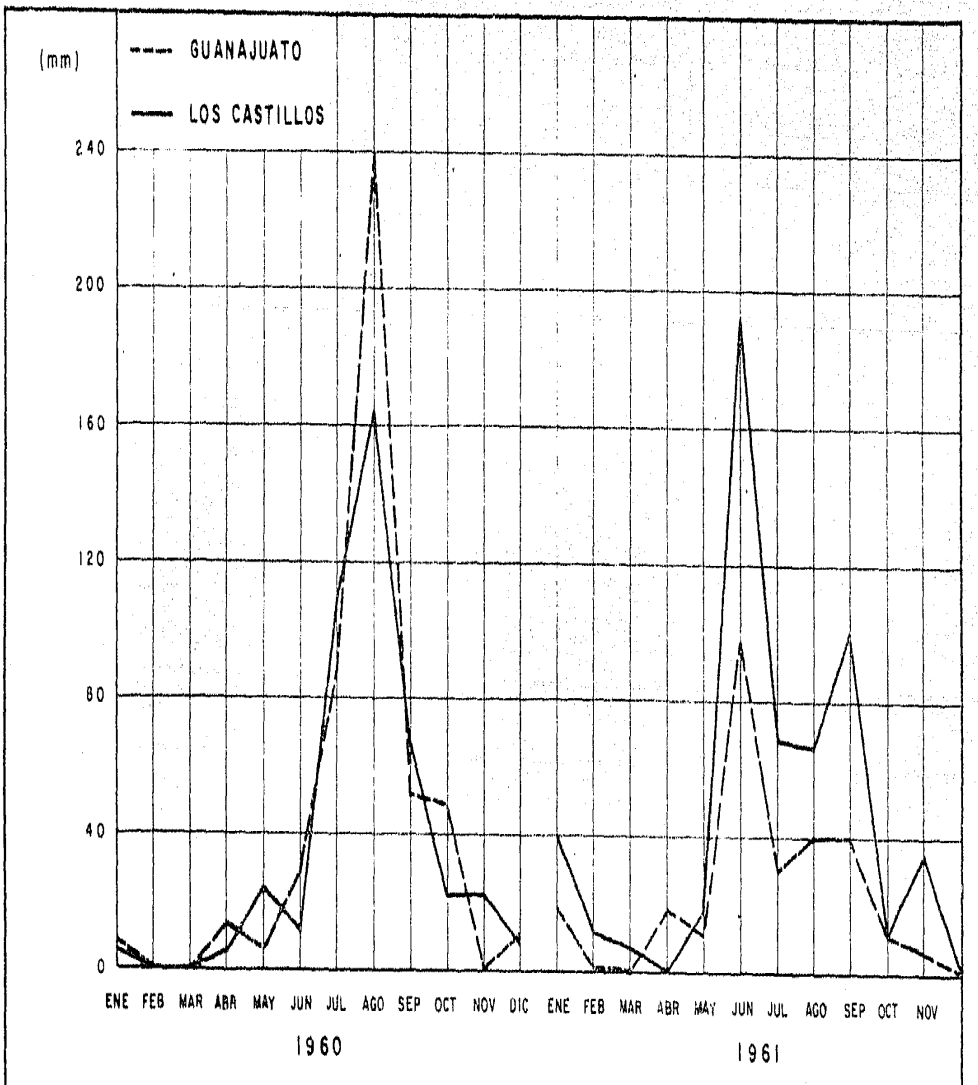


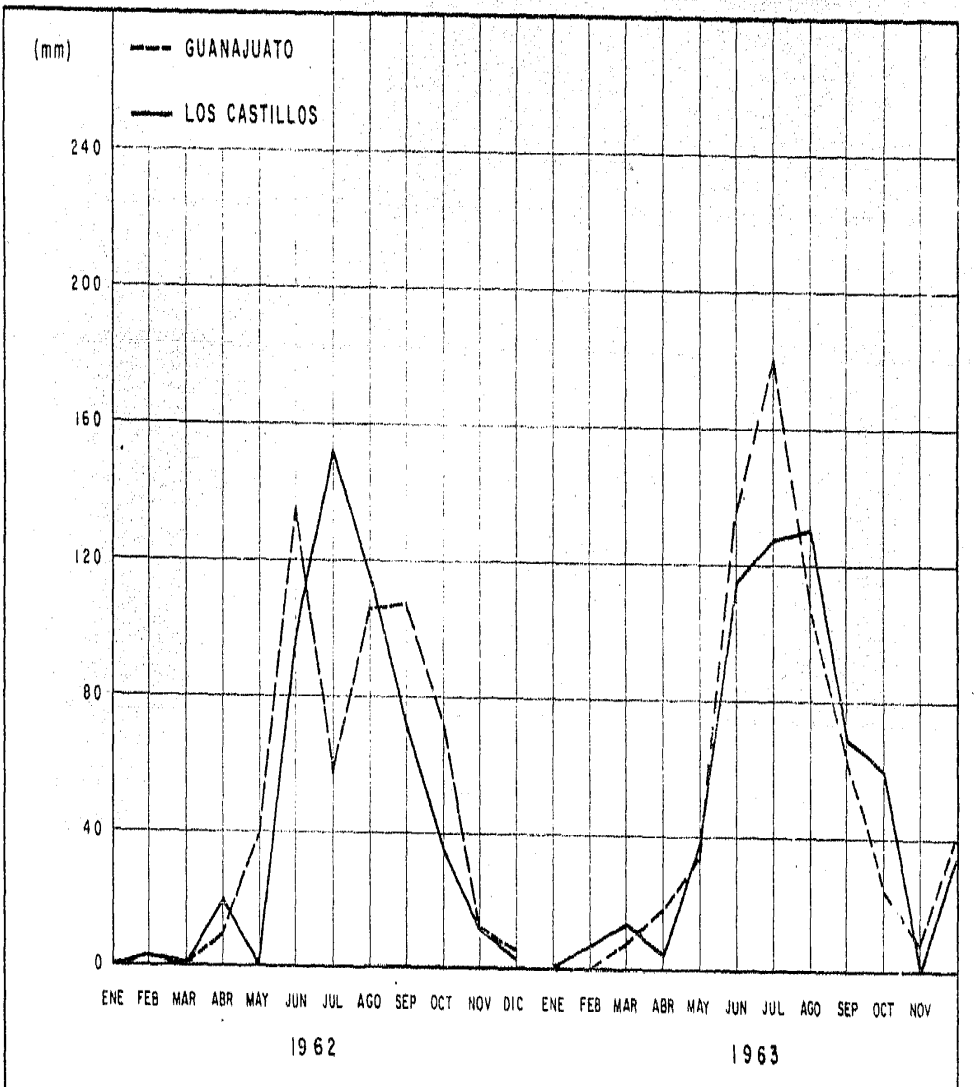
FIG. N 2 ESC 1 : 50000

1.- Arroyo Los Castillos
2.- Arroyo La Patiña
3.- Arroyo El Mariche
4.- Arroyo La India
5.- Arroyo Ibarrilla



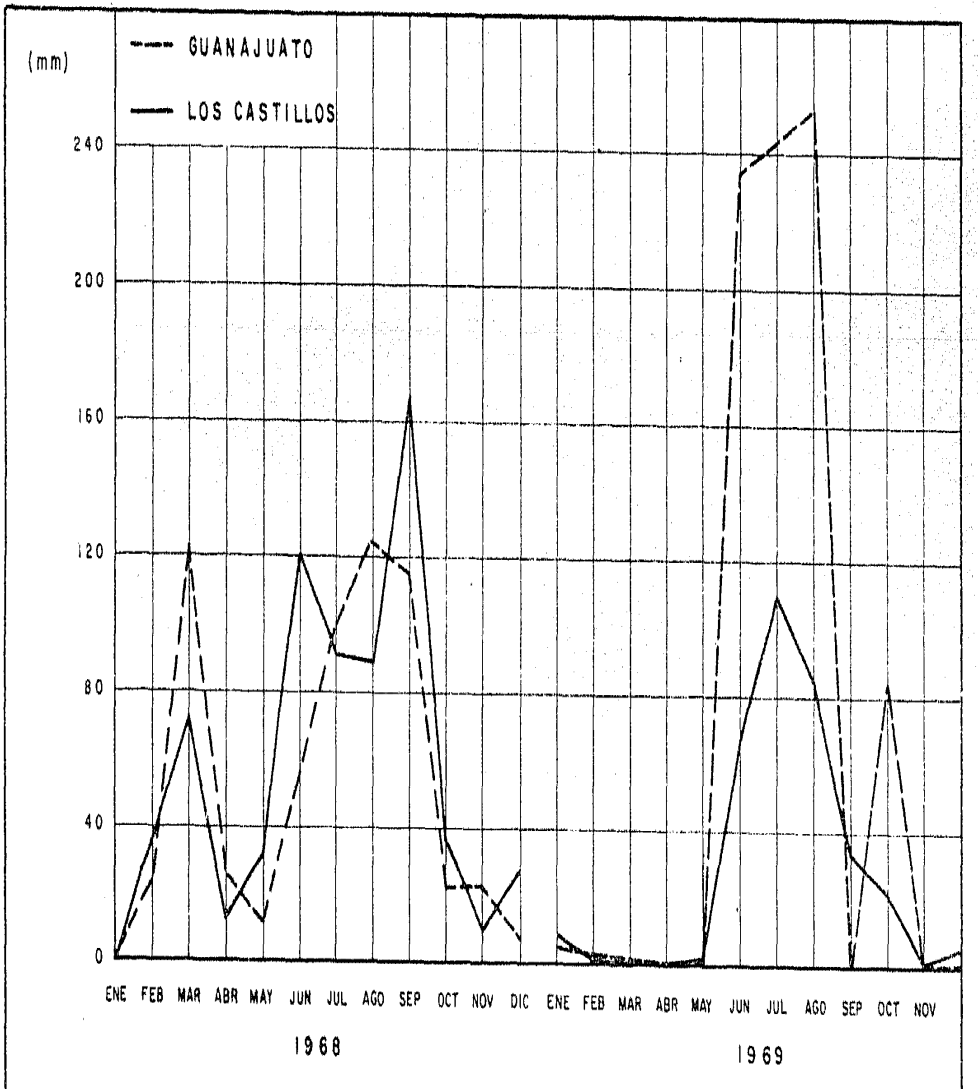
LLUVIA MENSUAL

Fig. Nº 3



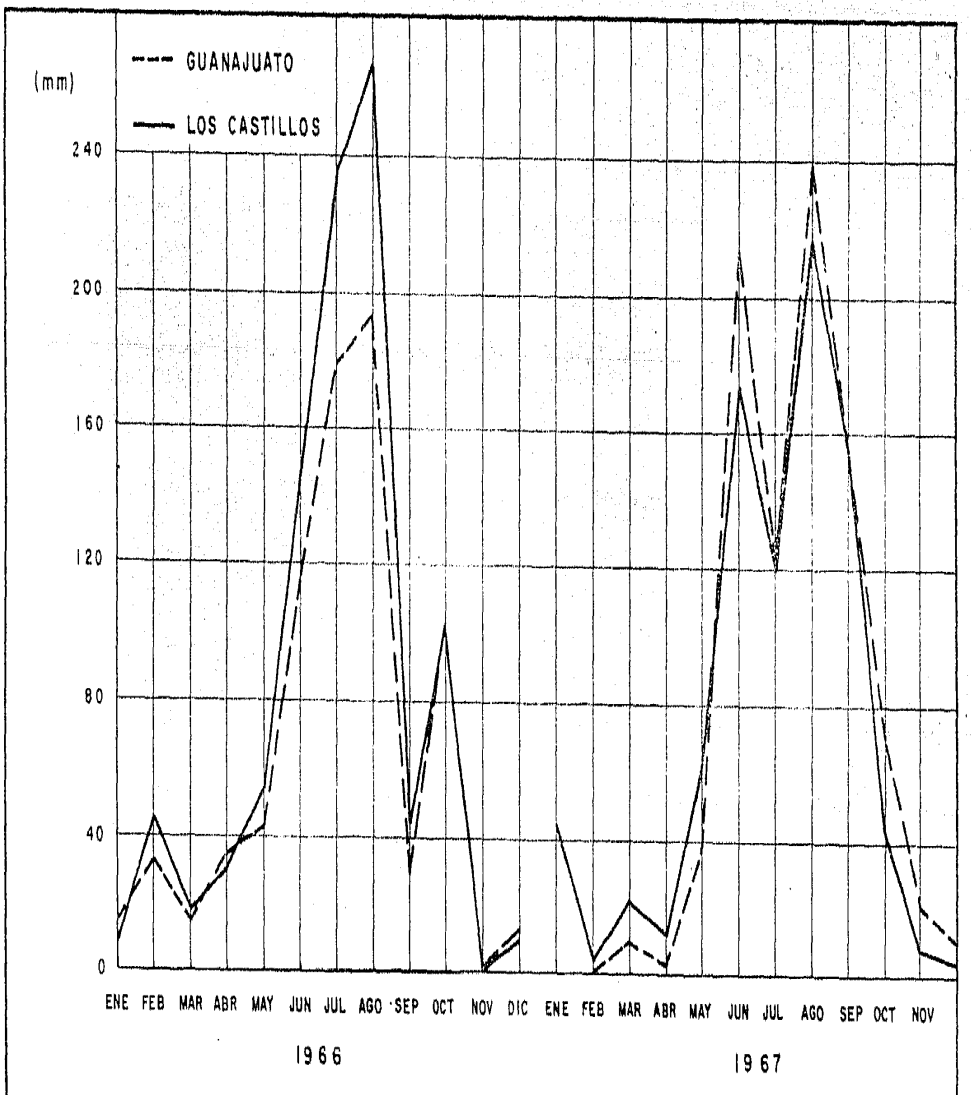
LLUVIA MENSUAL

Fig. Nº 4



LLUVIA MENSUAL

Fig. Nº 5



LLUVIA MENSUAL

Fig. Nº6

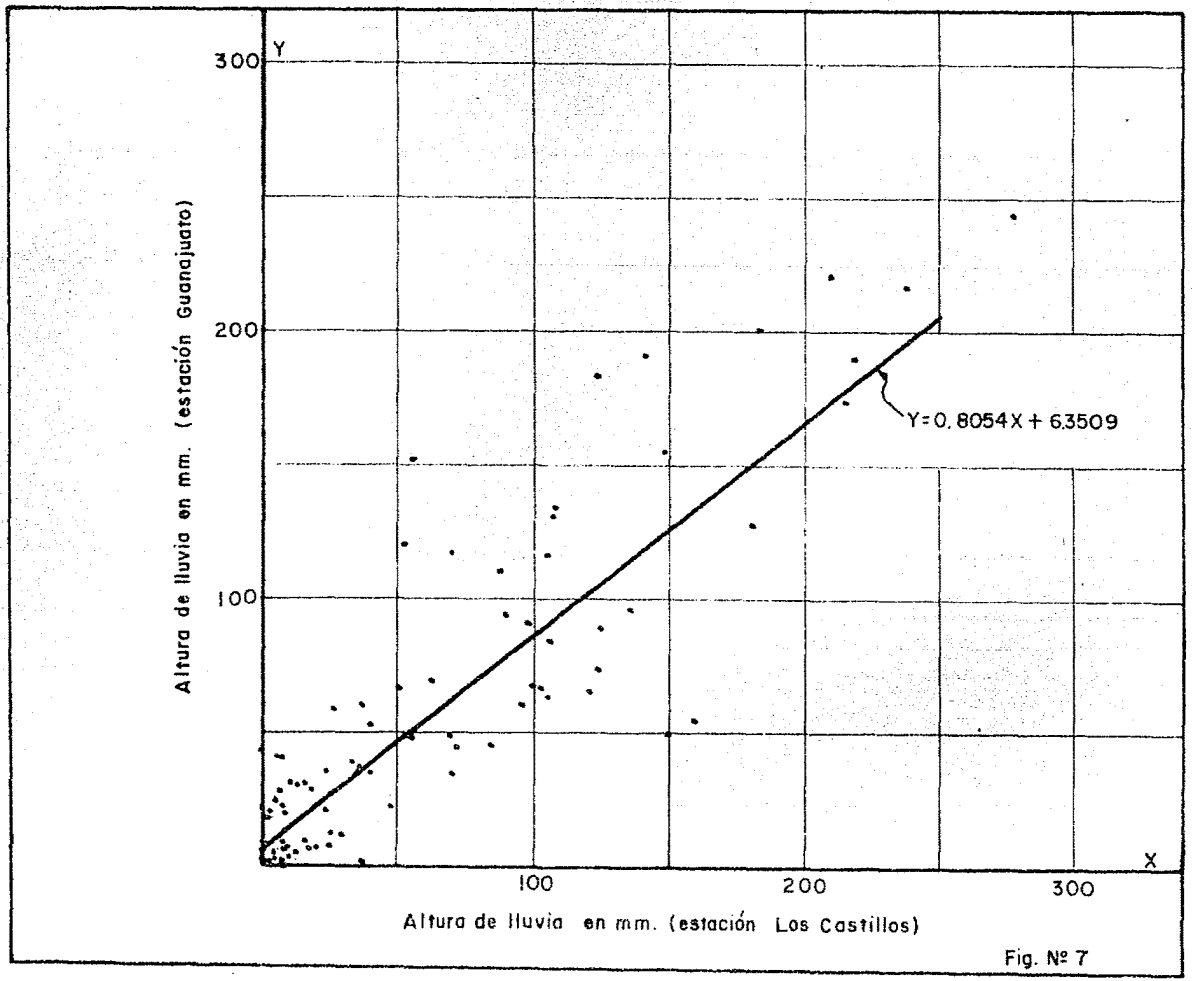

Y
300
200
100
Altura de lluvia en mm. (estación Guanajuato)
Y=0.8054X + 6.3509
X
100
200
300
Altura de lluvia en mm. (estación Los Castillos)

Fig. Nº 7

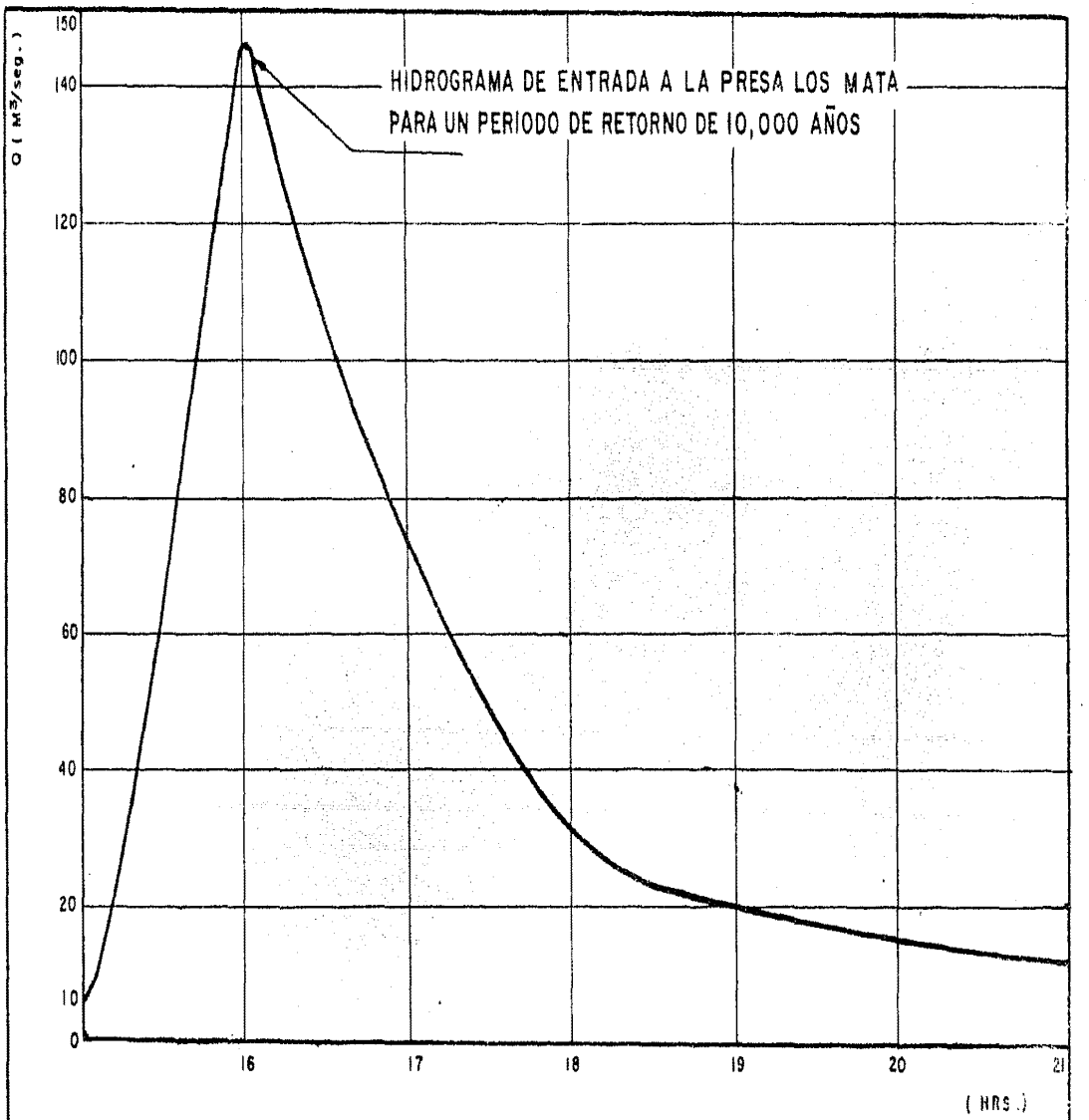
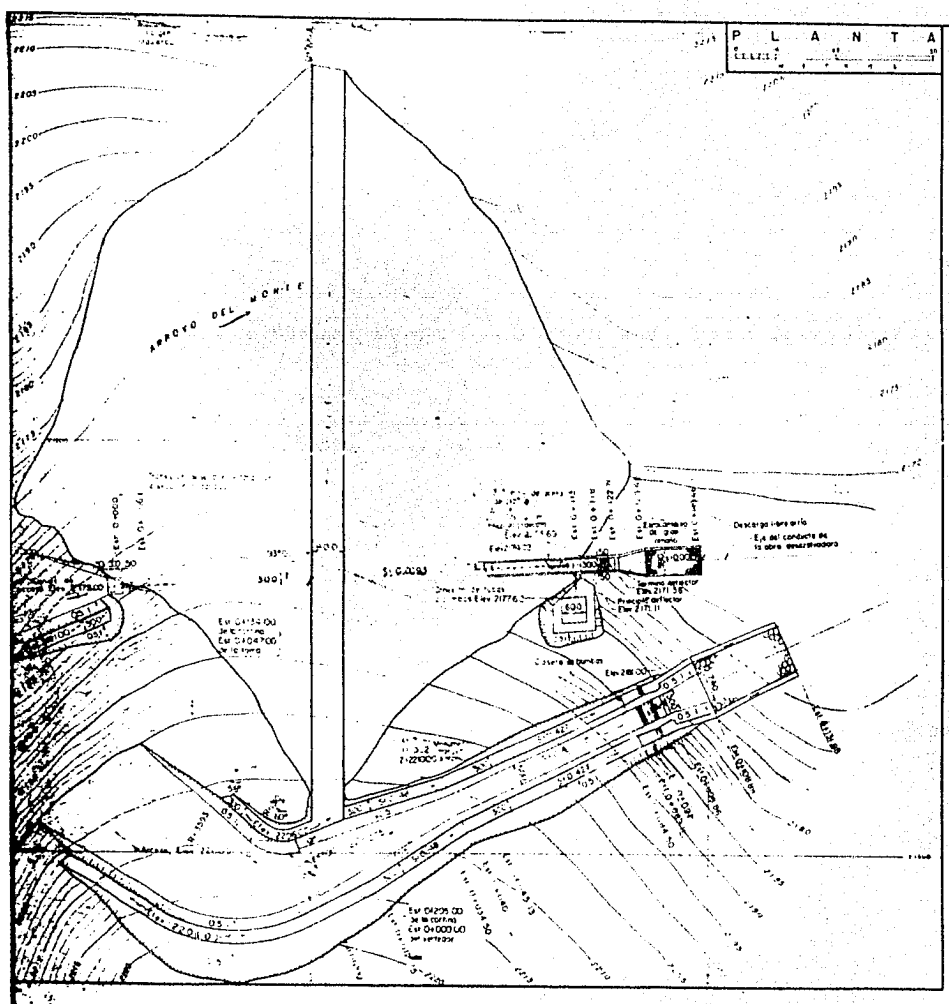
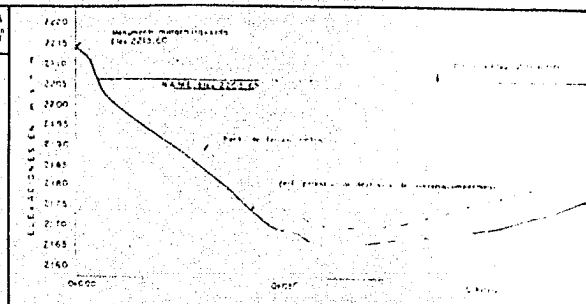

HIDROGRAMA DE ENTRADA A LA PRESA LOS MATA
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10,000 AÑOS
Q (M³/seg.)
150
140
120
100
80
60
40
20
10
0
16
17
18
19
20
21
(HRS.)

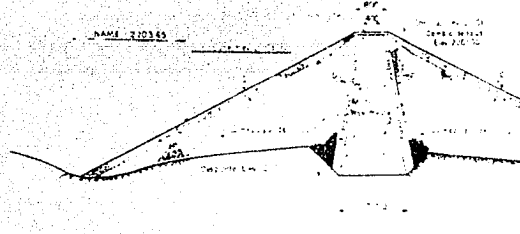
Fig. Nº 8

P L A N O S

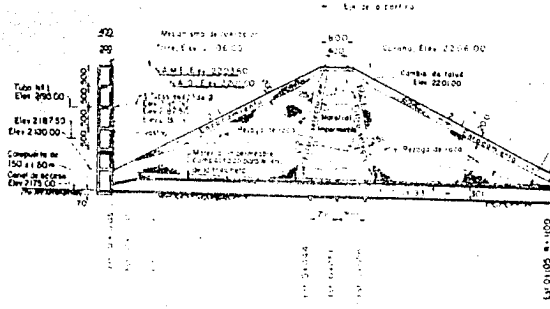




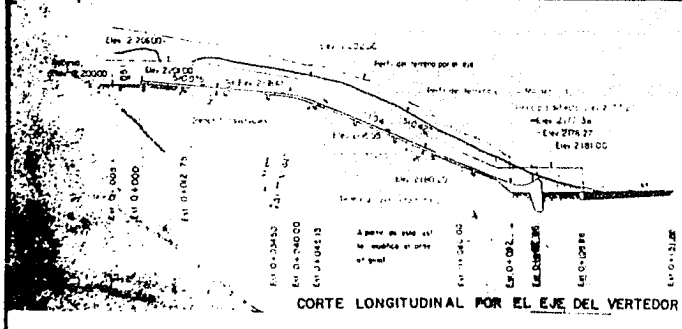
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA
EST. 0+110

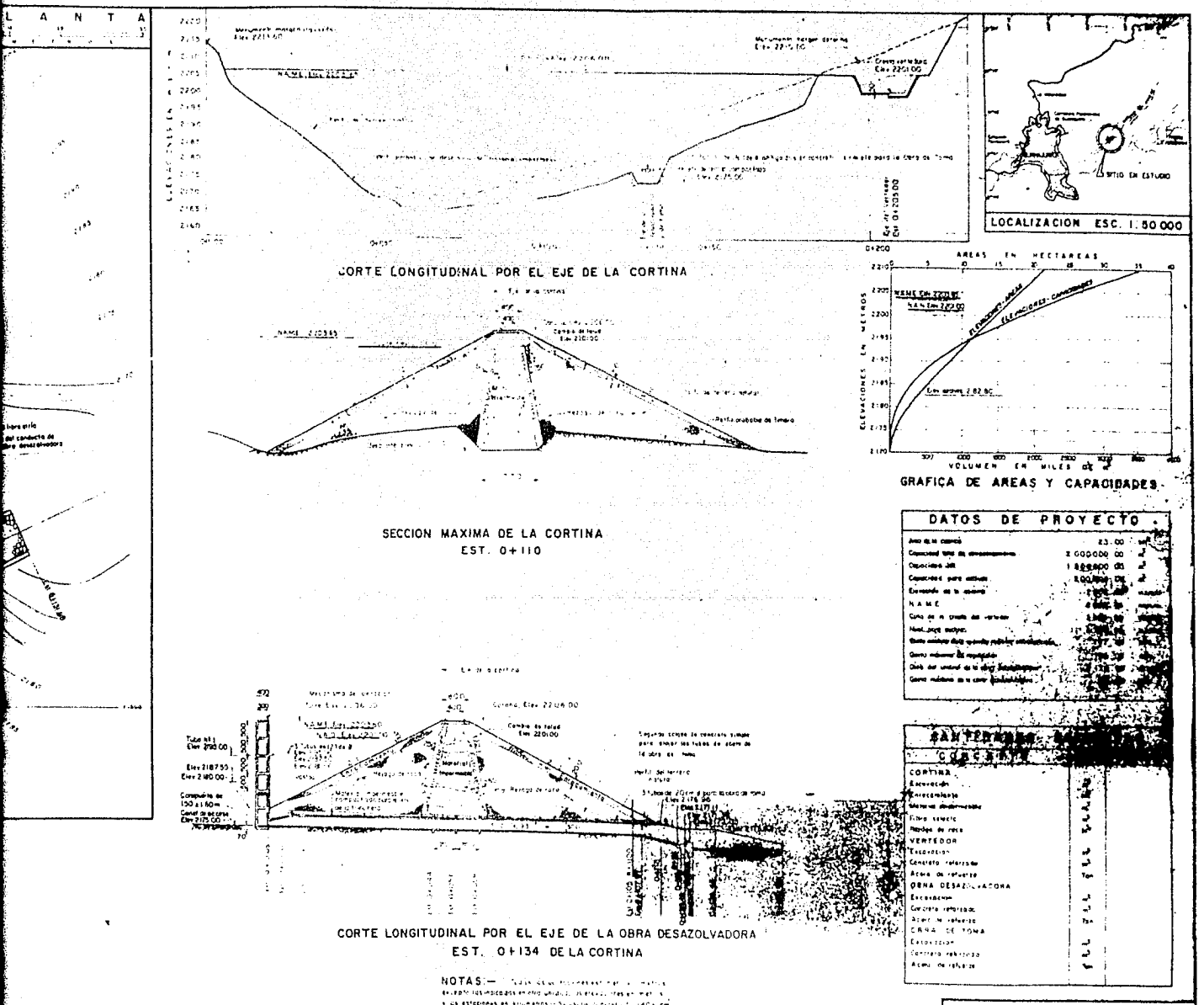


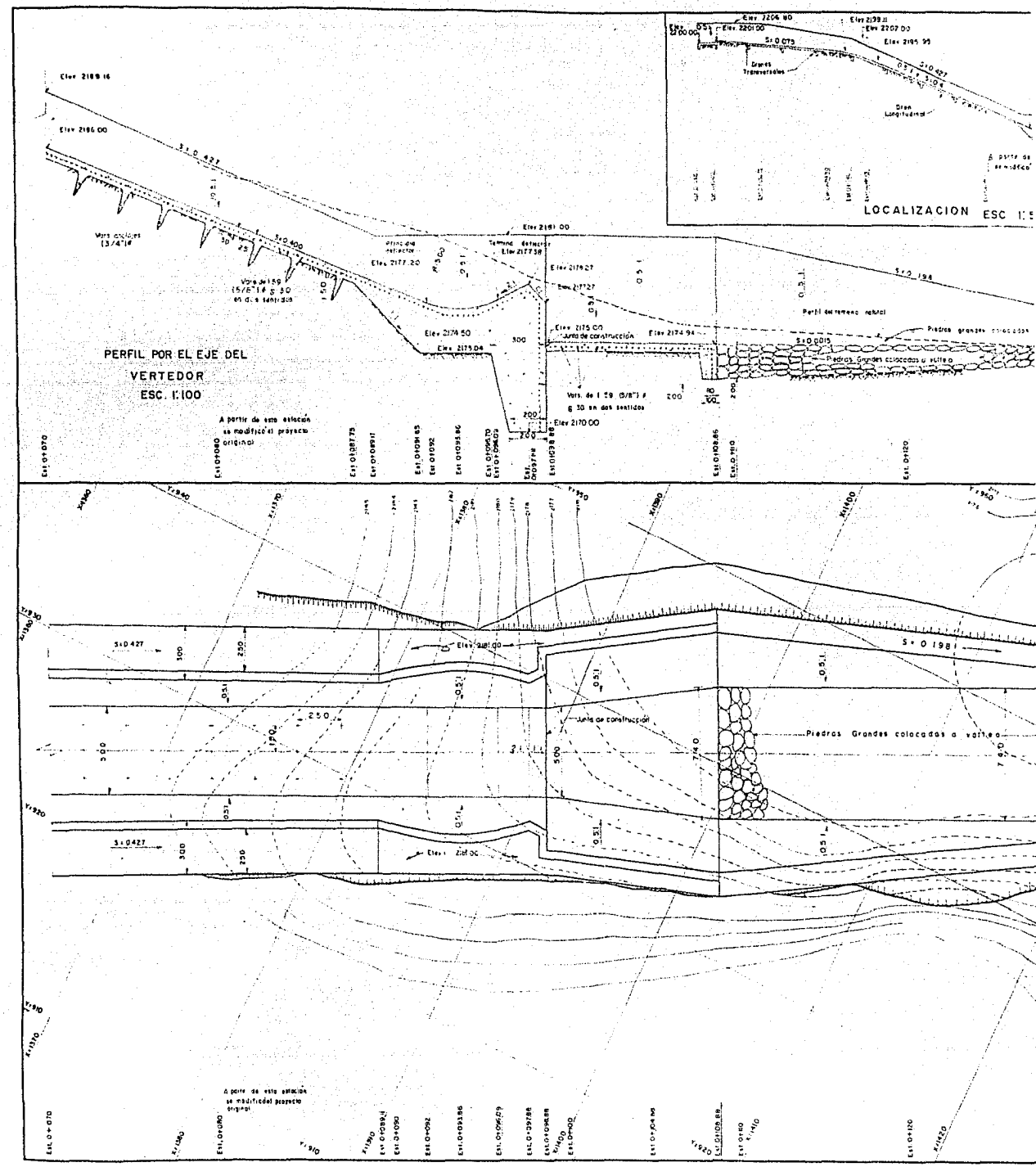
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OB
EST. 0+134 DE LA CORTIN

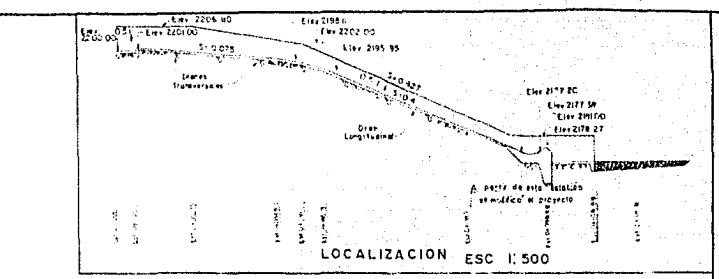


CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL VERTEDOR

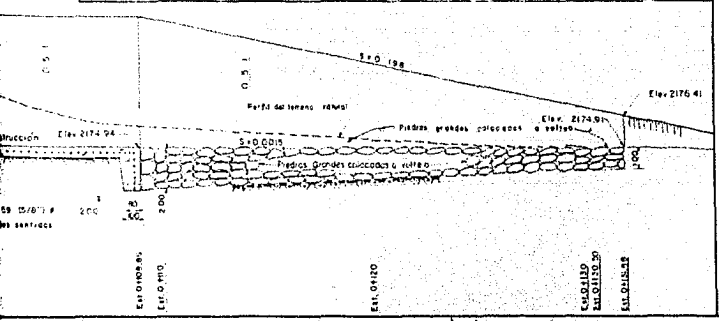
NOTAS:—

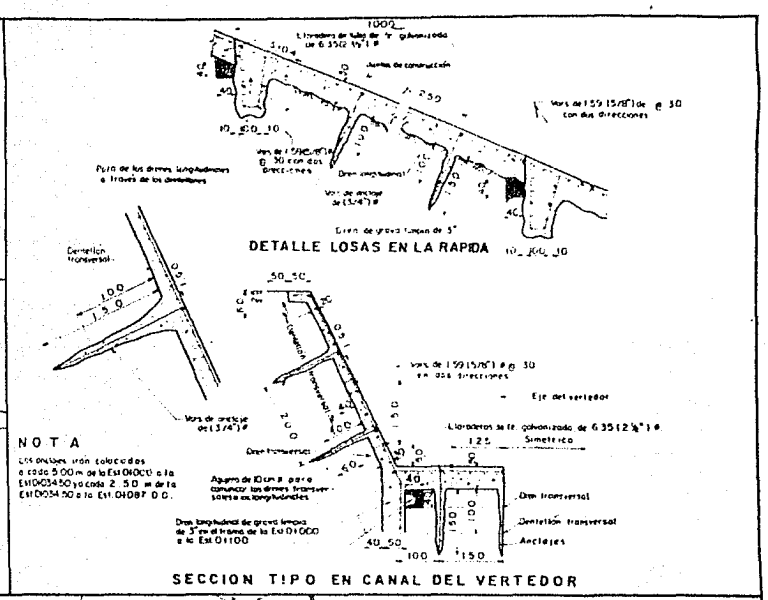

PLANTA
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA CORTINA
LOCALIZACION ESC. 1:50 000
SITIO EN ESTUDIO
AREAS EN HECTAREAS
ELEVACIONES EN METROS
VOLUMEN EN MILES DE M3
GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA
EST. 0+110
DATOS DE PROYECTO
CORTINA
VERTEDOR
OBRA DESAZOLVADORA
OBRA DE TOMA
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA DESAZOLVADORA
EST. 0+134 DE LA CORTINA
NOTAS:
U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA
PRESA "LAS TORRES"
PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION
TESIS PROFESIONAL
DIONICIO GARCIA ARANGO

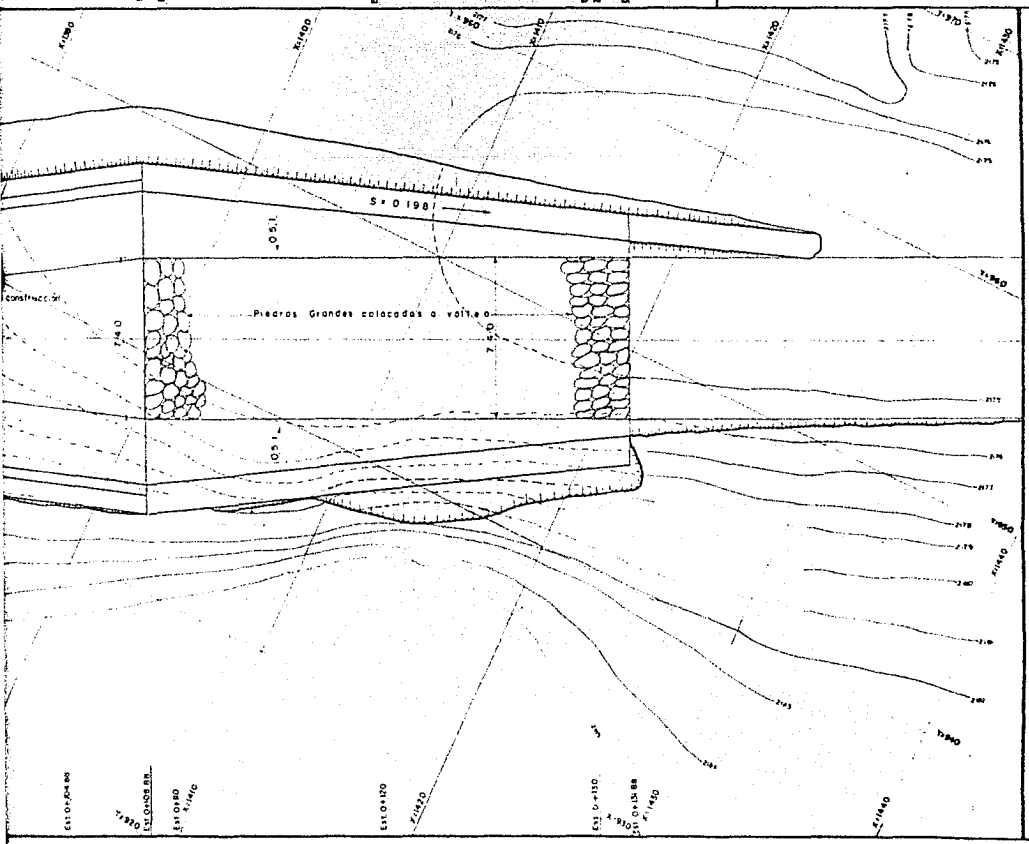

PERFIL POR EL EJE DEL VERTEDOR
ESC. 1:100
LOCALIZACION
Elev 2189.16
Elev 2186.00
Elev 2181.00
Elev 2177.20
Elev 2174.50
Elev 2175.04
Elev 2175.00
Elev 2170.00
Elev 2174.94
Elev 2179.27
Elev 2204.80
Elev 2201.00
Elev 2207.00
Elev 2199.11
Elev 2195.95
Drenes Transversales
Dren Longitudinal
Perfil del terreno natural
Piedras grandes colocadas a volteo
Junta de construcción
Vers. de 1.59 (5/8") # 6.30 en dos sentidos
A partir de esta estación se modifica el proyecto original



LOCALIZACION ESC 1:500







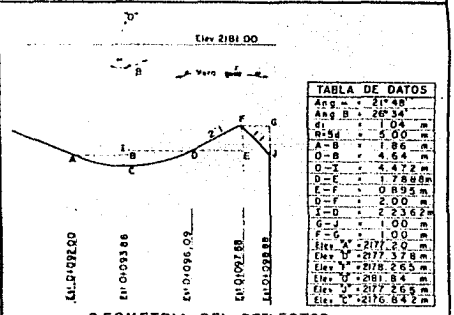


TABLA DE DATOS		
Ang. α	=	21° 48'
Ang. β	=	26° 34'
d1	=	1.04 m
R=Sd	=	5.00 m
A-B	=	1.86 m
O-B	=	4.64 m
O-I	=	4.472 m
D-E	=	1.7888 m
E-F	=	0.895 m
D-F	=	2.00 m
I-D	=	2.2362 m
G-J	=	1.00 m
F-G	=	1.00 m
Elev. "A"	=	2177.20 m
Elev. "I"	=	2177.378 m
Elev. "B"	=	2178.265 m
Elev. "O"	=	2181.84 m
Elev. "J"	=	2177.265 m
Elev. "C"	=	2176.642 m

GEOMETRIA DEL DEFLECTOR

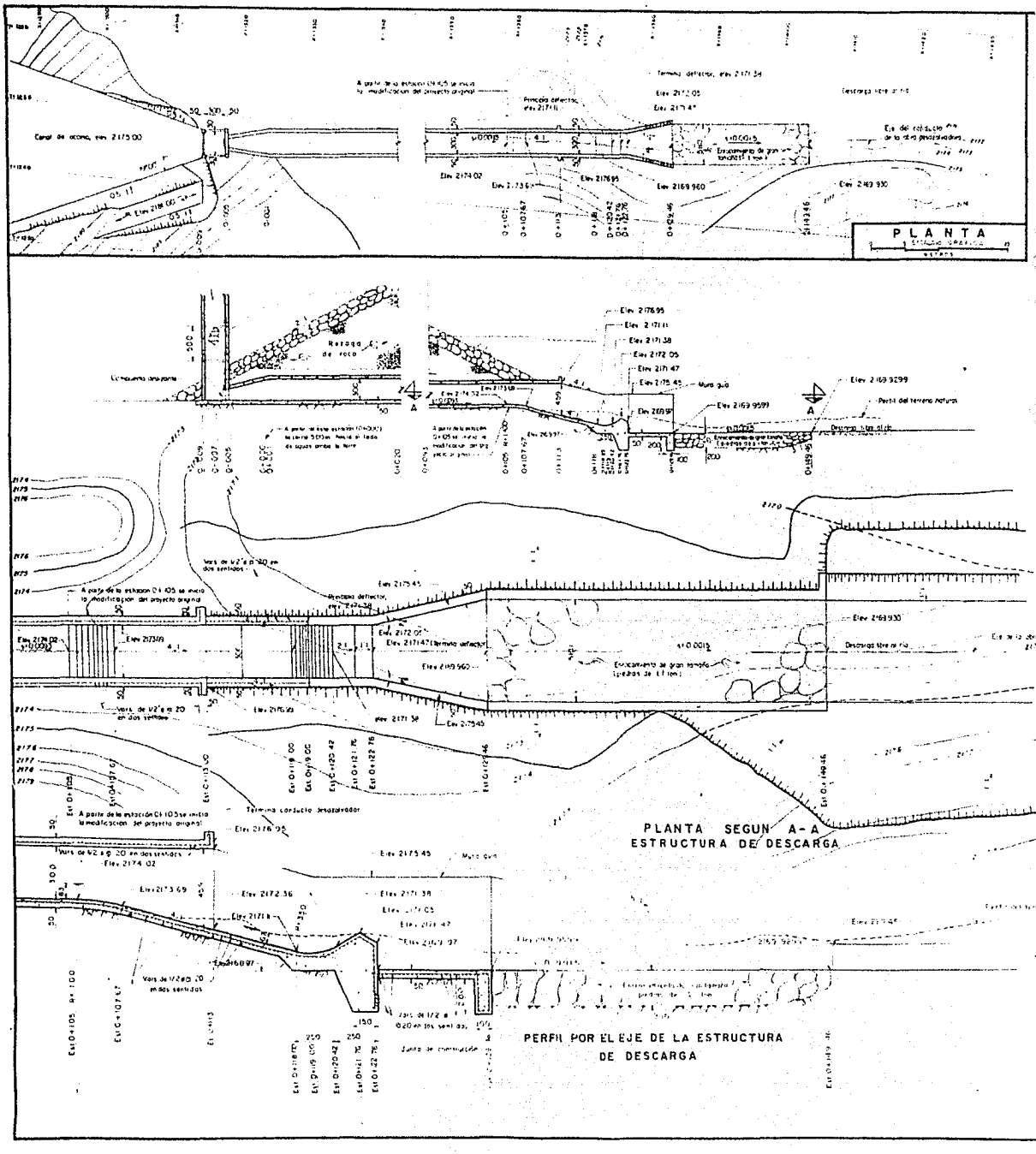
DATOS DE PROYECTO	
Gasto máximo	120 m³/s
Elevación cresta vertedora	2201.00 m
Elevación N.A.M.E.	2203.65 m
Elevación corona de la cortina	2206.00 m
Longitud cresta vertedora	12.50 m

CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m³	
Concreto	m³	
Acero de refuerzo	ton	
Relleno compactado	m³	
Enrocamiento	m³	

NOTAS

Todas las acotaciones están en centímetros excepto las indicadas en otra unidad, las elevaciones en metros y las estaciones en kilómetros. - Usar concreto de f'c = 210 kg/cm² a la edad máxima del agregado grueso será de 2" - El acero de refuerzo será de grado 30 según D.G.N. No. 1 con E = 2,100,000 kg/cm². - Las trabes serán de 40 cm y recubrimiento de 5 cm excepto donde se indique lo contrario. - Entre dos etapas consecutivas de colado se dejará un intervalo de 5 días como mínimo, no se dejarán juntas de refuerzo en — el vertedor, continuándose el refuerzo a través de las juntas de construcción. - La profundidad de los dentellones podrá modificarse a juicio del Ingeniero Residente. - El plano del vertedor es el No. 4 - El plano general y de localización es el No. 2

U.N.A.M.	FACULTAD DE INGENIERIA
PRESA "LAS TORRES" OBRA DE EXCEDENCIAS	
TESIS PROFESIONAL DIONICIO GARCIA ARANGO	
MEXICO, D.F.	PLANO N° 2


PLANTA
PLANTA SEGUN A-A
ESTRUCTURA DE DESCARGA
PERFIL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA
DE DESCARGA

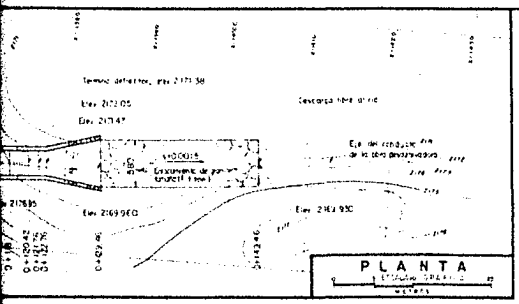
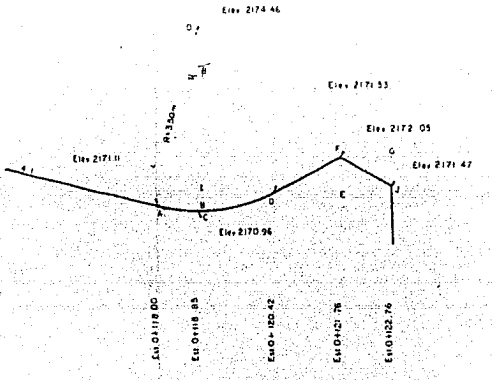
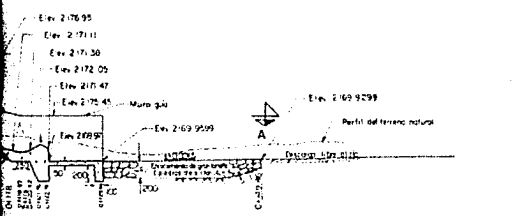
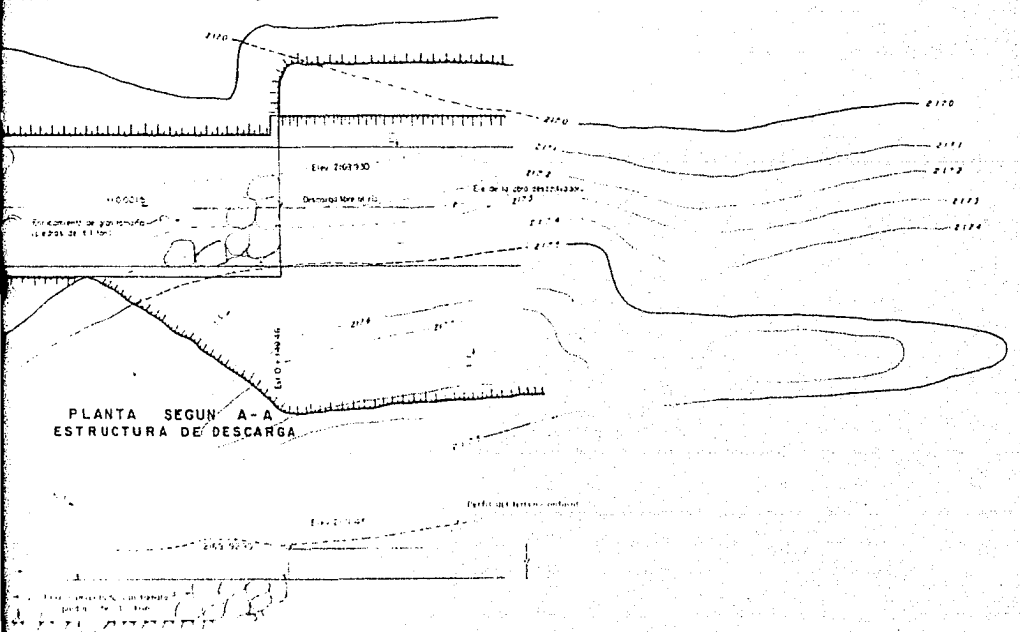


TABLA DE
ANG α = 14° 02'
ANG β = 26° 34'
d = 0.66 m
R = 3.50 m
AB = 0.8479 m
OB = 3.40440 m
OT = 1.13144 m
OE = 1.34162 m
EF = 0.67086 m
OF = 1.50 m
FD = 1.36334 m
OJ = 0.57735 m
FG = 1.00 m
Elev. A = 2171.055
Elev. D = 2171.33
Elev. F = 2172.00
Elev. O = 2174.46
Elev. E = 2171.423
Elev. C = 2170.96



GEOMETRIA DEL DEFLECTOR





PLANTA SEGUN A-A
ESTRUCTURA DE DESCARGA

EL EJE DE LA ESTRUCTURA
DE DESCARGA

CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m^3	8 7 9
Concreto simple	m^3	2 5 5
Acero de refuerzo	Kg	4 5 7 7
Enrocamiento	m^3	2 2 4

NOTAS

Acotaciones en centímetros, elevaciones y estaciones en metros. Usese concreto f'c= 210 kg/cm², el tamaño máximo del agregado grueso será de 2". El acero de refuerzo será de grado 42 según NOM - R6 - 72 los traslapes según de 4.2cm y recubrimiento de 7.5 cm, excepto en donde se indique lo contrario. Entre dos etapas consecutivas de colado se dejará un intervalo de 5 días como mínimo. No se dejarán juntas de construcción en el reglamento, continuándose el refuerzo a través de las juntas de construcción. En el deflector de la obra desarenadora es el Nº 1. Ver especificaciones y detalles en el Nº 2

U.N.A.M.	FACULTAD DE INGENIERIA
PRESA "LAS TORRES" OBRA DESARENADORA Y DE TOMA	
TESIS PROFESIONAL DIONICIO GARCIA ARANGO	
MEXICO, D.F.	PLANO Nº 3