

24/123



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

**Análisis Técnico - Económico de la Obra
de Excedencias para la Presa Garabatos,
Edo. de Jalisco**

T E S I S

Que para obtener el título de :
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a :
ARTURO OROZCO TORRES



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.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
PRESA DE ALMACENAMIENTO "GARABATOS"	5
ESTUDIOS BASICOS	9
3.1 Socio-económico	9
3.2 Topográfico	10
3.3 Geológico	11
3.4 Hidrológico	16
ANALISIS DE ALTERNATIVAS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	37
4.1 Presentación de alternativas	
4.2 Criterio de análisis	
4.3 Análisis de alternativas	
OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA "GARABATOS" EN EL ESTADO DE JALISCO	46
5.1 Consideraciones técnicas en el diseño de una obra de excedencias	46
5.2 Diseño hidráulico de la obra de excedencias	67
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
6.1 Aspecto social y económico	82
6.2 Aspectos técnicos	83
6.3 Repercusión ambiental	84
BIBLIOGRAFIA.	

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

La ingeniería es una actividad profundamente humana e intelectual, que procura transformar en condiciones de eficiencia máxima los recursos de la naturaleza, en beneficio de las condiciones del hombre y de la sociedad.

Es entonces comprensible que la ingeniería es una actividad -- que colabora ampliamente en el proceso de desarrollo socio-económico de un país, trascendiendo en el mejoramiento de los niveles de vida de éste. Esta labor, implica estudios profundos de las necesidades prioritarias de la sociedad, los recursos disponibles tanto humanos como materiales y un desarrollo permanente de tecnología.

México, es un país que presenta una alta tasa de crecimiento-demográfico y desigual distribución de la población. Para tener una idea de ello, basta analizar las estadísticas de las últimas décadas: en 1950, el país contaba con 26 millones de habitantes, de los cuales el 60 % - era rural; en 1975 la población era de 60 millones, siendo el 40 % ru-ral; actualmente México cuenta con 68 millones de habitantes, con ----

una población rural del 38 %. Esto, enmarca otro fenómeno social que presenta la necesidad de una atención especial; la migración interna.

Las corrientes migratorias principalmente del sector rural al urbano, actúan como un mecanismo que centraliza la población y manifiesta las desigualdades regionales dentro del sistema económico. De esta manera, aparecen también grandes necesidades de transporte, -- electrificación, educación, pero principalmente en el aspecto de la alimentación. Esto último, se debe en gran medida a la falta de planeación y políticas claras en el problema del agro, escasez de tecnología adecuada y abandono del campo por la migración de sus integrantes de origen.

El satisfacer las necesidades y resolver los problemas que presenta nuestra sociedad, es en buena parte responsabilidad y compromiso de la actividad profesional de la ingeniería, con el propósito fundamental de que dicha actividad evolucione, progrese y se desarrolle en todos los aspectos.

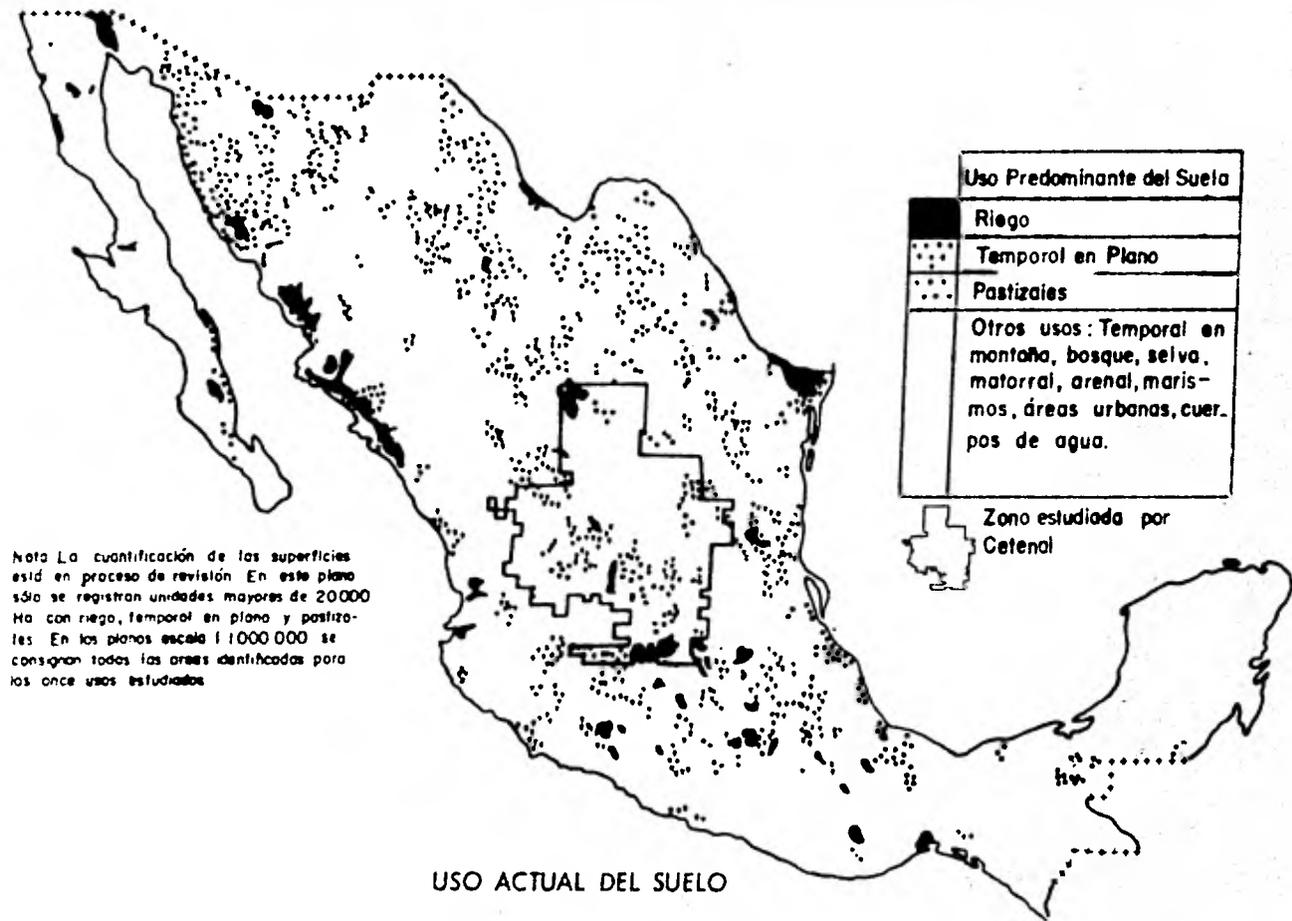
En nuestro país se explotan aproximadamente 12.5 millones de hectáreas de tierra (6.25 % del territorio nacional) para la producción -- agrícola, de las cuales el 15 % cuenta con sistemas de riego; el resto -

se encuentra bajo el régimen de temporal (ver fig. 1.1); a un buen porcentaje de estas se le puede dotar de un sistema de riego. Por otro lado, existen en la actualidad un buen número de hectáreas de tierra sin explotar, y que bien podrían contribuir al incremento de la producción agrícola existente, practicando una política económica adecuada y aprovechando nuestros recursos hidráulicos por medio de una infraestructura conveniente que aseguren un desarrollo equilibrado de nuestra economía.

Por lo anterior, se comprende el grado de importancia que adquieren las obras hidráulicas dentro del contexto agrícola, económico y social de México.

El aprovechar el potencial hidráulico de nuestro país, requeriría, del concurso de grandes inversiones pero fundamentalmente de la disponibilidad y creatividad de sus técnicos e ingenieros.

La finalidad del presente trabajo, es presentar la conjunción de estos factores en el desarrollo de estudios, alternativas y toma de decisiones para alcanzar óptimos resultados en el análisis técnico-económico de una obra de excedencias, complementaria pero de vital importancia, de una presa de almacenamiento.



Nota La cuantificación de las superficies está en proceso de revisión. En este plano sólo se registran unidades mayores de 20000 Ha con riego, temporal en plano y pastizales. En los planos escala 1:1000 000 se consignan todas las áreas identificadas para los once usos estudiados.

USO ACTUAL DEL SUELO

FIGURA 1.1

C A P I T U L O I I

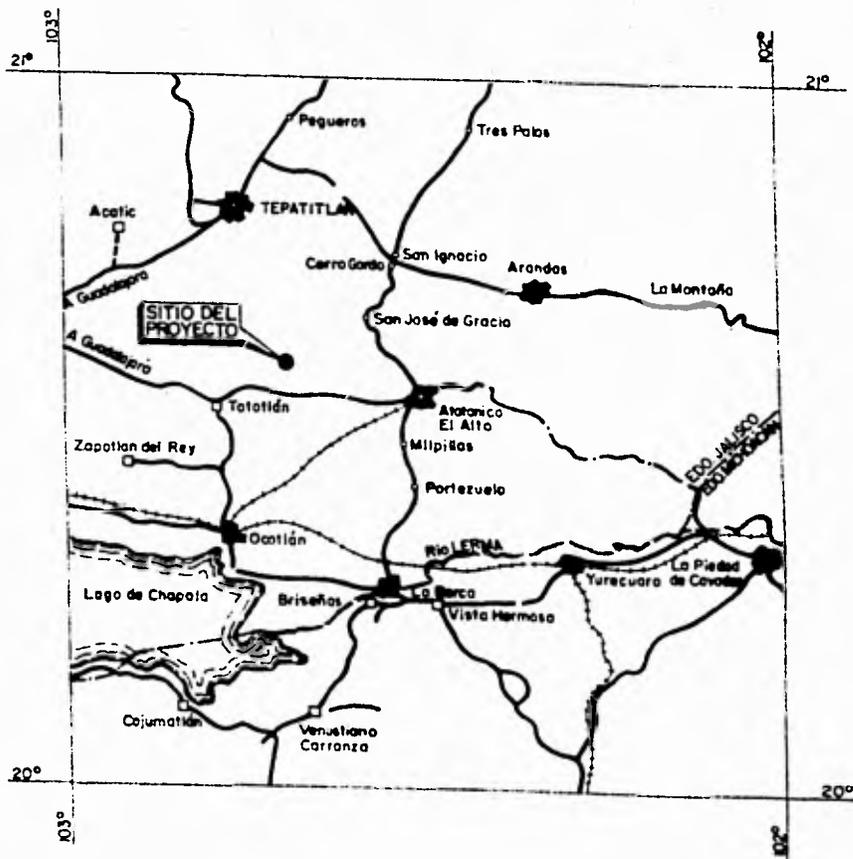
PRESA DE ALMACENAMIENTO "GARABATOS"

La creación de un almacenamiento, que servirá para dotar de suficiente agua a una zona agrícola, comprende el total aprovechamiento de los recursos disponibles en el lugar, para alcanzar en determinado tiempo una mayor producción.

En el municipio de Tototlán, Jalisco se pretenden construir dos obras de almacenamiento que actualmente se denominan: "Garabatos" y "Las Hormigas" y formarán parte de un sistema agrícola. En este sistema agrícola se cultivarán aproximadamente 4700 Ha. de tierra de buena calidad, logrando con esto beneficiar directamente a 12630 habitantes en lo que se considera el valle de Tototlán.

Como parte importante del sistema, la presa "Garabatos" aprovechará las aguas del arroyo "Los Sabinos", con cuya capacidad se someterán bajo el sistema de riego 1300 Ha.

Para llegar al sitio del proyecto, (ver fig. 2.1), se parte de la



LOCALIZACION
 Proyecto "Garabatos"

ESC. 1 : 800 000

FIGURA 2.1

ciudad de Guadalajara por la carretera a Lagos de Moreno y en la entrada a Tepatitlán de Morelos, en el lugar donde se encuentra el panteón, se toma una brecha al SE, transitable en tiempo seco; se llega a la rancharía Ojo de Agua después de recorrer 20 Km, 500 m aguas arriba de -- donde se encuentra el sitio del proyecto.

Según la clasificación de Koeppen, la región tiene clima seco - estepario, lluvias en verano, con índices BShwg.

El almacenamiento estará constituido por las siguientes estructuras:

a) Cortina

Es el tipo de materiales graduados con un corazón de arcilla en la parte central, con taludes iguales a ambos lados, provista de una trinchera que corta los acarreos del arroyo para desplantarse en material rocoso; -- tiene respaldos de arena, transición de rezaga y una chapa de enrocamiento en ambos lados. (PLANO No. 1).

DIMENSIONES PRINCIPALES DE LA CORTINA.

Altura máxima	35.00 m
Longitud de la cortina	500.00 m
Ancho de la corona	6.00 m
Ancho máximo de la base	130.00 m
Bordo libre	2.20 m

b) Obra de Toma

Consiste básicamente en un conducto de sección compuesta (rec tangular en la parte inferior y semicircular en la superior), cuyo funcio namiento se ha calculado para que trabaje como canal, alojado en la -- margen derecha, cubierto por la cortina y cuya capacidad máxima es de 7.00 m³/seg.

El control de las extracciones se hace por medio de compuertas deslizantes de 0.915 x 0.915 m², una de servicio y la otra de emergen- cia, operadas desde la parte superior de una torre de concreto armado, ésta última ubicada en el extremo aguas arriba del conducto. Para la - operación de compuertas, la torre de esta obra de toma, está comunica da a la cortina por un puente metálico. (PLANO No. 2).

c) Obra de excedencias

La obra de excedencias, como tema central de este trabajo, - será tratada ampliamente en capítulos posteriores.

C A P I T U L O I I I

ESTUDIOS BASICOS

3.1. - Socio-económico

Las necesidades y condiciones de una región plantean problemas de mayor o menor grado que, desde el punto de vista humano son deseables de irse resolviendo, esto desde luego implica considerables inversiones y amplios estudios relativos a la situación social y económica de la región, que nos darán la medida real de dichas carencias.

En el caso que se presenta en este trabajo, la zona beneficiada por las posibles obras en proyecto cuenta con una población de 12630 habitantes, distribuidos en 20 ejidos y 93 pequeñas propiedades y con un área factible de cultivarse de 1370 hectáreas.

La cabecera municipal cuenta con casi todos los servicios, como son: Educación (hasta secundaria), energía eléctrica, teléfono y telegráfo, de salud (centro de salud rural de la SSA) y agua potable. Las otras poblaciones aledañas carecen de estos servicios.

El ingreso familiar depende básicamente de las actividades agrícolas, aunque las artesanías y servicios contribuyen en un bajo porcentaje.

El ingreso de la pequeña propiedad es de \$25,000.00 a \$30,000.00 anuales per cápita, los ejidatarios perciben de \$ 6,000.00 a \$ 7,000.00 per cápita.

La producción agrícola se vende en la capital del estado y ciudades más próximas, después de satisfacer la demanda local.

3.2. - Topográfico

El estudio topográfico tiene como finalidad determinar la superficie y la configuración general de la cuenca y el vaso.

La cuenca tiene una forma aproximadamente rectangular con un área de 96 Km², elevaciones máximas de 2200 m.s.n.m. y mínimas de 1700 m.s.n.m.: la pendiente media del arroyo principal es de 2.3%.

El vaso es de forma rectangular al principio, con 530 m de ancho y 1300 de largo, donde se ensancha a 1500 m y su longitud total es de 4000 m, para un almacenamiento de aproximadamente ----- 12,000,000 m³.

La boquilla es de 593 m de longitud por 31 m de altura: sus taludes son variables (entre 6 % a 40 % en la margen derecha y en la margen izquierda de 40 % aproximadamente) resultando esta de una forma casi simétrica.

Los planos topográficos se toman como base para el estudio geológico y el diseño de las estructuras principales del almacenamiento. -- (Los resultados de estos estudios se muestran en los planos que aparecen al final de éste trabajo).

3.3. - Geológico

a). - Fisiografía

La región se localiza dentro de la provincia fisiográfica denominada "zona de fosas tectónicas y volcanismo reciente" (Manuel Alvarez-Jr. 1961), caracterizada en el área por la existencia de amplios valles rodeados por mesetas y volcanes de naturaleza basáltica.

Geomorfológicamente, la región presenta marcados contrastes, pues sobre la meseta se observan lomeríos suaves con pequeños ríos y arroyos de poca pendiente, los que al llegar a los bordos acantilados de las mismas, bajan en cascadas y rápidas hasta llegar a los valles, suavizando de nuevo la pendiente de su curso.

b). - Geología regional

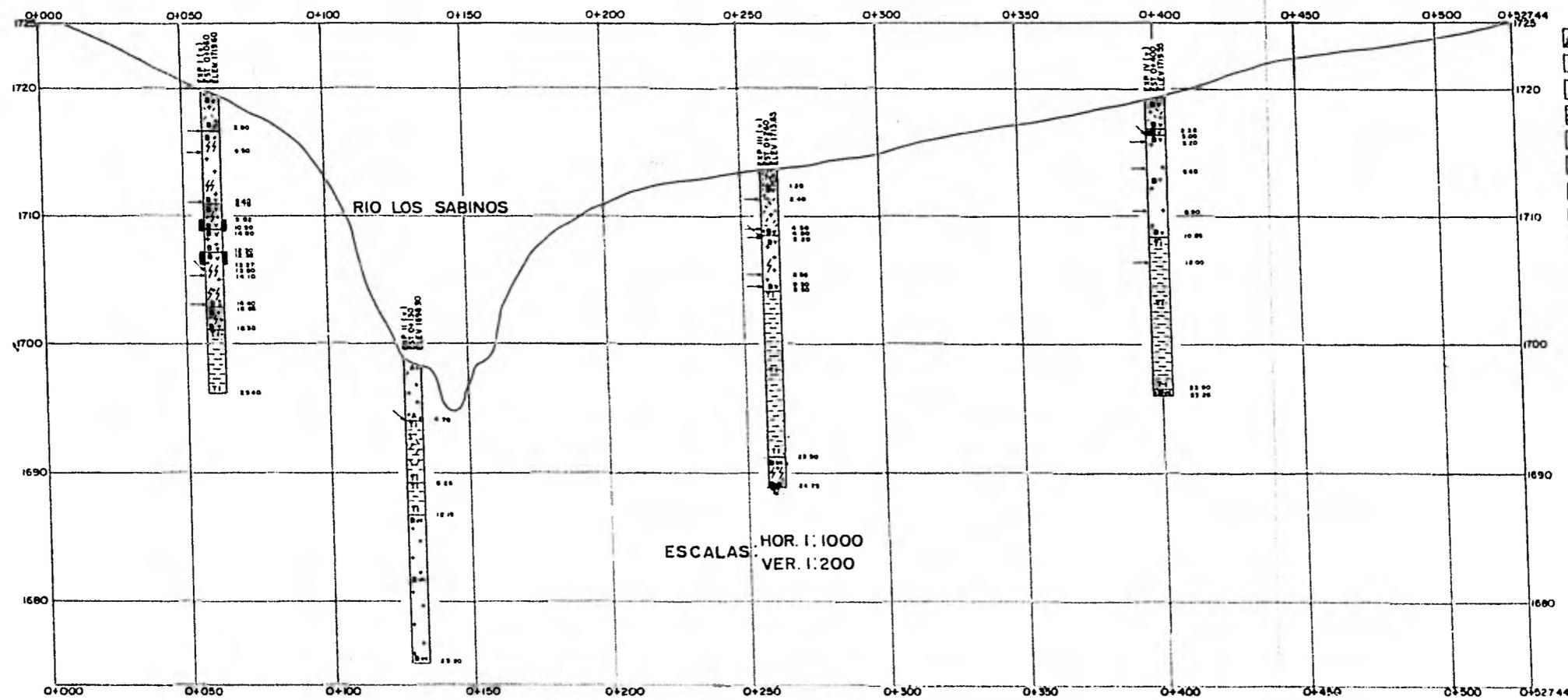
La región esta constituida por derrames basálticos provenientes de numerosos aparatos volcánicos diseminados en el área y por depósitos lacustres formados por material fluvial derivados de las ---

montañas, tobas y cenizas volcánicas depositadas igualmente en el medio-acuoso.

c).- Geología de la boquilla

Ambas márgenes de la boquilla, están constituidas en la parte superior por basalto vesicular de color gris oscuro que presenta una zona afectada por el intemperismo que ha dado lugar a la formación de fragmentos redondeados hasta de 1.50 m de diámetro, presentando una estructura esferoidal, empacados de material arcilloso de color rojo, producto de la alteración del basalto. Esta alteración alcanza un espesor de 4.8 m (ver figura 3.1), cortado en la Est.0+260; hacia abajo, el basalto se encuentra fracturado pero sin alteración. El espesor máximo de este derrame basáltico fué de 18.30 m cortado en la Est. 0+060.

Subyaciendo el basalto descrito, se encuentra un cuerpo en forma tabular de 11.00 m de espesor promedio, de toba lacustre, constituida por arenisca y limo color crema claro, con capas de 5 a 20 cm de espesor, perfectamente estratificadas en posición horizontal rumbo N 80°-W con 6° de echado al SW. Este depósito descansa en aparente concordancia sobre un derrame de basalto vesicular, de color café rojizo que tiene fracturas rellenas de arcilla. En la exploración que se hizo en la Est.0+130 se cortaron 11.00 m de este material.



- SIMBOLOS CONVENCIONALES**
- TIERRA VEGETAL
 - ACARREO
 - BASALTO VESICULAR
 - TOBA LACUSTRE
 - BASALTO VESICULAR CAFE L.P.C N° 930
 - ROCA FRACTURADA
 - ROCA ALTERADA
 - NIVEL DEL ESPEJO DEL AGUA DE ENJUAGUE
 - TUBO DE ADEME
 - PERDIDA TOTAL DEL AGUA DE ENJUAGUE
 - CONTACTO GEOLOGICO

PERFIL GEOLOGICO DE LA BOQUILLA

Fig. 3.1

El vaso guarda el mismo orden litológico y las características de las rocas son semejantes a las del sitio de la boquilla.

d). - Pruebas de permeabilidad

Se realizaron pruebas tipo Lugeon en las cuatro exploraciones efectuadas, con los siguientes resultados:

En la exploración Est.0+060 se aprecian condiciones altamente permeables, hasta 18.40 m de profundidad donde se tiene la presencia de basalto vesicular fracturado.

En la exploración Est.0+130, cerca del cauce, se localiza abajo de los acarrees el tramo comprendido entre los 5.70 m y 10.70 m de profundidad, con características altamente permeables, constituido por toba lacustre; el contacto de esta con el basalto vesicular café subyacente es poco permeable con 4.2 U.L. hasta presiones del orden de 5.00 Kg/cm².

En la margen derecha, Est.0+260, se presenta una zona muy permeable, tramo de 11.00 m a 24.75 m con 44.20 U.L., comprendiendo el contacto entre la toba lacustre y el basalto vesicular café subyacente.

En la exploración Est.0+400, se presentaron condiciones de im permeabilidad desde 4.00 m hasta 23.25 m en los que se cortaron basalto vesicular de color negro, sano, toba lacustre y basalto vesicular de color café, sano.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la margen izquierda y zona de cauce resultaron permeables por su fracturamiento y alterabilidad respectivamente, no así la margen derecha. Pero teniendo en cuenta la construcción de presas en esta zona, tales como: "Lagunillas" y "El Alto Tule", construidas en materiales semejantes a los de este sitio y que están operando satisfactoriamente, ayudados por el azolve arcilloso rojizo, producto de la alteración del basalto, que impermeabiliza; se recomienda hacer un tratamiento de inyectado que mejore las condiciones encontradas.

e). - Materiales de construcción

En las cercanías del sitio se localizan cantidades suficientes de arcilla y roca basáltica, escaseando la arena y grava: en lo que respecta a cemento, acero de refuerzo y madera se consiguen en la ciudad de Guadalajara.

3.4. - Hidrológico

El estudio hidrológico tiene por objeto conocer las aportaciones de una cuenca y en base a esto obtener los elementos, suficientes para poder conocer el volumen de agua disponible, aprovechable para riego.

La cuenca de una corriente está definida como el área que con tribuye a su drenaje. Esta limitada por su parteaguas, línea imaginaria que la divide de las cuencas adyacentes y que distribuye el escurrimien to originado por la precipitación. La cuenca del proyecto "Garabatos", - según clasificación que tiene la SARH, se encuentra ubicada en la re-- gión No. 5 correspondiente a la cuenca hidrológica del río Lerma-San- tiago (zona Santiago), con un área de 96 Km².

Para conocer las aportaciones de una cuenca, generalmente se recurre a los datos existentes de la región en estudio, a través de los siguientes métodos:

Métodos directos. - Llevando un registro de aforos de la co--- rriente principal, con lo cual se obtiene el volumen real de - escurrimiento.

Métodos indirectos. - Consiste en aprovechar los registros de precipitación de estaciones cercanas a la cuenca en estudio.

Se obtienen así, resultados aproximados del escurrimiento.

3.4.1. - Capacidad de azolves

En el diseño de presas, es de vital importancia conocer el volumen de material sólido que puede llegar al vaso. El volumen de sólidos esperado dependerá de la naturaleza del suelo de la cuenca y del poder de arrastre de la corriente.

Para determinar este volumen de sólidos de la cuenca en estudio, se calculó el escurrimiento medio anual (ver inciso 3.4.2) del arroyo "Los Sabinos", el cual resultó de 13'175,300 m³. Como no se conocen datos acerca del transporte de sólidos por parte de la corriente, se tomaron datos de otras cuencas vecinas a la del proyecto que tienen características similares.

Generalmente a estas obras se les da una vida útil de 50 años - por lo que tendremos:

$$\text{CAPACIDAD DE AZOLVES} = 13\ 175\ 300 (0.001) (50) = 650\ 000\ \text{m}^3$$

La obra de toma se ubicará a la elevación correspondiente a la capacidad de azolves para asegurarle un buen funcionamiento durante la vida útil de la obra.

Es necesario mencionar que muchas presas se han azolvado antes de su vida útil prevista, debido a la poca exactitud de los métodos utilizados para calcular el arrastre de sedimentos con fórmulas de --- arrastre de fondo y en suspensión, como en este ejemplo.

3.4.2. - Precipitación

Es el agua que recibe la superficie terrestre, en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Las mediciones de la precipitación se realizan con pluviómetros y pluviógrafos.

Pluviómetro. - Consiste en un recipiente cilíndrico, su tapa es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta en donde se realizan las mediciones de altura de lluvia.

Pluviógrafo. - Por medio de este aparato, se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. La gráfica permite conocer la intensidad de lluvia en cualquier instante de ella.

3.4.2.1. - Precipitación media sobre la zona del proyecto

Para conocer la precipitación media sobre la cuenca del proyecto "Garabatos" se cuenta con información para un período de estudio de

29 años, proporcionada por las estaciones:

Atotonilco (estación base)	962.0 mm
El Tule	941.0 mm
La Red	1001.3 mm

con los datos de estas estaciones, se construyó un plano de isoyetas, obteniéndose la precipitación en el centro de gravedad (fig. 3.2).

$$P_{C.G} = 983.2 \text{ mm}$$

Durante el período de estudio, en la estación base se tuvo una precipitación total de 25964.1 mm, por lo tanto la precipitación media - anual será:

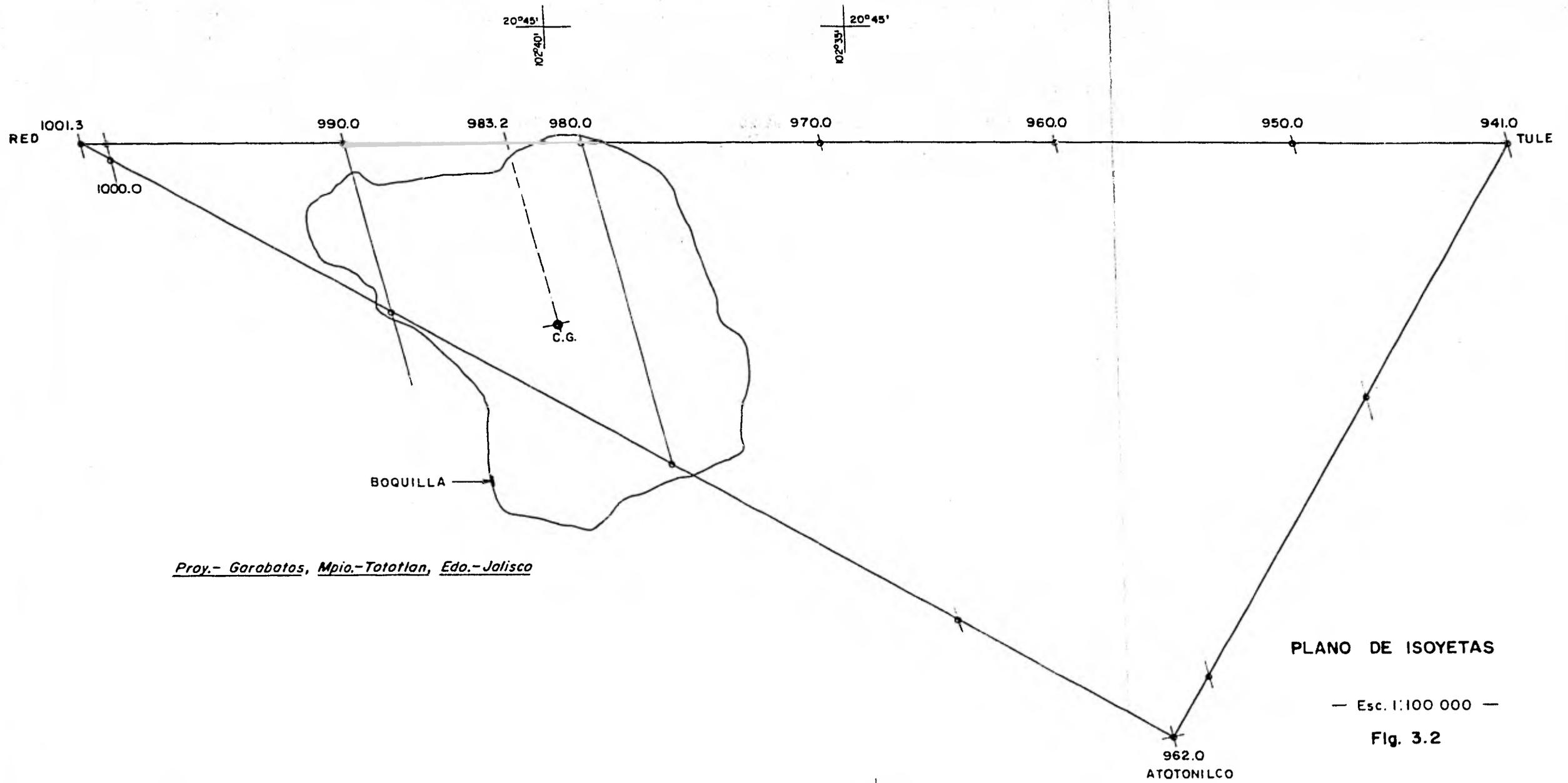
$$P_{m.a.} = \frac{25964.1}{29} = 895.3 \text{ mm}$$

Con la $P_{C.G.}$ y $P_{est.base}$ se obtiene un coeficiente de corrección C_c que nos relaciona la $P_{m.a.}$ en el C.G. y la P_m en la estación-base:

$$C = \frac{983.20}{962.00} = 1.022$$

Por lo tanto, la P_m en la cuenca será:

$$P_m = 1.022 (895.30) = 914.90 \text{ mm}$$



PLANO DE ISOYETAS

— Esc. 1:100 000 —

Fig. 3.2

3.4.2.2. - Esgurrimiento medio anual

El coeficiente de esgurrimiento se obtiene por medio de aforos de la corriente y datos de la precipitación δ , comparando cuencas cercanas donde se existan aforos de corrientes, tomando en consideración las siguientes características de las cuencas:

- a) Topográficas
- b) Orohidrológicas
- c) Geológicas
- d) Climatológicas

Para este caso, se compararon cuencas cercanas a la del proyecto y se determinó un $e = 15 \%$, por lo tanto:

$$\text{Esc. medio anual} = (0.15) (915) (96) (10^6)$$

$$\text{Esc. medio anual} = 13\,175\,300\text{ m}^3$$

3.4.3. - Evaporación

Es el proceso por medio del cual las moléculas del agua adquieren suficiente energía debido a la acción de los rayos solares y pasan del estado líquido al gaseoso.

Para obtener los índices de evaporación, se aprovecharon los -

datos de las estaciones "El Tule", "La Red" y "Tototlán", para un periodo de observación de 10 años (1962-1971).

Como la evaporación en una presa depende de la superficie del agua expuesta al sol, en la tabla 3.1 se muestran los diferentes porcentajes de evaporación para sus correspondientes capacidades.

3.4.4. - Funcionamiento del vaso.

El objetivo de este estudio es el de poder determinar la capacidad total del vaso. Con los datos obtenidos anteriormente y la demanda de agua se procede al cálculo. Se obtienen varias alternativas de capacidades. La alternativa recomendable se obtiene comparando los porcentajes de evaporación, aprovechamiento, derrames y la superficie que cada una de ellas alcance a satisfacer. El costo aproximado de cada alternativa entre el número de hectáreas que se benefician es un indicador más para la elección conveniente.

En este caso se estudiaron alternativas para capacidades de 2.0, 5.0, 8.0, 12.0 y 23.0 millones de m^3 , seleccionando la de 12.0 millones de m^3 , con los resultados siguientes:

Cap. Mill. m3	Superficie Neta	% Aprov.	% Evap.	Costo total aprox.	Costo/Ha.
2.00	277.0	15.15	1.48	3 446 000	12 450.00
5.00	773.0	42.31	2.42	8 435 800	10 913.00
8.00	1118.0	61.15	3.59	11 907 370	10 650.00
12.00	1360.0	74.39	5.07	15 613 620	11 480.00
23.00	1647.0	90.08	8.08	27 460 072	16 672.00

TABLA 3.1

3.4.5. - Avenida máxima

Se llama avenida máxima al rápido incremento de una corriente, provocada por una o varias tormentas en su cuenca, que sean razonablemente posibles en la región.

Existen diversos criterios para determinar la avenida máxima de diseño; se requiere conocer por una parte el tamaño de la cuenca y por otra, la información hidrológica disponible.

- a). - Métodos empíricos
- b). - Métodos estadísticos

Dentro de los primeros, generalmente se requiere conocer solo

el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento.

Por otra parte, los métodos estadísticos requieren para su aplicación registros de gastos anuales; en cuanto mayor sea el número de éstos, mayor será la aproximación. De los métodos estadísticos destaca por su aplicación el de Gumbel, que se apoya en la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máx.}} = Q_m - \frac{\sigma_0}{\sigma_N} (\bar{Y}_n - \log_e Tr)$$

donde:

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i - N Q_m^2}{N - 1}}$$

siendo:

N - número de años de registro

Q_i - Gastos máximos anuales registrados, en m^3/s

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N}$ (gastos medios en m^3/s)

Tr - Período de retorno (tabla 3.2)

$Q_{\text{máx.}}$ - Gasto máximo para un período de retorno determinado en m^3/s .

σ_N, \bar{Y}_N - Constantes en función de N (tabla 3.3)

Para el cálculo de la avenida máxima en la cuenca, se usó el método empírico desarrollado por Creager:

PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE RIESGO
Y VIDA DE DISEÑO ESPERADA

Riesgo %	Vida de diseño esperada, en años							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.85	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.19	11.40	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.00	14.90	18.60	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.90	22.10	29.40	36.60	72.6	145.0
40	4.44	10.30	20.10	29.90	39.70	49.50	98.4	196.3
30	6.12	14.50	28.50	42.60	56.50	70.60	140.7	281.0
25	7.46	17.90	35.30	52.60	70.00	87.30	174.0	348.0
20	9.47	22.90	45.30	67.70	90.10	113.00	225.0	449.0
15	12.80	31.30	62.00	90.80	123.60	154.30	308.0	616.0
10	19.50	48.00	95.40	142.90	190.00	238.00	475.0	950.0
5	39.50	98.00	195.00	292.90	390.00	488.00	975.0	1,950.0
2	99.00	248.00	495.00	743.00	990.00	1,238.00	2,476.0	4,951.0
1	199.50	498.00	995.00	1,492.00	1,990.00	2,488.00	4,977.0	9,953.0

TABLA 3.2

N	Y_N	\bar{U}_N	N	Y_N	\bar{U}_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16056
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	.5298	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	.54630	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

TABLA 3.3

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha}$$

donde:

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

A - Area de la cuenca

C - Coeficiente de escurrimiento

Q - Gasto máximo, en m³/s.

Basándose en las gráficas que obtuvo la SARH de la ecuación - de Creager, asignando coeficientes de escurrimiento para las diferentes zonas en que se dividió el país, el proyecto en estudio se ubica en la - región No. 5 (fig. 3.3) correspondiente a la cuenca del rfo Lerma-Santiago). Ya que el área de la cuenca es de 96.00 km², obtenemos:

$$q = 4.00 \text{ m}^3/\text{S}/\text{Km}^2$$

$$Q = 96.00 (4.00) \text{ m}^3/\text{S} = 384 \text{ m}^3/\text{S}$$

Para evitar un posible desbordamiento que provocaría el colapso de la presa por erosión y deslave de sus materiales, el valor anterior se incrementa un 30 %.

$$Q_{\text{máx}} = (1.30) (384) = 500 \text{ m}^3/\text{S}$$

Su tiempo de concentración (T_c) en el vaso, será:

$$T_c = \frac{\rho}{3.6v}$$

donde:

$$\rho = \text{fetch} = 18.05 \text{ Km}$$

$$\rho' = 18.05 \times 1.30 = 23.50 \text{ Km}$$

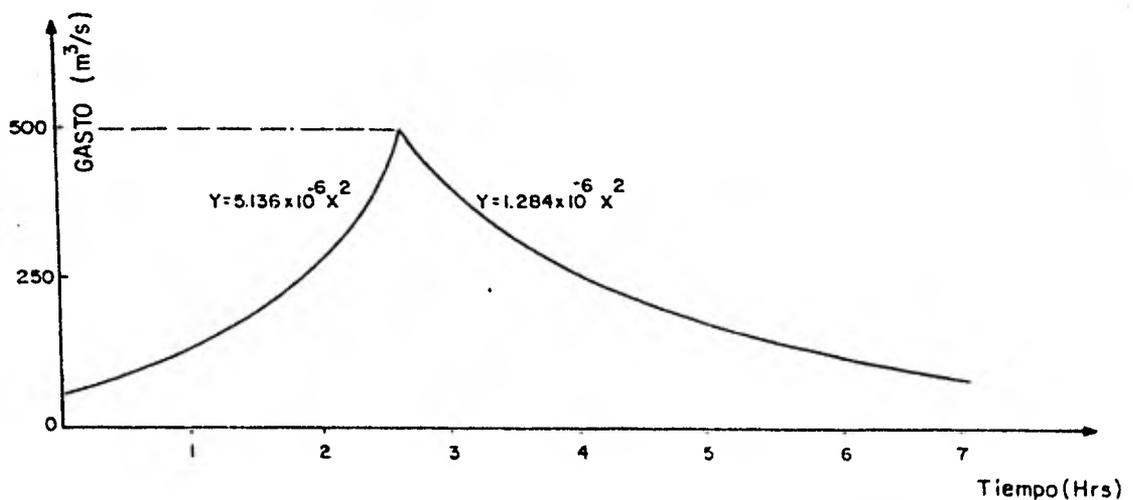
$$v = \text{Velocidad de una partícula de agua.}$$

$$T_c = \frac{23.50}{3.6 v} = 2.6 \text{ horas}$$

El tiempo de receso (T_r) se considera el doble de T_c :

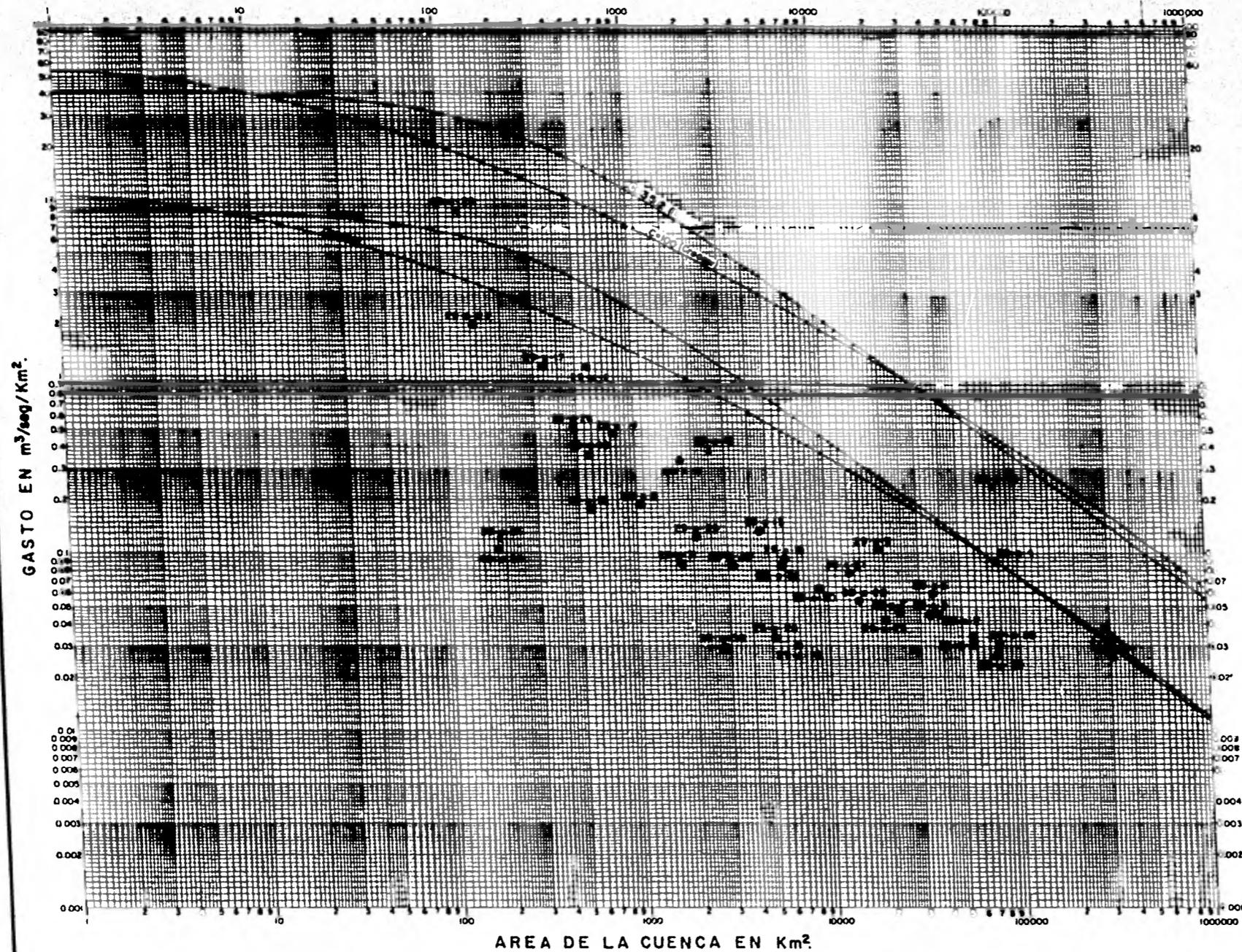
$$T_r = 2 (2.60) = 5.2 \text{ horas}$$

El resultado se muestra en la figura 3.4.



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA

FIGURA 3.4



VALORES DEL COEFICIENTE "C"			
ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Mundial (Creager)	100	$C = \frac{9}{1000000} \frac{L^2}{A}$	$C = q(A + 259)^{0.66}$
Texas, E.U.A. (Lowry)	3512	$C = 0.505 \left(\frac{L^2}{A} \right)^{0.66}$	
REGION HIDROLOGICA N° 5			
CORRIENTE	ESTACION	CREAGER	LOWRY
Río Santiago	ES-4 Yago	C=19	C=720

CORRIENTES PRINCIPALES	ESTADOS COMPRENDIDOS
ES - R. Santiago Alamos Vera Jalisco Batañas Huamantla	Jalisco Nayarit Zamora Aguascalientes Michoacán Guanajuato

NOMENCLATURA		SIMBOLOS	
Primer número:	Cuenca general	●	Datos S.R.H.
Letra:	Cuenca secundaria	△	Datos C.I.L.A.
Segundo número:	Estación a ella	x	Datos D.N.C., C.F.E. y otros

RIO LERMA-SANTIAGO
(ZONA SANTIAGO)

REGION
5

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA, DEPTO. DE EST. HIDROLOGICAS

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS
INSTANTANEOS EN LA REPUBLICA MEXICANA

Conforme: *[Signature]* "SE DE HIDROLOGIA" "DEPTO. COM. Y T. H."
Aprobó: *[Signature]*

MEXICO, D.F.
NOV. 6, 1950

Fig. 3.5

3.4.6. - Avenida máxima regularizada

El primer problema que se presenta con relación al diseño de un vertedor de excedencias, es su capacidad; para obtenerla, se hace el tránsito de la avenida máxima en el vaso, para aprovechar su capacidad reguladora.

El tránsito de la avenida máxima es una simulación del fenómeno real; consiste en la determinación del almacenamiento y capacidad máxima del embalse, como resultado de la avenida máxima del vaso.

Se supone que los flujos entrantes ocurren cuando el almacenamiento se encuentra lleno hasta su capacidad útil. Como resultado de la capacidad reguladora del vaso, el pico de la avenida máxima se reduce a menudo en cantidad suficiente para disminuir apreciablemente la capacidad de descarga requerida del vertedor.

El retardo de las crecientes por almacenamiento sobre el nivel del vertedor es una función de las relaciones del flujo entrante al vaso (I), el almacenamiento sobre el nivel del vertedor (S) y las relaciones del flujo saliente (Q); por lo tanto la ecuación de continuidad quedará como sigue :

$$Q(\Delta t) = I(\Delta t) - \Delta S$$

Suponiendo que las relaciones de flujo entrante y saliente sean aproximadamente iguales a las medias aritméticas obtenidas al principio y al final de los intervalos Δt , tendremos:

$$Q \Delta t = \Delta t (Q_k + Q_{k+1}) / 2$$

$$I \Delta t = \Delta t (I_k + I_{k+1}) / 2$$

$$\Delta S = (S_{k+1} - S_k)$$

Los subíndices k y $(k+1)$ denotan instantes sucesivos de tiempo que difieren en Δt ; sustituyendo en la ecuación de continuidad, tendremos:

$$\left(\frac{S_k}{\Delta t} + \frac{1}{2} Q_{k+1} \right) = \left(\frac{S_k}{\Delta t} - \frac{1}{2} Q_k \right) + \frac{1}{2} (I_k + I_{k+1})$$

La ecuación anterior nos proporciona un medio útil para determinar el hidrograma de salida.

Para el vaso donde se ubicará la presa "Garabatos", se estudiaron varias alternativas para diferentes longitudes de vertedor; resultando más atractiva la correspondiente a una longitud de 56.00 m. --- Los resultados obtenidos se presentan en las tablas 3.4 y 3.5 y en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7

GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES

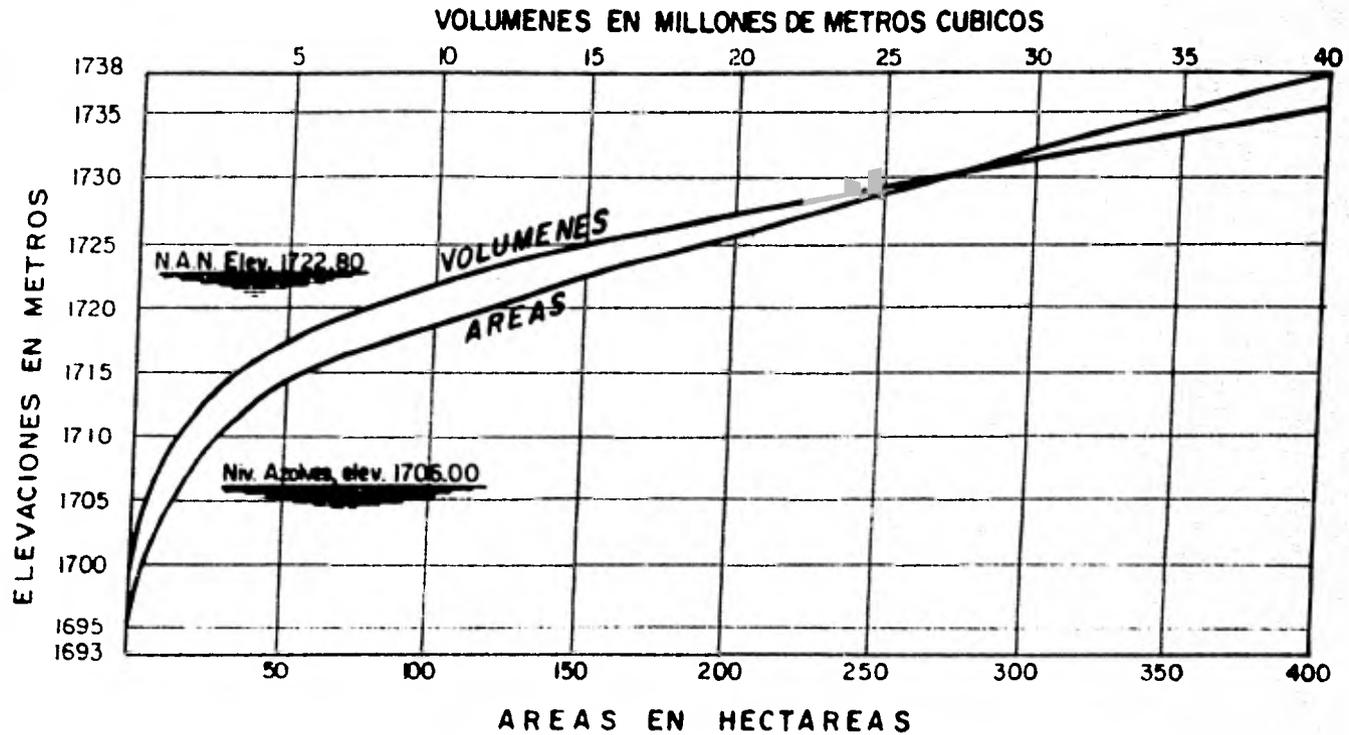


FIGURA 3.5

- Col. 1 : Valores supuestos de cargas que difieren 0.20 m.
 Col. 2 : De la curva de áreas (fig. 3.5)
 Col. 3 : de $Q = CLW^{3/2}$ d' del trazo de la línea recta en papel log-log (fig. 3.6).
 Col. 4 : de $V = 1/2 h [(A_0 + A_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} A_i]$
 Col. 5 : Col. 4 \div 3600
 Col. 6 : Col. 5 $- 1/2$ Col. 3
 Col. 7 : Col. 5 $+ 1/2$ Col. 3 \div Col. 6 $+ Col. 3$

Nº DE ORDEN	CARGA SOBRE EL VERTEDOR	AREA DEL DEPOSITO	EFLUENTE CALCULADO	ALMACEN. CALCULADO(S)	RELACIONES FUNCIONALES DEL ALMACENAMIENTO		
	(m)	(Km ²)	(m ³ /s)	(m ³)	S/ Δt	S/ $\Delta t - \frac{Q}{2}$	S/ $\Delta t + \frac{Q}{2}$
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	0.000	1.54	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.200	1.554	10.017	310 000	86.111	81.102	91.1195
3	0.400	1.620	28.334	628 800	174.666	160.499	188.833
4	0.600	1.68	52.052	958 000	266.111	240.084	292.136
5	0.800	1.72	80.140	1298 000	360.555	320.485	400.625
6	1.000	1.76	112.000	1646 800	457.444	401.444	531.057
7	1.200	1.80	147.227	2002 800	556.333	482.719	629.833
8	1.400	1.81	185.528	2363 800	656.611	563.847	749.375
9	1.600	1.815	226.672	2726 300	757.305	643.969	870.641
10	1.800	1.850	270.474	3092 800	859.111	723.898	994.322
11	2.000	1.88	316.783	3465 800	962.722	804.350	1121.113

TABLA 3.4

CALCULO DE LAS RELACIONES FUNCIONALES DEL ALMACENAMIENTO

Col. 1: Cada intervalo es 1 hora

Col. 2: El influente observado se toma del hidrograma de la avenida máxima.

Col. 3: Promedio de los valores sucesivos en la col. 2

Col. 4: Valor de $[(S/\Delta t) - 1/2 Q]$ al principio del intervalo, leído durante la construcción de la fig. 3.6

Col. 5: Valor de $[(S/\Delta t) - 1/2 Q]$ al final del intervalo = col. 4 + col. 3

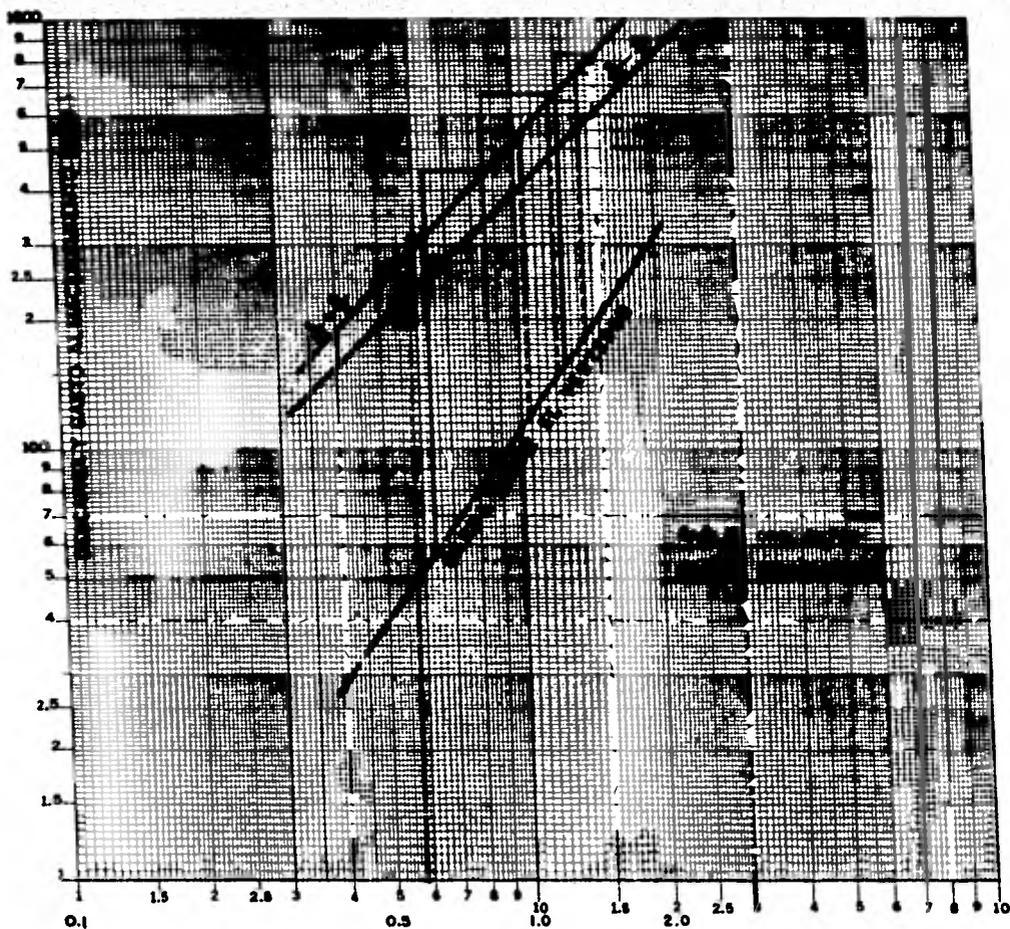
Col. 6 y 7: Léase de la fig. 3.6, a excepción de los valores iniciales.

Nº. DE TIEMPO	INFLUENTE OBSERVADO I EN m ³ /s	$\frac{1}{2}(I_k + I_{k+1})$ INFLUENTE PROM. m ³ /s	$S/\Delta t - \frac{Q}{2}$ AL PRINCIPIO DEL INTERVALO m ³ /s	$S/\Delta t + \frac{Q}{2}$ AL FINAL DEL INTERVALO m ³ /s	CARGA SOBRE EL VERTEDOR m	EFLUENTE m ³ /s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	50.00	---	---	---	0.5841	50.00
1	116.00	83.00	230.00	313.00	0.6350	56.50
2	271.00	193.50	250.00	443.50	0.848	89.50
3	394.00	332.50	340.00	672.50	1.270	160.00
4	260.00	327.00	500.00	827.00	1.525	220.00
5	168.00	214.00	610.00	824.00	1.510	215.00
6	114.00	141.00	605.00	746.00	1.380	180.00
7	71.00	92.50	555.00	647.50	1.230	150.00
8	50.00	60.50	480.00	540.50	1.040	118.00

TABLA 3.5

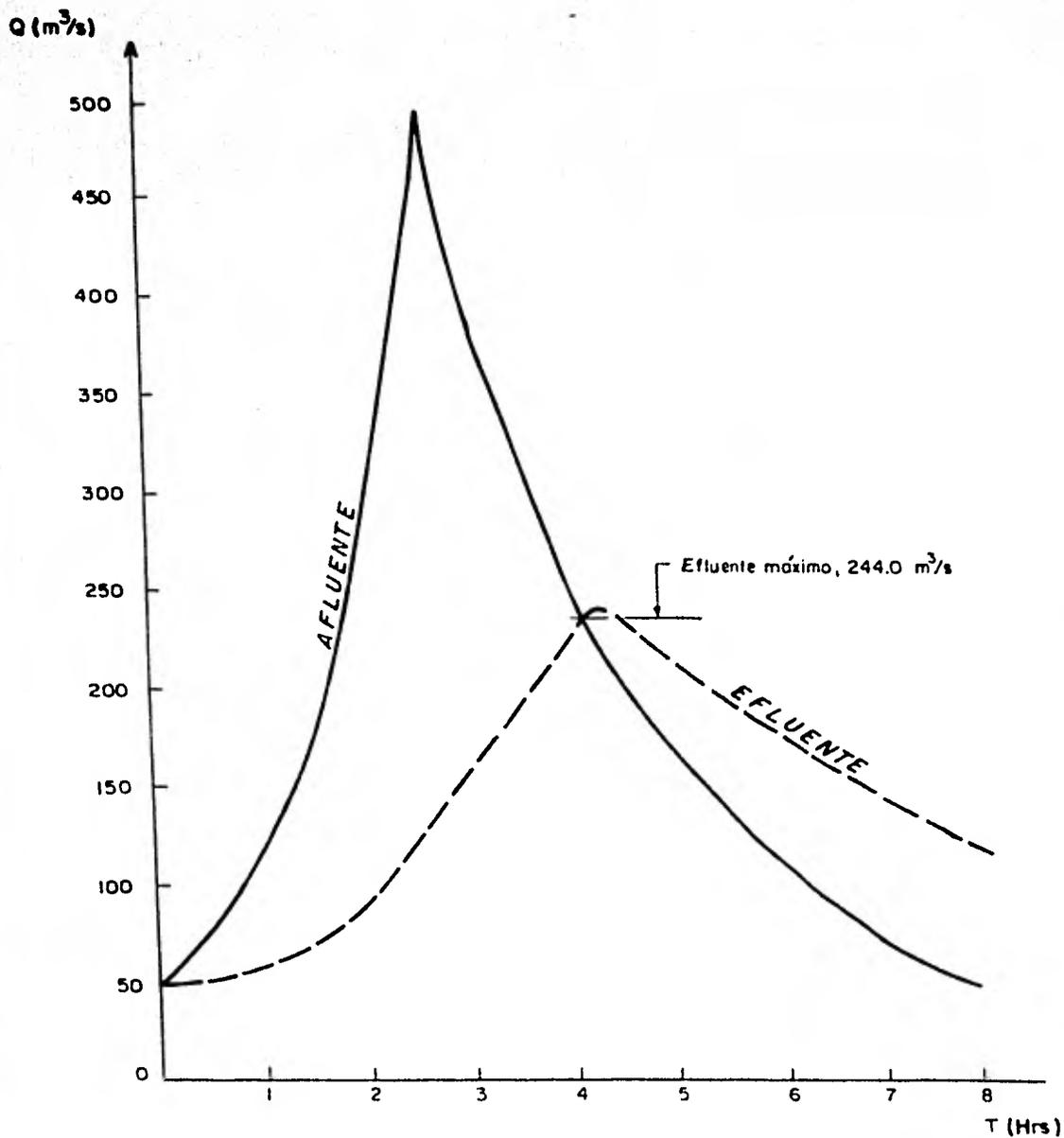
CALCULO DE LOS EFLUENTES DEL DEPOSITO

DETERMINACIONES GRAFICA POR ETAPAS DE LAS RELACIONES DE CARGA Y DESCARGA EN EL CONTROL DE UNA CRECIENTE A TRAVES DE UN DEPOSITO DE ALMACENAMIENTO.



CARGA SOBRE EL VERTEDOR (m)

FIGURA 3.6



MODIFICACION DEL FLUJO DE CRECIENTES POR MEDIO DEL ALMACENAMIENTO

FIGURA 3.7

C A P I T U L O I V

ANALISIS DE ALTERNATIVAS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

La obra de excedencias es la estructura del sistema de almacenamiento que desaloja el agua de las avenidas que sobrepasan la capacidad del embalse. Su función es de vital importancia pues evita que el agua rebase la cortina y con esto, el riesgo de ser destruida. Su clasificación puede hacerse desde dos puntos de vista:

Respecto a su forma de control se clasifican como de cresta libre y cresta controlada.

De acuerdo con sus características más importantes, ya sea que estas se refieran a la estructura de control o al conducto de descarga, se clasifican en:

- Vertedores de caída libre
- Vertedores de abanico
- Vertedores en rápida
- Vertedores en tunel
- Vertedores de embudo
- Sifones vertedores

La estructura de control de los vertedores consiste por lo general en un cimacio con perfil tipo Creager; para una mejor explicación de esto, - veáse el inciso b.2. (cap. V).

4.1. - Presentación de Alternativas

Alternativa I

Es un vertedor de canal lateral con cimacio tipo Creager, ubicado en la margen derecha de la cortina, aprovechando las condiciones topográficas del terreno. La cresta está ubicada en la elevación 1722.80 m y tiene una longitud de 56.50 m. El canal colector tiene un ancho de plantilla $b = 8.00$ m y una pendiente $S = 0.02$. Las descargas se harán por medio de un canal de sección trapecial y tiene como estructura terminal un salto de ski. (Plano -- No. 3).

Alternativa II

Es un vertedor de abanico ubicado en la margen derecha. La elevación de la cresta vertedora será la 1722.80 m con una longitud de 60.00 m. El canal de descarga será de sección trapecial con ancho de plantilla - - - - $b = 12.60$ m y con un tanque amortiguador como estructura final (plano # 4).

Alternativa III

Consiste en un vertedor de medio abanico próximo a la margen derecha. La estructura de control tiene una longitud de cresta de 56.50 m.

El canal de descarga tiene un ancho de plantilla $b = 12.00$ m y en la parte final un salto de ski como estructura terminal (plano No. 5)

4.2. - Criterio de análisis

En todo proyecto se pretende alcanzar, fines de carácter social, económico y técnico que están íntimamente ligados o sea, cada alternativa posible implica amplios estudios en cada uno de los campos mencionados.

En el análisis de factibilidad económica de los grandes proyectos, especialmente aquellos caracterizados por un período de vida extremadamente largo y beneficios difícilmente determinables, el criterio más recomendable es el de beneficio-costos.

El criterio de Beneficio-costos, involucra una comparación cuantitativa entre todos los beneficios económicos netos atribuidos a un proyecto y los costos reales de este.

Generalmente para el análisis de factibilidad económica de una obra de excedencias, se considera que las diferentes alternativas producen los mismos beneficios como producto de la función para la que fueron proyectadas. Por lo anterior y considerando el criterio de análisis de Beneficio-costos, el término Beneficio será el mismo para todas las

alternativas, ocasionando que la que tenga el menor costo sea la más - factible económicamente. Para el caso particular de la obra de excedencias de la presa "Garabatos", se analizaron las tres alternativas, tanto en el aspecto técnico como en el económico.

4.3. - Análisis de alternativas.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, se presenta enseguida el análisis técnico-económico de cada una de las alternativas:

4.3.1. - Aspectos Técnicos

Alternativa I

Vertedor de canal lateral. En este tipo de obras de excedencia, la estructura de control se coloca a lo largo de la ladera y aproximadamente paralela al canal de descarga.

El vertedor de canal lateral tiene ventajas que lo pueden hacer - la alternativa elegida de acuerdo a las condiciones físicas del terreno. - Cuando se desea una cresta larga con objeto de limitar la carga hidráulica, y las laderas son empinadas, o donde el control debe conectarse a - un canal de descarga angosto o a un tunel, el vertedor de canal lateral - es con frecuencia la mejor elección.

Alternativa II

Correspondiente a un vertedor de abanico. Este tipo de vertedores fué diseñado en el laboratorio de Tecamachalco de la SARI, en -

planta está formado por una serie de curvas circulares, tomando la forma de un abanico.

El agua al caer del cimacio, forma un salto hidráulico debido al cambio de régimen. Para lograr un buen funcionamiento, el agua después del salto no debe pasar el nivel de la cresta más de un 20 % de su altura.

Estos vertedores son apropiados cuando la topografía es aproximadamente plana o con poca pendiente. El canal de acceso debe ser lo suficientemente amplio para lograr que el flujo de agua llegue perpendicular al eje del cimacio y así evitar un funcionamiento inadecuado de la estructura.

Alternativa III

Es un vertedor de medio abanico; tiene un funcionamiento y geometría similar al de abanico (Alternativa II).

Este tipo de estructuras requiere de una topografía aproximadamente plana, pues de otra forma las excavaciones serían excesivas.

4.3.2. - Aspectos económicos

Enseguida se presenta un análisis económico de cada alternativa estudiada. El análisis, para fines meramente comparativos consistirá -

en elaborar un presupuesto basado principalmente en las cantidades de obra y precios unitarios de los conceptos que intervienen en cada alternativa.

Se considera que los costos como los originados por estudios - previos, operación y mantenimiento, pueden considerarse igual en todos los casos, y otros como el pago de indemnizaciones por los terrenos - donde se alojará la estructura, son mínimos.

CONCEPTO	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	COSTO (\$)
1. - Limpia y desmonte	Ha.		2800.00	1,400.00
2. - Excavación en roca	m3	1400.00	98.00	137,200.00
3. - Mampostería de 3a. clase	m3	120.00	470.00	56,400.00
4. - Concreto simple: adquisición y colocación	m3	110.00	1200.00	132,000.00
5. - Concreto reforzado: adquisición y colocación	m3	1360.00	1800.00	2' 448,000.00
6. - Grava limpia para drenes	m3	80.00	64.00	5,120.00
7. - Acero de refuerzo: adquisición y colocación	Ton.	22	15600.00	343,200.00
8. - Tubo de concreto, perforado, de -- 15.24 (6") ø	Pza.	490	56.54	27,704.60
9. - Filtro asfáltico para construcción de - 2 cm de espesor.	m2	250.00	200.00	50,000.00
10. - Junta de cloruro de polivinilo de 15.24 - (6") con bulbo central.	m	70.00	250.00	17,500.00
11. - Lloraderos de tubo de fe galvanizado de 6.25 (2 1/2") ø	Pza.	50	56.54	2,827.00
COSTO TOTAL:			\$ 3'221,351.60	

*Obtención de precios unitarios
Agosto de 1980.

ALTERNATIVA I

C O N C E P T O	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	COSTO (\$)
1. - Limpia y desmonte	Ha.	0.800	2800	2240.00
2. - Excavación en roca	m3	6300	98	617400.00
3. - Mampostería de 3a. clase	m3	1000	470	470000.00
4. - Concreto simple: adquisición y colocación	m3	100	1200	120000.00
5. - Concreto reforzado: adquisición y colocación	m3	1700	1800	3'060000.00
6. - Grava limpia para drenes	m3	100	64	6400.00
7. - Acero de refuerzo: adquisición y colocación	Ton.	19500	15600	304200.00
8. - Tubo de concreto, perforado de --- 15.24 (6") ϕ	Pza.	500	56.54	28270.00
9. - Filtro asfáltico para construcción de 2 cm de espesor.	m2	200	200	40000.00
10. - Junta de cloruro de polivinilo de 15.24- (6") con bulbo central	m	70	250	17500.00
11. - Lloraderos de tubo de fe galvanizado de 6.25 (2 1/2") ϕ	Pza.	30	56.54	1696.20

COSTO TOTAL : \$4'605,326.20

*Obtención de precios unitarios
Agosto de 1980.

A L T E R N A T I V A I I

CONCEPTO	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	COSTO (\$)
1. - Limpia y desmonte	Ha.	0.700	2,800	1,960.00
2. - Excavación en roca	m3	11500	98	1'127,000.00
3. - Mampostería de 3a. clase	m3	900	470	423,000.00
4. - Concreto simple: adquisición y colocación	m3	70	1,200	84,000.00
5. - Concreto reforzado: adquisición y colocación	m3	1600	1,800	2'880,000.00
6. - Grava limpia para drenes	m3	110	64	7,040.00
7. - Acero de refuerzo : adquisición y colocación	Ton.	26	15,600	405,600.00
8. - Tubo de concreto, perforado de 15.24 (6") ϕ	Pza.	550	56.54	31,097.00
9. - Filtro asfáltico para construcción de -- 2 cm de espesor.	m2	290	200	58,000.00
10. - Junta de cloruro de polivinilo de 15.24- (6") con bulbo central	m	70	250	17,500.00
11. - Lloraderos de tubo de fe. galvanizado de- 6.25 (2 1/2") ϕ	Pza.	23	56.54	1,300.42

COSTO TOTAL : \$5'036,497.42

* Obtención de precios unitarios -
Agosto de 1980.

ALTERNATIVA III

C A P I T U L O V

OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA "GARABATOS", EN EL ESTADO DE JALISCO.

Del análisis de costos realizados en el capítulo anterior, se observó que la alternativa I, correspondiente al vertedor de canal lateral resultó la más conveniente desde el punto de vista económico y dada la experiencia que se tiene en obras de excedencias de este tipo, se llegó a la conclusión de que dicha alternativa es la solución adecuada para auxiliar a la presa "Garabatos" en su funcionamiento.

5.1. - Consideraciones Técnicas en el diseño de una obra de excedencias.

El buen funcionamiento de una obra de excedencias, requiere que ésta quede constituida por una serie de estructuras que permitan una descarga controlada de los excesos de agua que llegan al vaso. - Se puede considerar, en general, que los más importantes son:

- a) Canal de encauce o acceso
- b) Estructura vertedora (cimacio)
- c) Sección de control
- d) Canal de descarga
- e) Estructura terminal.

a). - Canal de acceso

La construcción del canal de acceso permite al agua contenida en el vaso, entrar en una forma adecuada a la cresta vertedora, obteniéndose una distribución uniforme del flujo a lo largo de esta, lo que se permitirá el buen funcionamiento de la estructura.

Es recomendable que la velocidad en el canal de acceso sea ≤ 3 m/s.

Los modelos hidráulicos son auxiliares eficientes para el diseño geométrico del canal de acceso.

b). - Estructura de control

Una de las componentes principales de una obra de excedencias, es la estructura vertedora que regula las descargas del vaso. En las presas de almacenamiento consiste casi siempre en un cimacio. Este es generalmente un muro por el que se derrama el agua excedente de la presa, al que se le dá un perfil adecuado en función de la carga del vertedor, consiguiendo con esto que el caudal de descarga esté siempre en contacto con él y evitar así cavitaciones que dañen la estructura.

b.1. - Capacidad

La capacidad de un vertedor está en función de sus dimensiones

del nivel de sobre-almacenamiento y de sus características geométricas.

Si el vertedor es de cresta libre, la capacidad estará dada por

$$Q = C L_e H^{3/2}$$

donde:

Q - gasto de descarga del vertedor

C - Coeficiente en función de: la forma del acceso, tipo de cimacio, relación entre carga de diseño y carga de operación, talud del paramento aguas arriba; las figuras -- 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5 y 5.6 muestran diferentes casos para obtener C

Le - Longitud efectiva de la cresta vertedora.

H - Carga sobre la cresta vertedora.

En caso de que el vertedor sea de cresta controlada, su capacidad está dada por:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (C L_e) (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

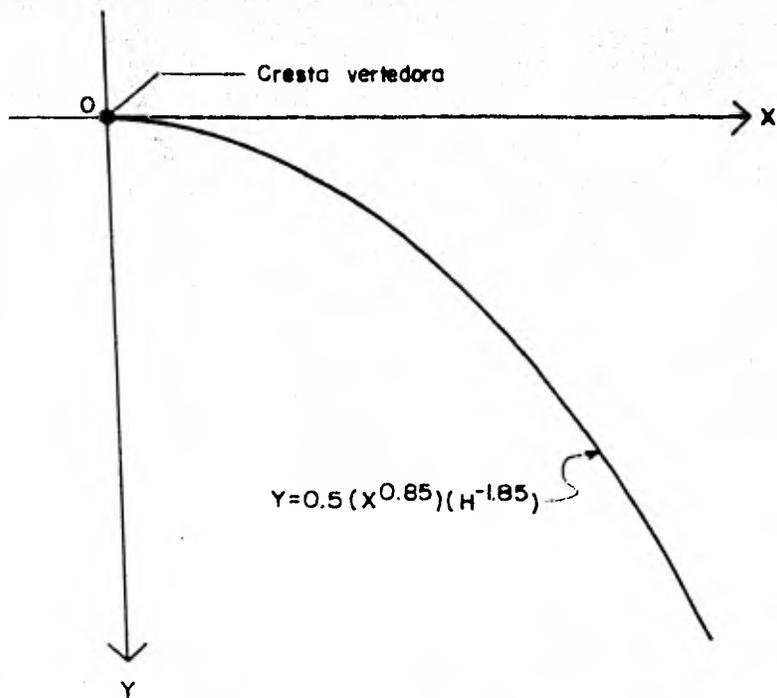
donde:

H₁ - Carga al fondo del orificio

H₂ - Carga al labio inferior de la compuerta.

b.2. - Diseño geométrico del cimacio tipo Creager

Para su diseño se utiliza la fórmula de Scimmemi, la cual no considera velocidad de llegada.



PERFIL CIMACIO AGUAS ABAJO

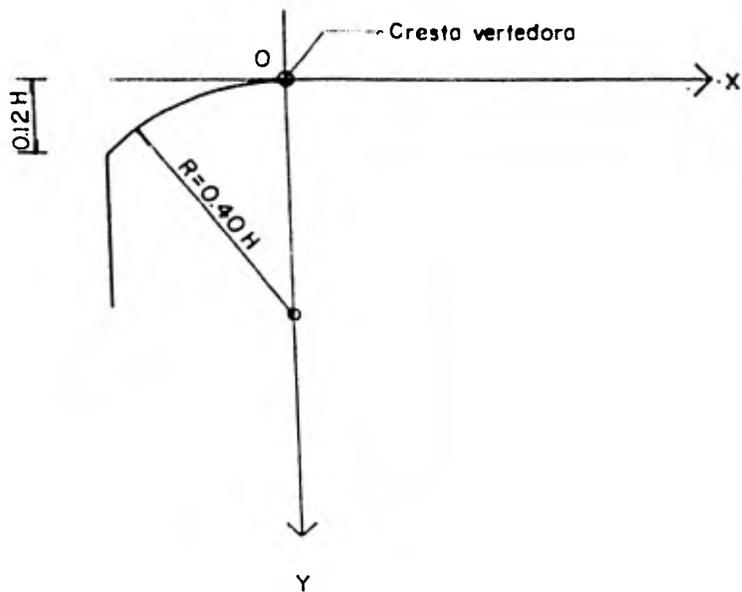


Fig. 5.0

PERFIL CIMACIO AGUAS ARRIBA

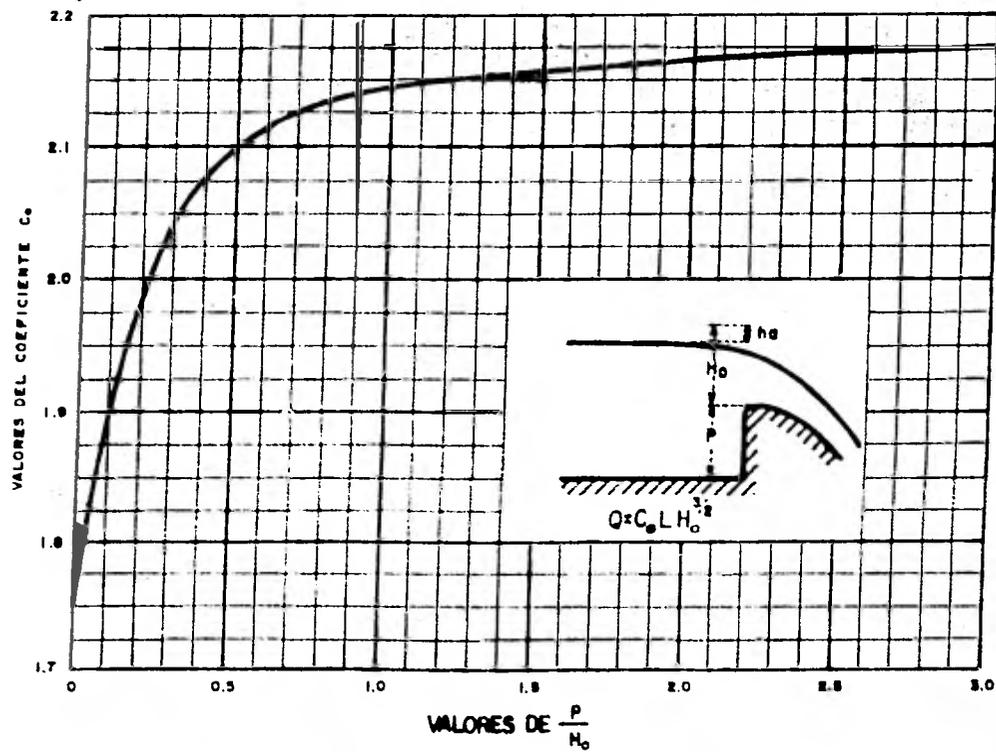


FIG. 5.1 — Coeficientes de descarga para las crestas de cimero en pared vertical

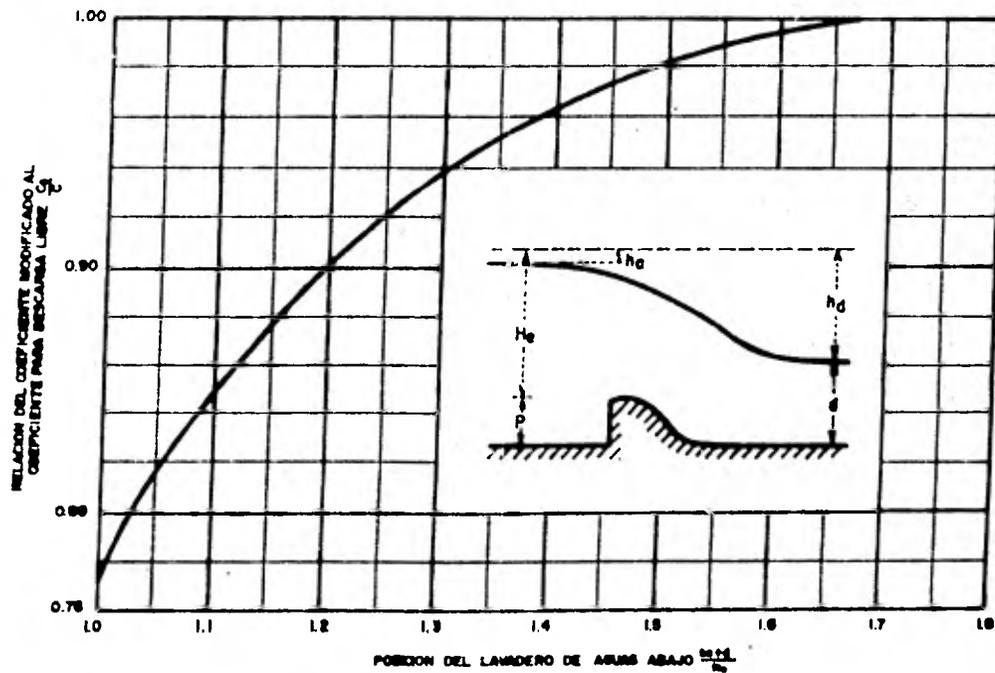
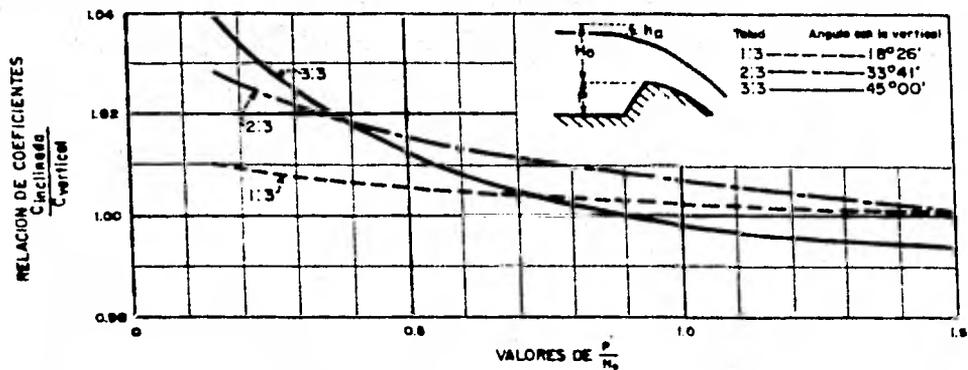


FIG. 5.2 — Relación de los coeficientes de descarga debido al efecto del lavadero



Coefficiente de descarga para una cresta de simetrico con paramento de aguas arriba inclinado

FIGURA 5.3

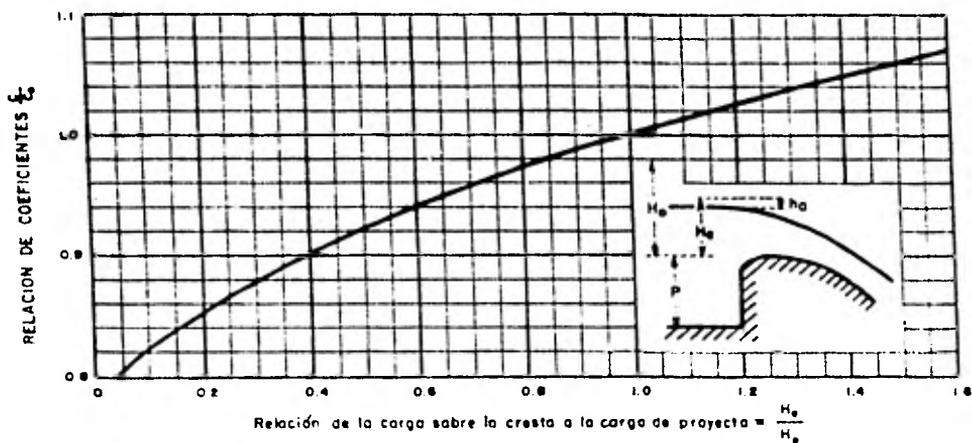


FIG. 5.4 — Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto

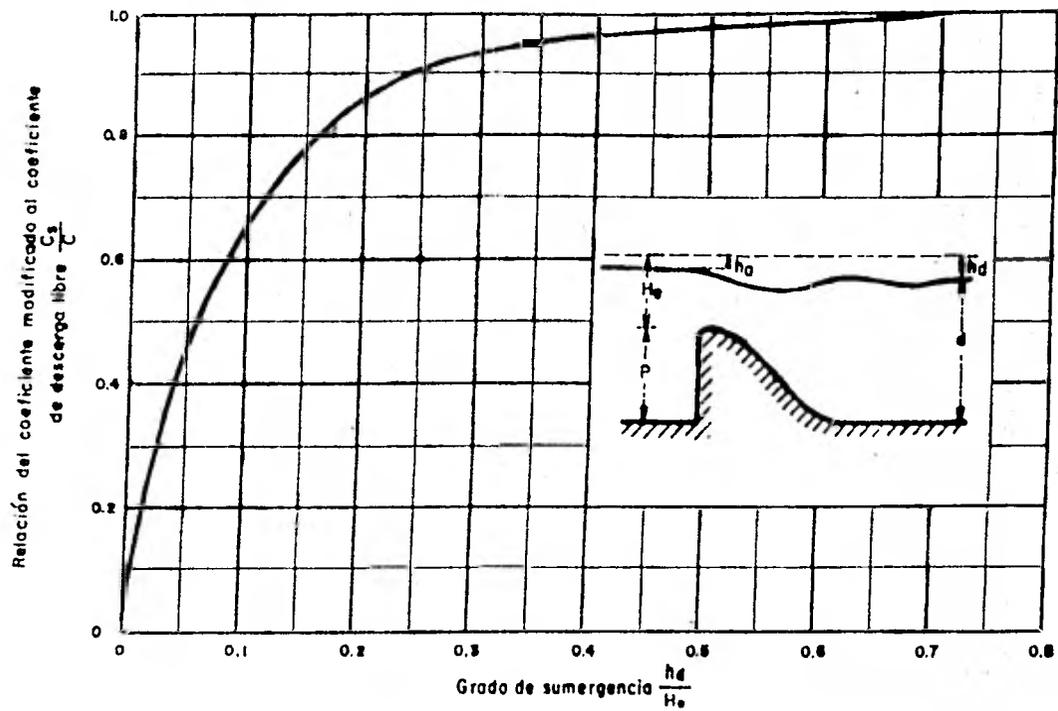


FIG. 5.5.- Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de la descarga

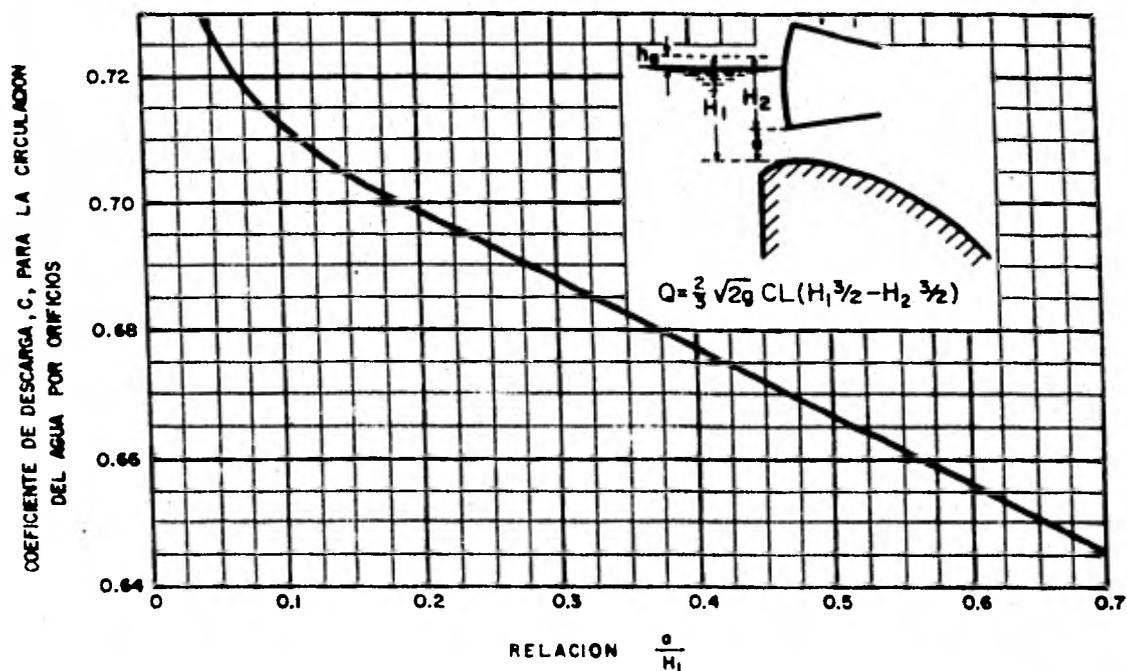


FIG.5.6 -- COEFICIENTE DE DESCARGA PARA LA CIRCULACION DEL AGUA BAJO LAS COMPUERTAS

Para un canal de sección trapecial, el tirante crítico se obtiene por medio de la expresión:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

se resuelve por tanteos, hasta lograr la igualdad del segundo miembro (en función de las características geométricas del canal) con el primero.

d. - Canal de descarga.

Por medio del canal de descarga se conduce el agua hacia el río aguas abajo de la presa, lo suficientemente alejada de esta para evitar posibles daños debidos a la capacidad destructiva del agua cuando adquiere gran cantidad de energía. La pendiente del canal quedará definida por las condiciones topográficas, buscando siempre que la excavación no sea excesiva. Es deseable que dicha pendiente sea fuerte para mantener siempre un escurrimiento supercrítico y con esto evitar condiciones inestables de flujo. La altura mínima de los revestimientos de los taludes del canal se obtiene calculando los tirantes del flujo y agregando a estos un bordo libre.

Para conocer el perfil del agua y su velocidad, se aplica la ecuación de la energía.

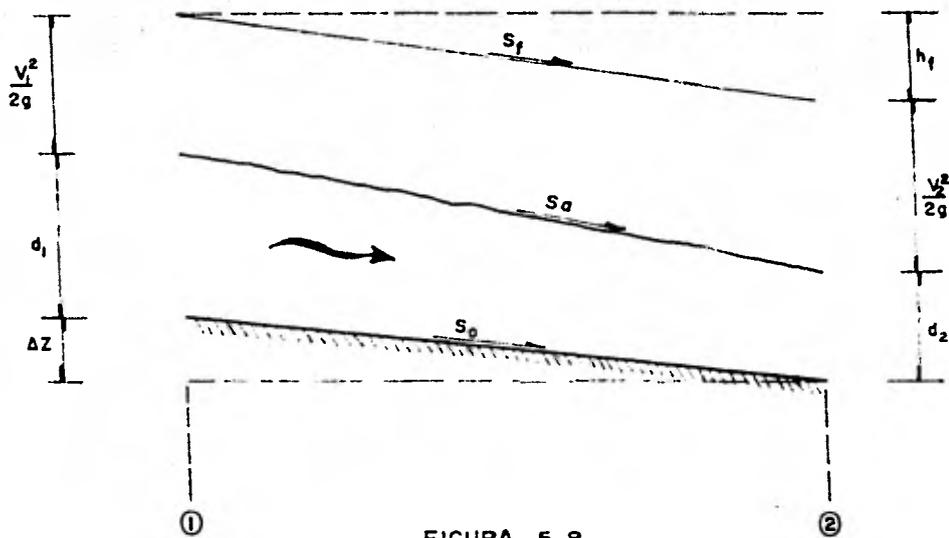


FIGURA 5.8

S_f - pendiente de fricción

S_0 - pendiente de la plantilla

S_a - pendiente de la superficie libre del agua

Con base en la figura 5.8 que representa el corte de un canal de sección cualquiera y donde las secciones 1 y 2 son sucesivas en un tramo L , d_1 y d_2 representan los tirantes en 1 y 2 respectivamente, V_1 y V_2 , las velocidades en las mismas y h_f las pérdidas por fricción, tenemos

$$\Delta Z + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

El valor de h_f , se obtiene de la siguiente expresión:

$$h_f = S_f (\Delta L)$$

donde S_f = pendiente de fricción, y es igual a :

$$S_f = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2$$

V = velocidad promedio en el tramo
 n = coeficiente de rugosidad en función del tipo de material del canal.

r = radio hidráulico promedio en el tramo.

e. - Estructuras Terminales.

Cuando el agua por el vertedor de demasias, cae del nivel del embalse del vaso al nivel del río aguas abajo, convirtiéndose la carga estática en energía cinética. Esta energía se manifiesta en forma de altas velocidades que al tratar de disminuirlas producen grandes presiones. Generalmente se dispone de medios que permiten descargar el agua al río en forma tal que se evitan erosiones o socavaciones peligrosas aguas abajo de la presa.

Un factor fundamental para la elección de la estructura terminal adecuada es la clase de material que constituye el terreno donde se

proyecta la obra de excedencias.

Cuando sea necesario disipar la energía antes de la descarga al río debido a la poca resistencia del terreno, se puede hacer por medio de un tanque amortiguador o una cubeta deflectora ahogada. Cuando la descarga puede hacerse directamente al río sin necesidad de disipar energía, el problema se soluciona con una cubeta de lanzamiento o salto de ski.

e.1. - Cubeta de lanzamiento o salto de ski

Si el tirante aguas abajo es muy pequeño el deflector funcionará como se indica en la figura 5.9. El agua es lanzada lejos del vertedor, aprovechando la energía cinética. El chorro es completamente libre y sigue aproximadamente una trayectoria parabólica.

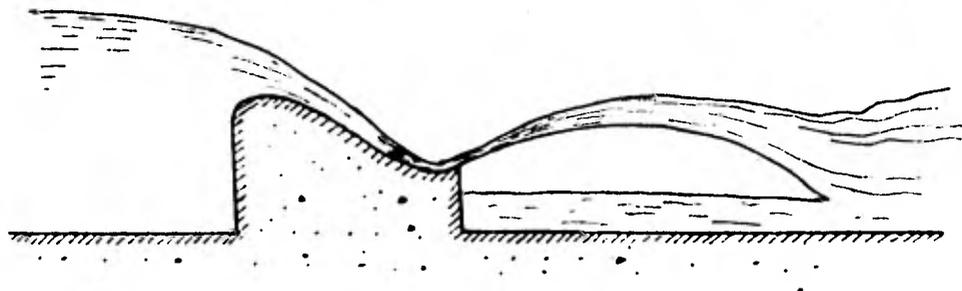


FIGURA 5.9

Se recomienda para su diseño un ángulo de salida entre 8° y 30° . La selección de este ángulo está en función del radio de curvatura de la cubeta y la altura del labio de esta y el punto más bajo de la cubeta. Se recomienda que el radio sea lo suficientemente largo para mantener una corriente concéntrica al moverse el agua a lo largo de la curva; por lo que se recomienda un radio mínimo de:

$$R = 5 D$$

R = Radio de la cubeta

D = Tirante de salida

La figura 5.10 muestra las características antes mencionadas.

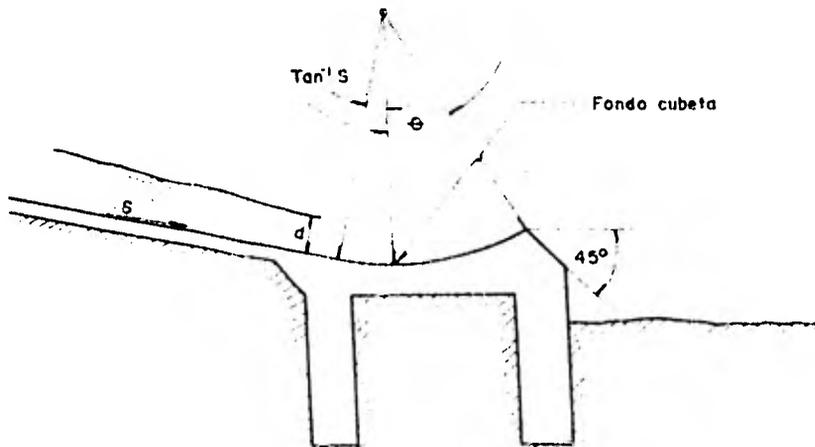


FIGURA 5 10

La distancia que alcanza el chorro así como su trayectoria (Fig. 5.11), se obtienen por medio de la ecuación:

$$Y = X \tan \phi - \frac{X^2}{K \cdot 4 (d + h_v) \cos^2 \phi}$$

donde:

ϕ = ángulo de salida

K = factor que toma en cuenta la pérdida de energía, reducción de velocidad debida a la resistencia del aire, a las turbulencias internas: generalmente $k = 0.9$

d = tirante de salida

h_v = carga de velocidad = $\frac{v^2}{2g}$

El alcance horizontal del chorro al nivel de la salida se obtiene haciendo a $Y = 0$, entonces:

$$X = 4 k (d + h_v) \tan \phi \cos^2 \phi$$

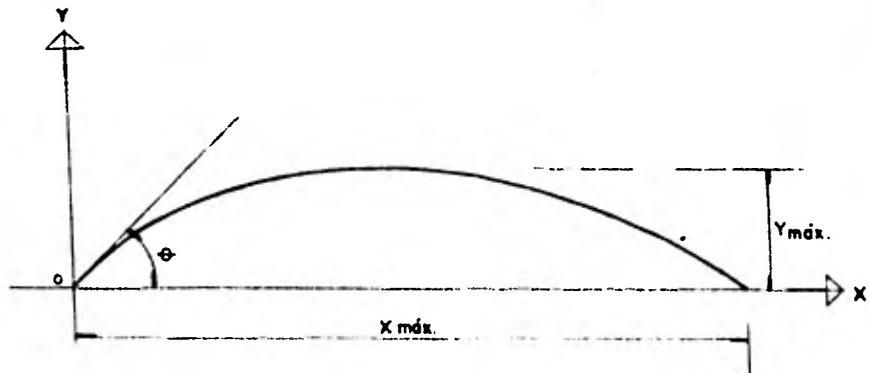


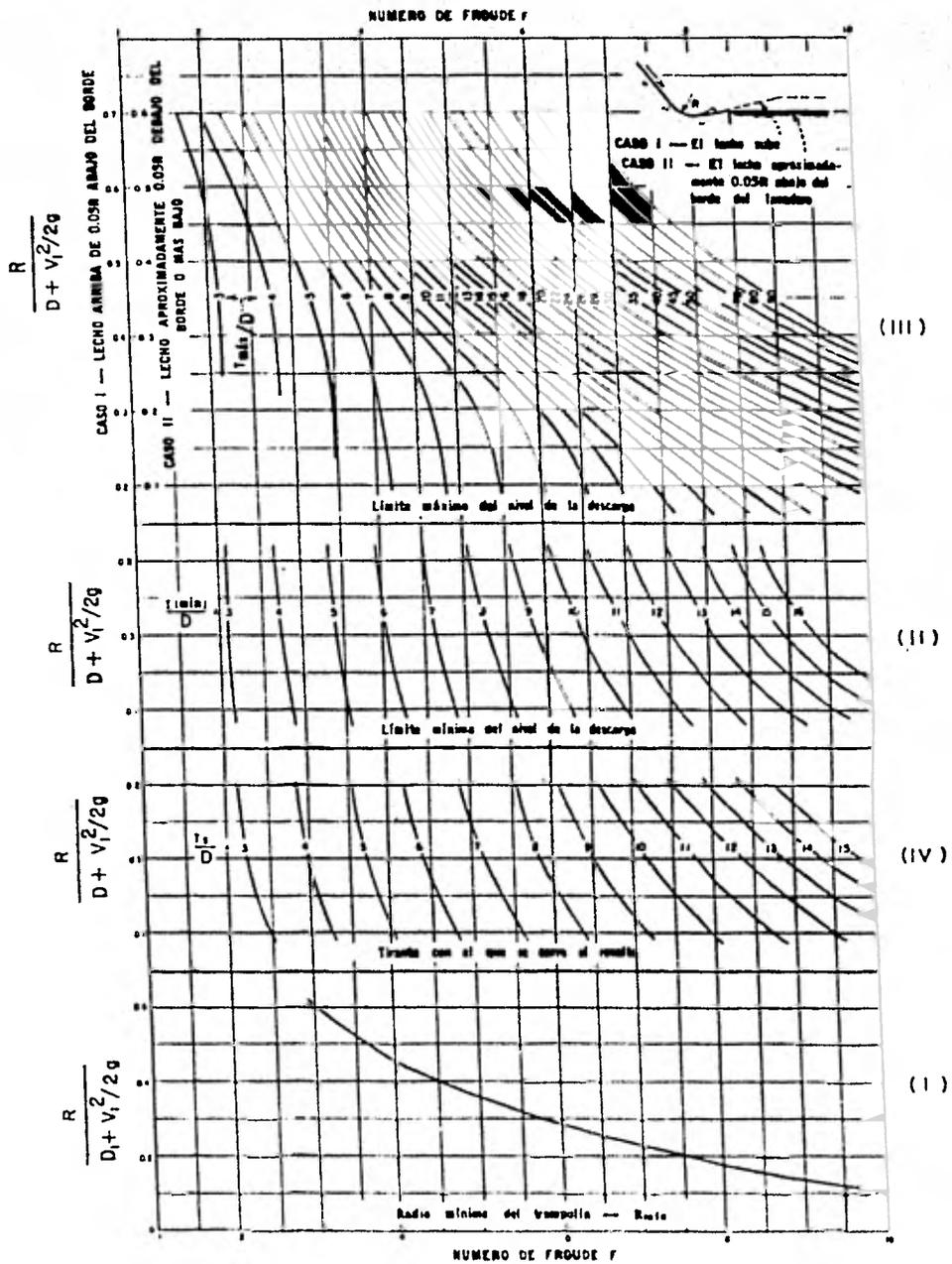
FIGURA 5.11

e. 2. - Cubeta ahogada

Tiene como base la realización de múltiples ensayos de laboratorio por parte del U.S. Bureau of Reclamation, en los que se hizo la comparación de varios tipos de deflectores, entre los que se escogió una cubeta dentada como el más eficiente. Además del objetivo principal, que es el de disipar energía, se buscó evitar la socavación al pie de la estructura y que el material no entrara en la cubeta y (por medio de la colocación de dientes) que no hubiera grandes turbulencias ni ondulaciones en la superficie.

En la figura 5.12, se presentan nomogramas que permiten la determinación de las características principales.

El nomograma (I) limita el radio del deflector, fijando un mínimo para cada caso. El nomograma (II) permite el cálculo de la relación entre el tirante mínimo de funcionamiento y el espesor de lámina vertiente, T_{mfn} / D_1 , una vez escogido el radio en función del número de froude y de la relación $\frac{R}{V_1^2/2g + D_1}$. En función de los mismos parámetros, el nomograma (III) permite la determinación de la relación $T_{máx.} / D_1$. Por último el nomograma (IV) permite conocer el tirante de "barrido" T del deflector, ó sea aquel para el cual deja de estar ahogado.



Condiciones límites para el proyecto de los trampolines estrados

FIGURA 5.12

En la figura 5.13 se muestran las dimensiones y características que junto con los nomogramas complementan las herramientas de diseño para este tipo de disipadores.

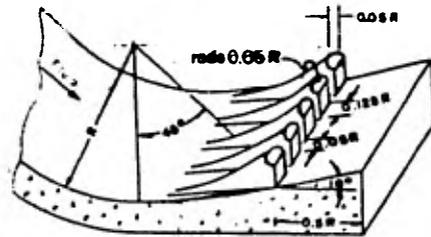


FIGURA 5.13

e.3. - Tanque amortiguador

Este tipo de estructura es un medio eficaz para disipar energía, al formarse en él un salto hidráulico u onda estacionaria, debido al cambio de pendiente, provocando con esto un cambio de régimen.

El salto hidráulico adquiere generalmente la forma presentada en la figura 5.14.

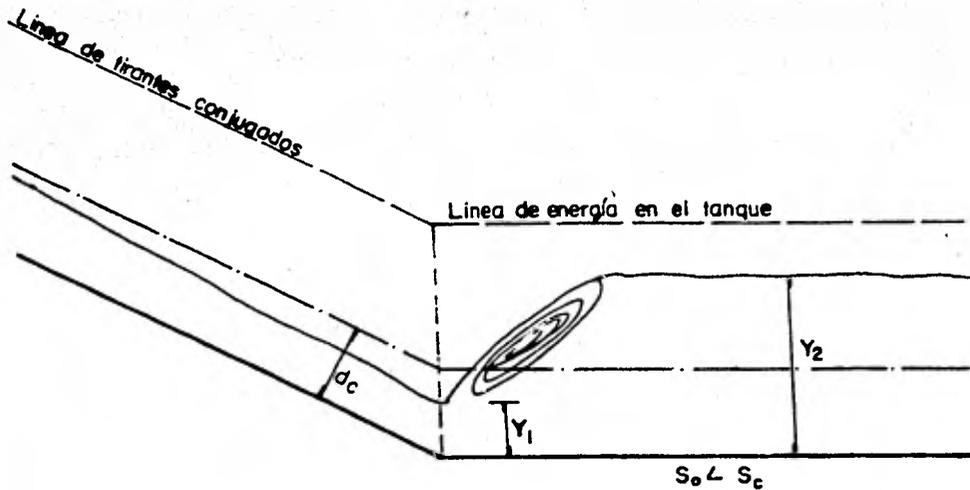


FIGURA 5.14

El salto se inicia en la intersección de la línea de tirantes conjugados de llegada con la línea de energía del tanque.

El tirante conjugado mayor Y_2 se obtiene con la siguiente expresión:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right) \quad \text{para sección rectangular, de}$$

donde: Y_1 = tirante conjugado menor

Fr = número de Froude

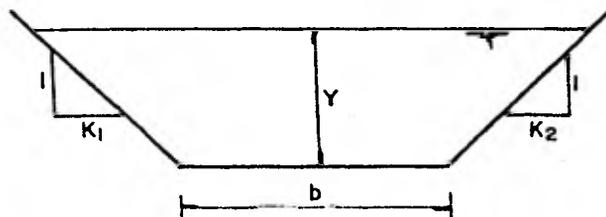
Para el conjugado mayor Y_2 de una sección trapecial (fig. 5.15) :

$$\left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_1 + \frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)^2 -$$

$$\left(\frac{3}{2} t_1^2 - t_1 + \frac{3 F_{M_1}^2}{t_1 + 1}\right) \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right) - 3 F_{M_1}^2 = 0$$

donde F_{M_1} es el parámetro de Massey

$$F_{M_1} = \frac{Q}{\sqrt{g} K Y_1^{5/2}} \quad y \quad t = \frac{b}{K Y_1}$$



$$A = bY + KY$$

$$K = \frac{K_1 + K_2}{2}$$

FIGURA 5.15

5.2.- Diseño hidráulico de la obra de excedencias

De acuerdo con los resultados de análisis técnico-económico - realizado en el capítulo anterior, se realiza a continuación el diseño - hidráulico de la obra de excedencias correspondiente a la alternativa I (vertedor de canal lateral).

De los estudios básicos, se obtuvieron los siguientes datos:

Nivel de aguas máximas extraordinarias	1724.48 m
Nivel de aguas normales	1722.80 m
Carga sobre el vertedor	1.68 m
Gasto de diseño	244.00 m

5.2.1.- Cálculo de la longitud del vertedor

$$Q = C L H^{3/2} \text{ ----- } 1$$

$$L = \frac{Q}{C H^{3/2}} \text{ ----- } 2$$

Entrando a la gráfica de la figura 5.1 con $\frac{P}{H} = 0.28$, donde - $P = 0.50$, obtenemos $C = 1.98$

Aplicando la expresión 2 para los valores indicados se tiene:

$$L = \frac{(244.00)}{(1.98) (1.68)^{3/2}}$$

$$L = 56.50 \text{ m}$$

5.2.2.- Diseño geométrico del cimacio

$$X^{1.85} = 2 Y H^{0.85} \text{ ----- } 3$$

La curva del cimacio en función de la ecuación 3 se unirá con una recta cuya pendiente será $S = 2.0$, por lo tanto:

$$\frac{dy}{dx} = (0.5) (1.85) \frac{X^{0.85}}{H^{0.85}}$$

$$\frac{dy}{dx} = 2.0$$

$$X = \left(\frac{0.5}{0.5952} \right)^{1.1765}$$

$$X = 4.1617 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación 3

$$Y = \frac{1}{2} \frac{(4.1617)^{1.85}}{(1.68)^{0.85}}$$

$$Y = 4.4989$$

El punto de tangencia (donde se une la curva con la recta) --- será P.T. (4.1617, 4.4989)

Dándole valores a la ecuación 3 , y donde $0 \leq X \leq 4.1617$
 y $0 \leq Y \leq 4.4989$, tenemos:

PUNTO	X	Y	Elevación
0	0.0000	0.0000	1722.800
1	0.5000	0.0900	1722.700
2	1.0000	0.3217	1722.480
3	2.0000	1.1597	1721.640
4	3.0000	2.4554	1720.340
5	4.0000	4.1808	1718.620
6	4.1617	4.4989	1718.300
7	5.1617	4.9989	1717.800
8	5.7617	5.2989	1717.500
9	6.1617	5.4989	1717.30

TABLA 5.1

la figura 5.16 muestra el perfil del cimacio

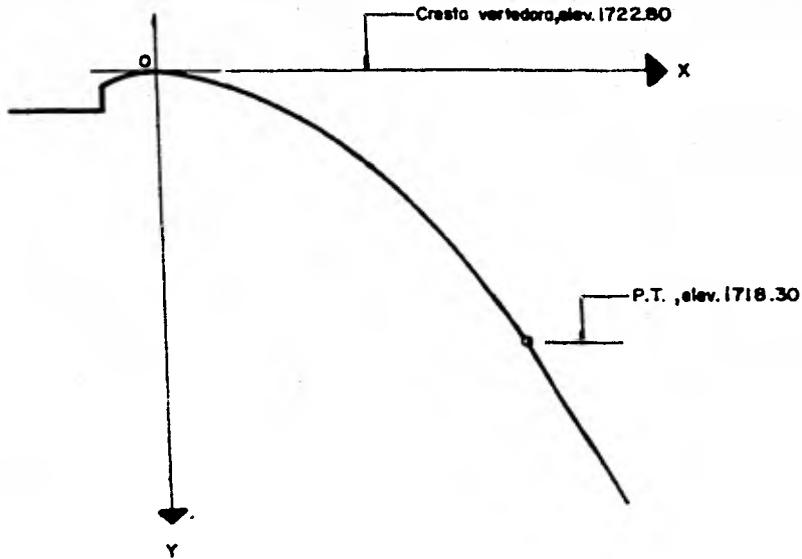


FIGURA 5.16

5.2.3. - Cálculo del tirante crítico en la sección de control.

De la expresión para régimen crítico y de la figura 5.17 obtenemos el tirante crítico d_c

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \dots 4$$

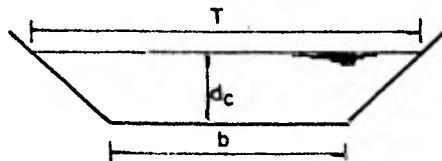


FIGURA 5.17

de la expresión 4 se conoce Q y g, por lo tanto se buscan los valores A y T (en función de d_c) que satisfagan la igualdad:

$$\frac{Q^2}{T} = \frac{(244.00)^2}{(9.81)} = 6086.90 = \frac{A^3}{T} \quad \dots 4'$$

Resolviendo d' por aproximaciones sucesivas:

d_c	V	A	A^3	T	A^3/T
3.920	6.259	39.04	59516.34	11.92	4992.98
4.165	5.819	41.99	74054.20	12.16	6087.48

TABLA 5.2

De la tabla 5.2 obtenemos:

$$Y_c = 4.165 \text{ m}$$

$$V_c = 5.819 \text{ m/s}$$

$$A_c = 41.99 \text{ m}^2$$

con base en los datos anteriores:

$$P_c = 17.31 \text{ m}$$

$$c = 2.42 \text{ m}$$

$$\underline{S_c = 0.003}$$

Para los fines de este proyecto, la sección de control se -- ubicará en la Est. 0 +061.50, en donde inicia una $S > S_c$.

5.2.4. - Cálculo del perfil del agua en el colector

La teoría del funcionamiento de los vertedores de canal lateral se basa principalmente en la ley de la conservación de la energía, suponiendo que las únicas fuerzas que producen movimiento en el canal - provienen de la caída de la superficie del agua en la dirección del eje del canal colector. En esta premisa se supone que toda la energía del agua que pasa por la cresta se disipa al mezclarse con el agua del canal, y por lo tanto no interviene para mover el agua a lo largo del canal. La velocidad axial se produce solo cuando las partículas del agua - que llega, se unen a la corriente del canal.

En cualquier tramo corto del canal lateral, la cantidad de movimiento al principio del tramo, más cualquier aumento debido a las fuerzas externas, debe ser la misma al final del tramo. Si se considera un tramo corto de longitud X , la velocidad y la descarga en la sección - aguas arriba son v y Q respectivamente; en la sección aguas abajo, la velocidad y la descarga serán $v + \Delta v$ y $(Q + q (X))$, en la que q es el gasto por unidad de longitud del vertedor. Las cantidades de movimiento en las secciones serán:

$$M_1 = \frac{Q v}{g} \quad \text{-----} 1$$

$$M_2 = \frac{[Q + q (\Delta x)]}{g} (v + \Delta v) \text{ ----- } 2$$

Restando la ecuación 1 de la 2

$$\Delta M = \frac{Q (\Delta v)}{g} + \frac{q (\Delta x)}{g} (v + \Delta v) \text{ ----- } 3$$

dividiendo por ΔX

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{Q (\Delta v)}{g (\Delta x)} + \frac{q}{g} (v + \Delta v) \text{ ----- } 4$$

la variación de cantidad de movimiento con relación al tiempo, siendo v veces la variación con respecto a X , y considerando que la velocidad media sea $[v + 1/2 (\Delta v)]$ la ecuación 4 queda:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q (\Delta v)}{g (\Delta x)} [v + 1/2 (\Delta v)] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] + [v + 1/2 (\Delta v)] \text{ ----- } 5$$

como $\frac{\Delta M}{\Delta t}$ es la fuerza aceleradora, que es igual a la pendiente de la superficie del agua $\frac{\Delta y}{\Delta x}$ multiplicada por la descarga media, la ecuación 5 se transforma en:

$$\frac{\Delta y}{\Delta t} [q + 1/2 (\Delta q)] = \frac{Q (\Delta v)}{g (\Delta x)} [v + 1/2 (\Delta v)] + \frac{q}{g} [v + \Delta v] [v + 1/2 (\Delta v)] \text{ ----- } 6$$

de la cual, el cambio de elevación de la superficie del agua es:

$$\Delta Y = \frac{Q}{g} \frac{[V + 1/2(\Delta V)]}{[Q + 1/2(\Delta Q)]} \left[\Delta V + \frac{g(\Delta X)}{Q} [V + \Delta V] \right] \text{----- } 7$$

si Q_1 y v_1 son los valores al principio del tramo y Q_2 y v_2 al final del tramo, la ecuación 7 queda:

$$\Delta Y = \frac{Q_1}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \text{----- } 8$$

ó

$$\Delta Y = \frac{Q_2}{g} \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(v_2 - v_1) + \frac{v_1(Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right] \text{----- } 9$$

con la ecuación 8 ó 9 se puede determinar la superficie del agua en el canal lateral suponiendo tramos cortos y una vez que se a encontrado un punto de partida para el cálculo.

Para encontrar nuestro tirante inicial, aplicamos la ecuación de Bernoulli de la Estación 0 + 061.50 correspondiente a la sección de control a la Estación 0 + 056.50, con un desnivel entre plantillas de 0.50 m y considerando $0.2 (h_{v_{0+061.50}} - h_{v_{0+056.50}})$ como pérdidas por fricción y menores.

por lo tanto tendremos:

$$d_{0+056.50} + h_{v_{0+056.50}} = d_c + h_{v_c} + 0.2 (h_{v_c} - h_{v_{0+056.50}}) + \Delta Z$$

la expresión anterior se satisface para $d = 5.80$ m.

con $d = 5.80$ m iniciamos el cálculo del perfil del agua, para una pendiente $S = 0.02$ y una plantilla de $b = 8.00$ m en la tabla 5.3 se muestran los resultados y en la figura 5.17 el perfil del canal colector en función del perfil del agua.

5.2.5.- Perfil del agua en el canal de descarga

El estudio hidráulico de la rápida del canal de descarga se hará en base a los siguientes datos:

$$Q = 244.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Ancho de plantilla a lo largo del canal = 8.00 m

Talud en los muros del canal = 0.5:1

Coefficiente de rugosidad de Manning = 0.017

El perfil del agua se obtiene aplicando la ecuación de la energía en diferentes secciones a lo largo del canal, resolviéndola por aproximaciones sucesivas. En la tabla 5.4 se muestran los resultados y se ilustra gráficamente en la figura 5.18.

Así mismo es importante mencionar que en la Est. 0+131.50 -- inicia una curva parabólica vertical, con el fin de adaptar el canal de descarga al perfil del terreno. Para obtener la configuración de la curva, se empleó la siguiente expresión.

$$Y = X \tan \alpha + X^2 \frac{g}{2 V^2} \text{Sec}^2 \alpha$$

donde:

α - ángulo correspondiente a la pendiente de llegada

V - velocidad de llegada en la Est. 0+131.50

X, y - coordenadas de un sistema cartesiano

la curva parabólica vertical une a la Est. 0+131.50 con el punto de la parábola donde S = 0.25: de donde:

$$Y' = S + X \frac{g}{2 V^2} \text{secc}^2$$

$$0.25 = 0.04 + X \frac{(9.81)}{2 (10.55)^2} \quad (1.0016)$$

$$X = 4.7619$$

sustituyendo en la ecuación original: $Y = 1.19 \text{ m.}$

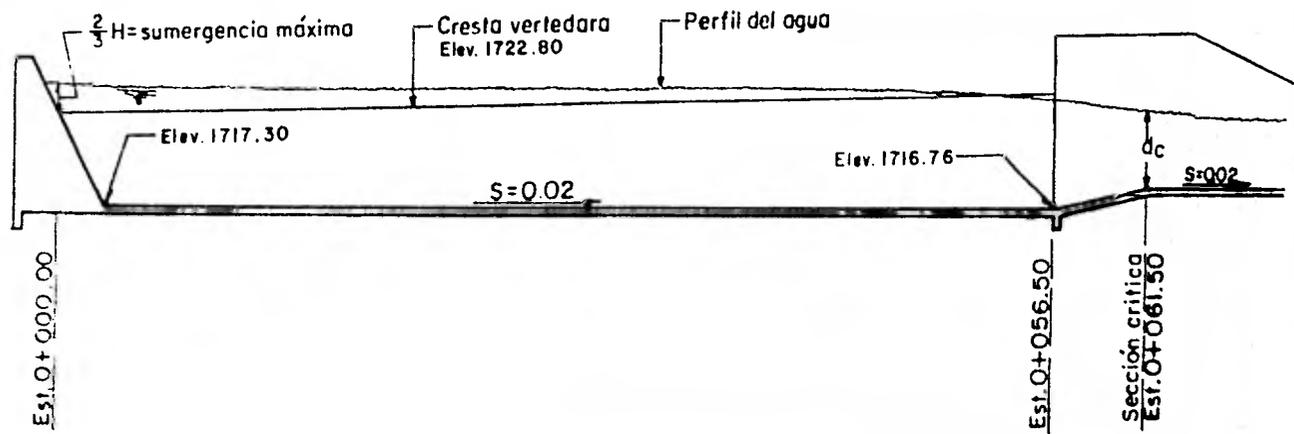


FIG. 5.18 PERFIL DEL AGUA EN EL CANAL COLECTOR

b = 8.0 m

Q = 244.0 m³/s.

S = 0.02

t = 0.5:1

ESTACION (Km)	Δx (m)	ELEVACION DEL FONDO (m)	TANTEO Δy (m)	ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA (m)	d (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s.)	V (m/s.)	Q_1+Q_2	$\frac{Q_1}{Q_1+Q_2}$	V_1+V_2	V_2-V_1	Q_2-Q_1	$\frac{Q_2-Q_1}{Q_1}$	$\frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1}$	(13)+(16)	$\Delta N =$ (11)(12)(17)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
0+056.50	—	100.00	—	105.80	5.80	63.30	244.3	3.86	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0+040.00	16.50	100.33	0.800	106.600	6.27	69.81	172.46	2.47	416.82	0.042	6.33	1.38	71.90	0.486	1.609	2.99	0.800
0+030.00	10.00	100.53	0.270	106.87	6.34	70.81	129.34	1.82	301.80	0.043	4.29	0.64	43.12	0.533	0.823	1.46	0.270
0+020.00	10.00	100.73	0.180	107.05	6.32	70.53	86.23	1.22	215.57	0.040	3.04	0.60	43.11	0.499	0.913	1.51	0.180
0+010.00	10.00	100.93	0.110	107.16	6.23	69.24	43.11	0.62	129.34	0.034	1.84	0.60	43.11	1.000	1.222	1.83	0.110
0+005.00	5.00	101.03	0.029	107.18	6.15	68.23	21.55	0.31	64.67	0.034	0.93	0.30	21.55	1.000	0.622	0.92	0.029

CALCULO DEL PERFIL DEL AGUA EN EL CANAL
LATERAL

TABLA 5.3

$$Q = 244.00 \text{ m}^3/\text{s}, \quad b = 8.00 \text{ m} \quad n = 0.017$$

ESTACION	b	d	A	V	h_v	V_m	P	r	r_m	$r_m^{2/3}$	$\frac{h_s}{S \times L}$	$\frac{h_f}{(\frac{V_m n}{r_m^{2/3}}) \times L}$	$d_1 + h_{v1} \pm h_s$	$d_2 + h_{v2} \pm h_f$
$S = 0.04$														
0+061.50	8.00	4.165	91.993	5.819	1.725	—	17.313	2.425	—	—	1.540	—	7.430	—
0+100.00	8.00	2.800	26.32	9.284	4.393	7.551	14.261	1.845	2.135	1.658	1.260	0.231	8.453	7.424
0+131.50	8.00	2.540	23.54	10.378	5.489	9.831	13.679	1.721	1.783	1.470	3.435	0.411	11.464	8.440
$S = 0.25$														
0+150.00	8.00	2.038	18.380	13.294	9.008	11.836	12.557	1.343	1.532	1.329	10.375	0.404	21.421	11.450
0+191.50	8.00	1.500	13.125	18.617	17.667	15.955	11.354	1.156	1.249	1.160	—	2.263	—	21.430

CALCULO DEL PERFIL DEL AGUA EN EL CANAL DE DESCARGA
(VERTEDOR DE CANAL LATERAL)

TABLA 5.4

el punto buscado es:

P.T. (4.7619 , 1.1900)

en la tabla 5.5 se muestran las coordenadas de la parábola

PUNTO	X	Y	Estación	Elevación
0	0.000	0.000	0+131.50	1714.460
1	0.500	0.031	0+132.00	1714.429
2	1.000	0.084	0+132.50	1714.376
3	1.500	0.159	0+134.00	1714.301
4	2.000	0.256	0+133.50	1714.204
5	2.500	0.375	0+134.00	1714.085
6	3.000	0.516	0+134.50	1713.944
7	3.500	0.680	0+135.00	1713.780
8	4.000	0.865	0+135.50	1713.595
P.T.	4.761	1.190	0+136.26	1713.270

5.2.6. - Diseño de la estructura terminal

Debido a que el terreno donde se proyectó la obra de exce-
dencias es resistente a los impactos del agua, se diseñó una estructu-
ra de lanzamiento o salto de ski con un ángulo de salida $\Theta = 30^\circ$ y -
un radio $R = 8.00$ m. En la figura 5.19 se muestran las característi-
cas de la estructura.

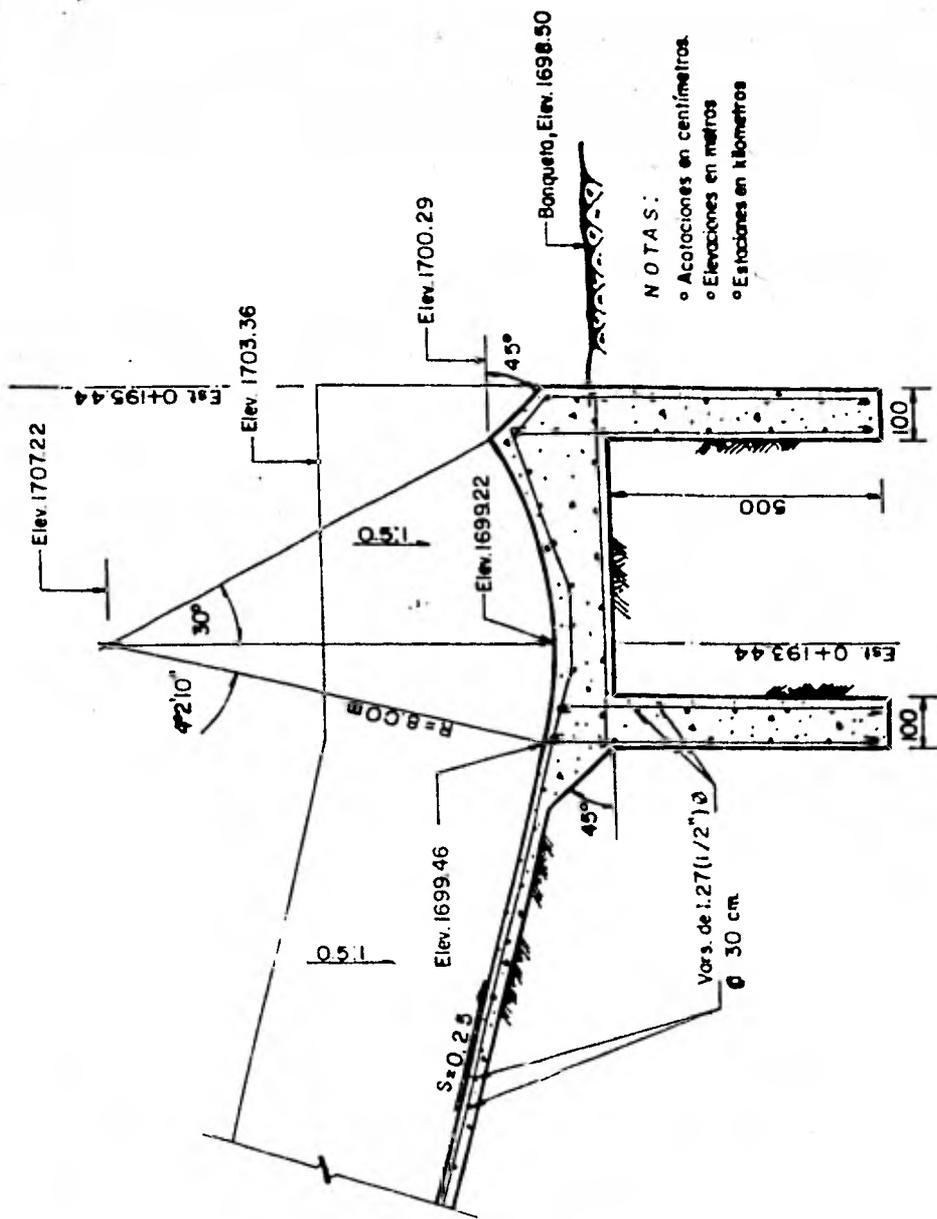


Fig. 5.19 Detalle del salto de skí para la estructura final

C A P I T U L O V I

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1. - Aspecto Social y económico.

Las obras de infraestructura tienen como finalidad impulsar el desarrollo en forma integral en la región donde estas se llevan a efecto. Con la presa de almacenamiento "Garabatos" se pretende lograr dicho objetivo.

La explotación planificada de los campos agrícolas que forman la zona de riego del proyecto "Garabatos" traerá como consecuencia un aumento en la producción y con esto un mayor bienestar socio-económico. Lo anterior repercute en todo el sistema de la región, al provocar una mayor actividad generada por los estímulos que se reciben del sistema de riego. La generación de empleos, una mayor actividad socio-cultural y la comunicación de la región, son algunas de las ventajas que se tendrían con la realización de la obra.

Por lo anterior, se destaca la importancia de realizar el estudio socio-económico de la manera más eficaz, aplicando el criterio adecuado para ello.

6.2. - Aspectos Técnicos

Es conocido que en toda actividad humana se presentan problemas por resolver, los cuales se suceden unos a otros, y generalmente surgen de la necesidad ó del deseo de transformar un estado de condiciones en otro. La realización de la mayoría de las obras de ingeniería corresponde a buscar la satisfacción de esta necesidad.

A través de este trabajo se enfatiza la necesidad de que los ingenieros responsables de elaborar un proyecto de una obra de almacenamiento de esta magnitud, sigan una metodología en cada una de las actividades que emprendan para alcanzar las metas fijadas.

La falta de información hidrológica puede ser en muchos casos una limitante técnica muy importante para la elaboración de un proyecto de almacenamiento, por lo que se recomienda implementar con estaciones pluviométricas y de aforo las zonas y corrientes donde exista la probabilidad ó necesidad de construir un almacenamiento.

Realizado el análisis de alternativas de la obra de excedencias, se eligió la de canal lateral, ya que ofrece mayores ventajas económicas en comparación con las otras, y por su bajo costo de mantenimiento limitado en este caso a la conservación de las estructuras de concreto.

Este tipo de obras de excedencias, tiene un funcionamiento hidráulico eficiente de acuerdo con los resultados que se han logrado a través de modelos experimentales y a la basta experiencia en la construcción de las mismas; por tal motivo, se recomienda la realización del modelo correspondiente al proyecto "Garabatos", necesario además para corregir posibles fallas, provocadas por el carácter teórico de los cálculos.

6.3. - Repercusión ambiental

Uno de los fenómenos mas característicos del presente siglo es el inmenso poder que el hombre ha adquirido para transformar la naturaleza provocando con ello alteraciones en el medio ambiente.

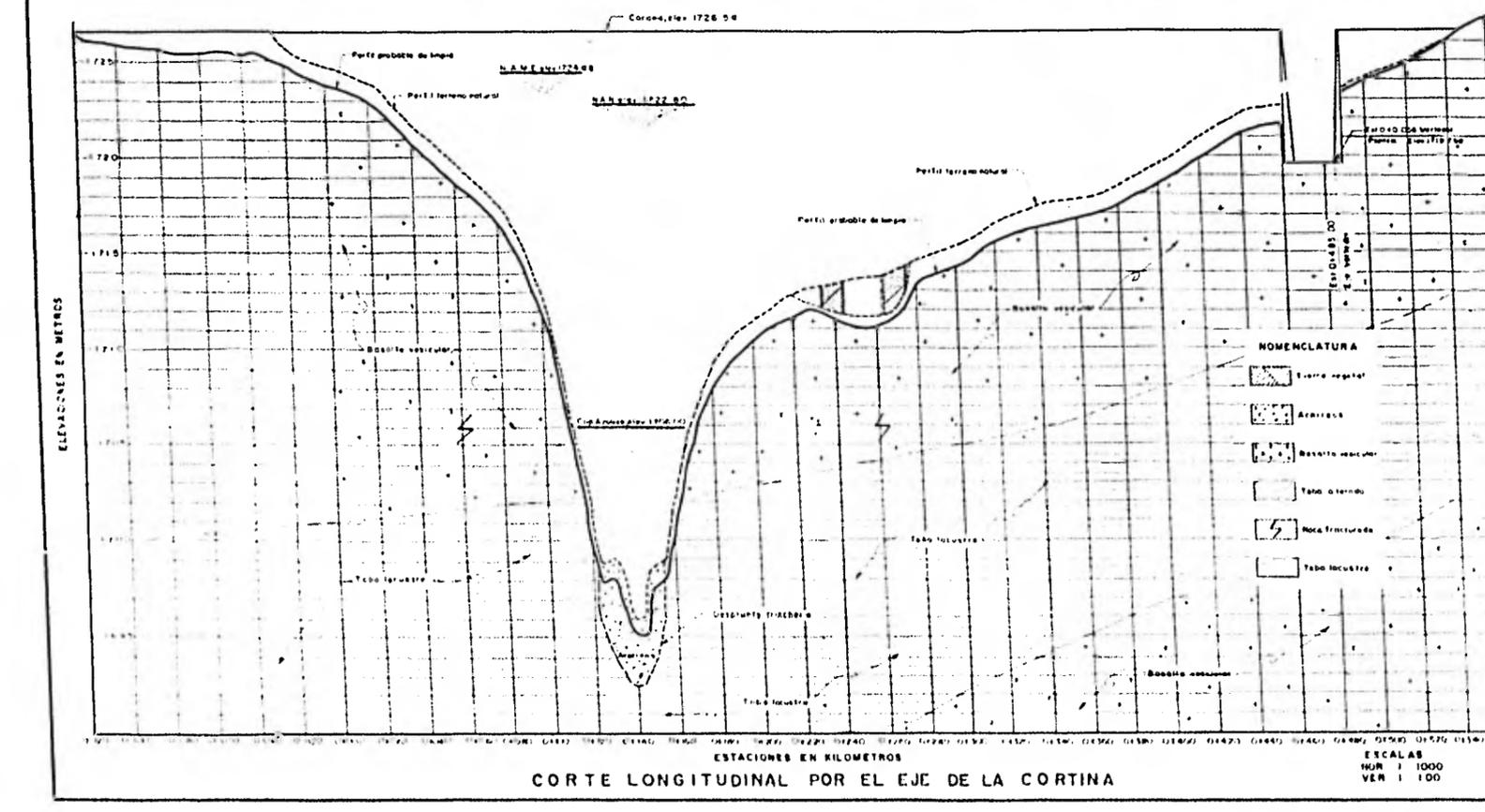
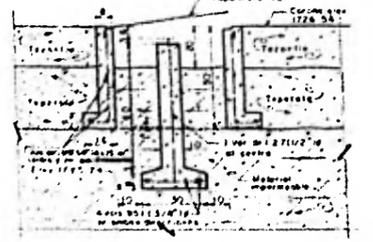
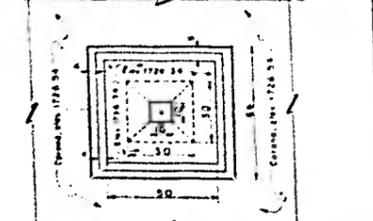
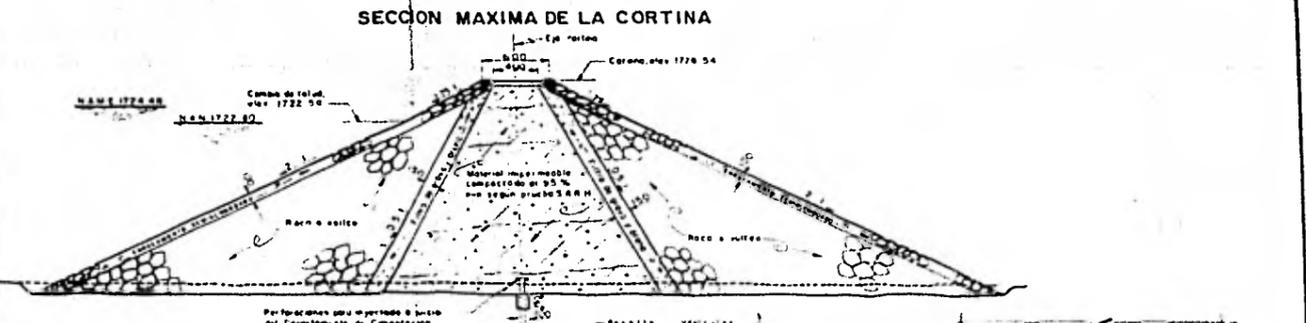
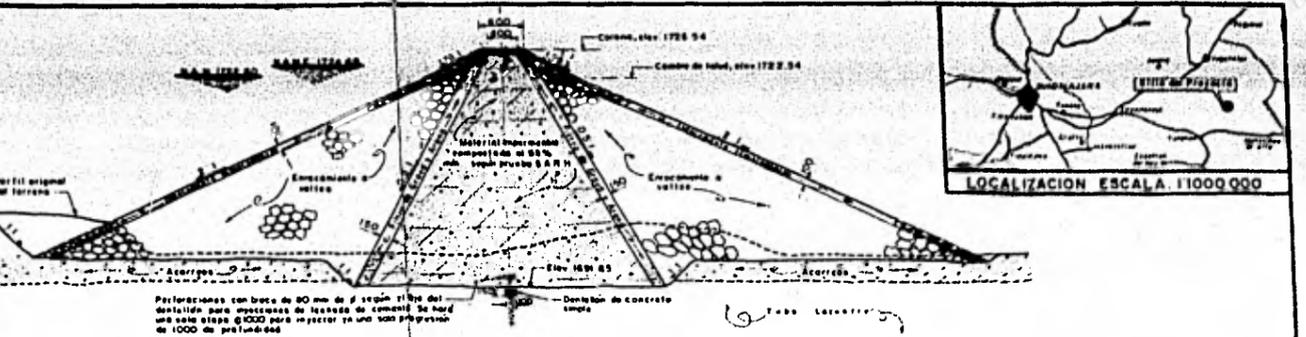
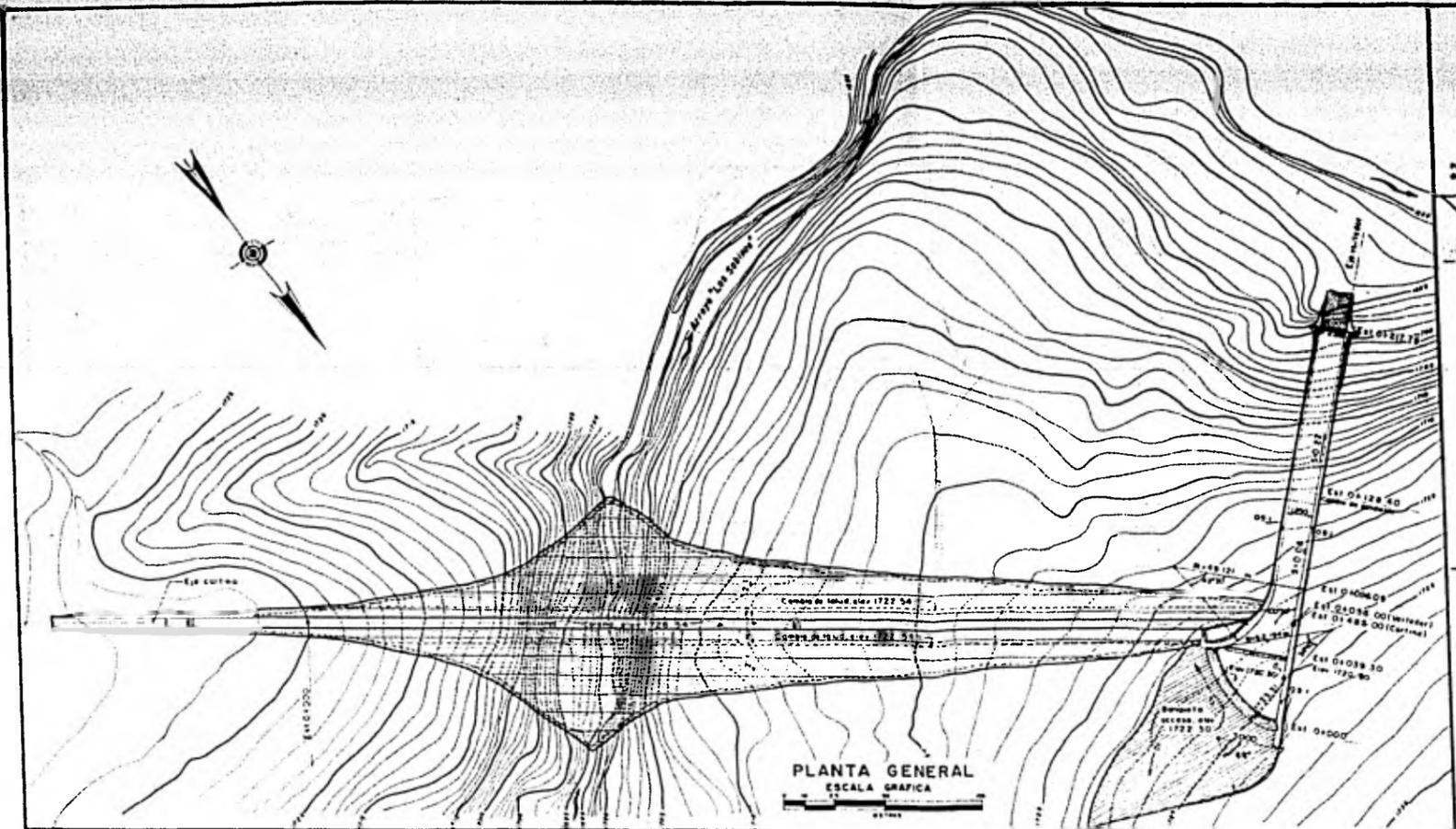
El sistema de riego del que forma parte una presa de almacenamiento, no solo es promotor de un cambio económico favorable en la zona, sino que también altera el medio ambiente donde se ubica.

Para el caso que nos ocupa, es recomendable estudiar las consecuencias ecológicas provocadas, por un lado, por los cultivos y la aparición en estos de hierbas e insectos perjudiciales para la agricultura que se combatirán con sustancias químicas (plaguicidas). las cuales al utilizarse en forma desmesurada ha tenido y tiene consecuencias muy

negativas, ya que su uso reduce algunas especies de insectos útiles y - contribuye por ello a la aparición de nuevas plagas; muchas especies de insectos se han convertido además en resistentes a ciertos insecticidas, lo que induce a buscar nuevos productos de mayor selectividad.

En segundo lugar figura el grave problema de la toxicidad de - muchos plaguicidas utilizados en la agricultura, que, al ser arrastrados por las aguas, causan la muerte de los peces y de las aves, destruyen su alimento y contaminan los alimentos del hombre.

Por otra parte, al construir la cortina de la presa, se interrumpirá la transportación de partículas orgánicas en suspensión, que se depositan actualmente en forma natural en las tierras dedicadas a las labores agrícolas, reduciéndose de esta forma su capacidad productiva; lo - que conducirá la utilización de guanos y fertilizantes para compensar el -desequilibrio ocasionado.

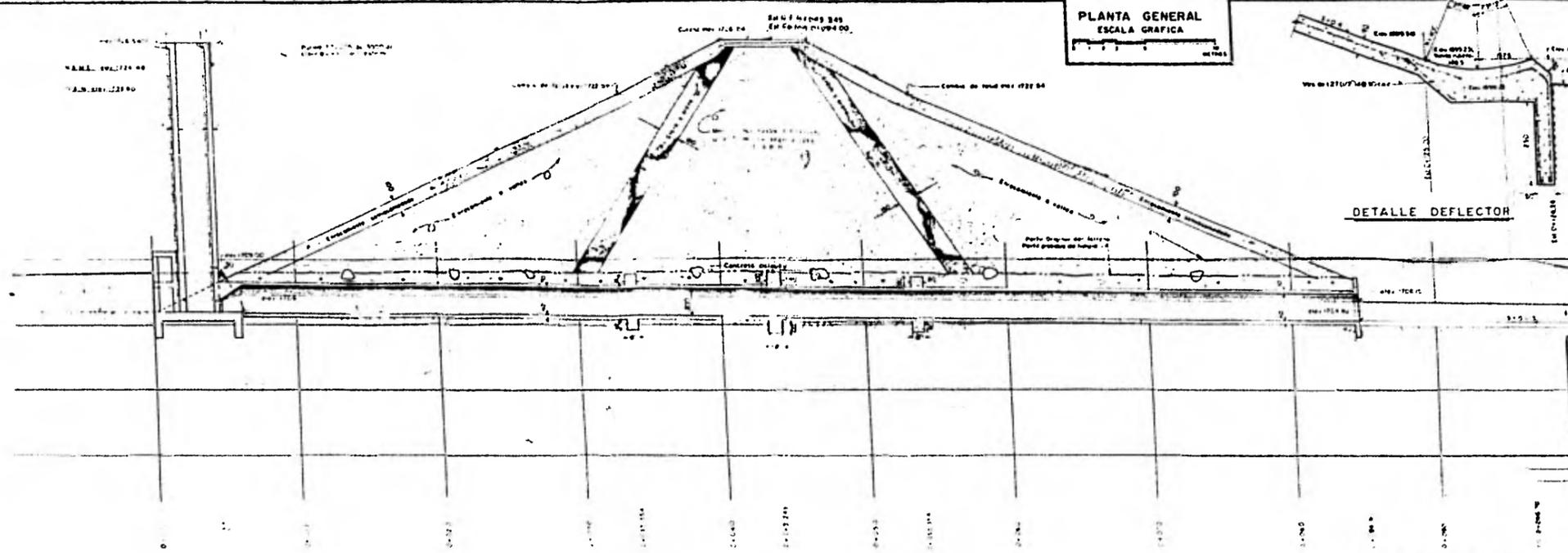
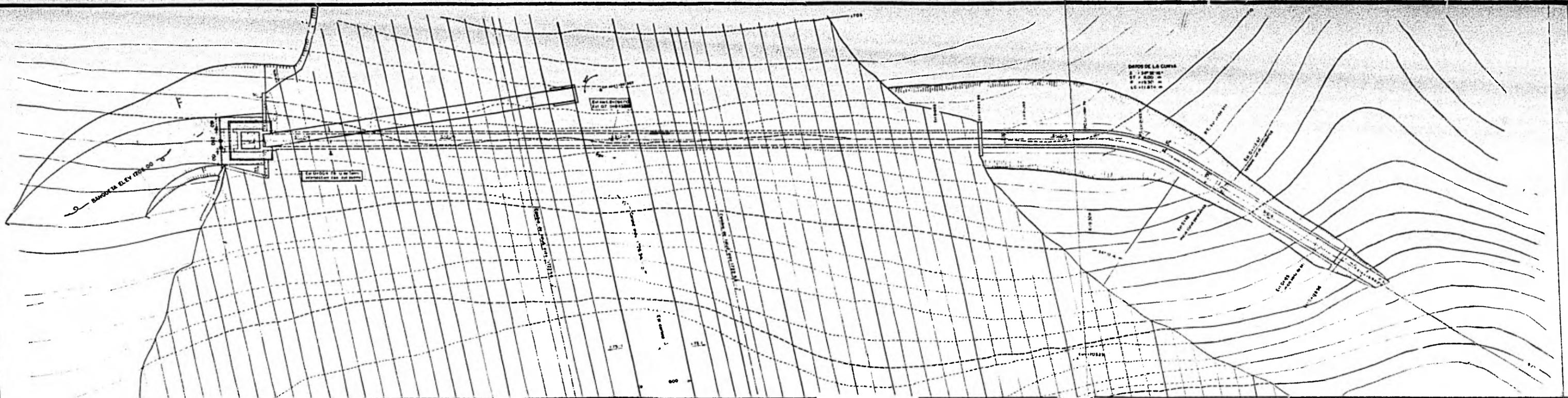


DATOS DEL PROYECTO	
Altura a proyectar	100.00 m
Area de la cuenca	18.000 km ²
Capacidad útil	1.350.000.000 m ³
Funcionamiento Autor de almacenamiento	12.000.000.000 m ³
Capacidad para riego	1.500.000 m ³
Vol. N.º 1	724.48 m ³
Vol. N.º 2	722.80 m ³
Vol. N.º 3	1.100.000 m ³
Superficie máxima productiva	720.000 m ²
Superficie máxima irrigable	250.000 m ²
Longitud de presa proyectada	51.000 m
Longitud sobre el valle	5.000 m
Alcance total	1.130.000 m
Costo de construcción	2.100.000.000

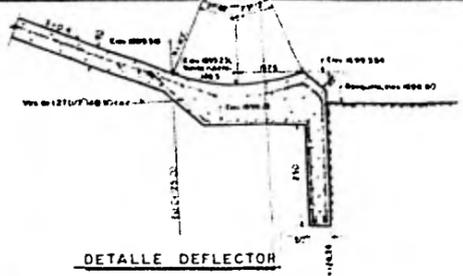
CANTIDADES ESTIMADAS	
Enrocado	1.000.000 m ³
Enrocado compactado	50.000 m ³
Enrocado a utilizar	50.000 m ³
Filtro de grava y arena	24.000.000 m ³
Materiales impermeables	80.000.000 m ³
Terrestre	450.000 m ³
Terrestre compactado	950.000 m ³
Terrestre total	1.400.000 m ³
Terrestre para reparación 150 m ³	1.500.000 kg
Terrestre	1.500.000 kg
Suma para observar movimientos de la corona	1.200.000

NOTAS: Taba los materiales según un ensayador calificado. Se debe de tener en cuenta las variaciones en metros y las estaciones en hectáreas. El terreno de las laderas y la corona de la cortina serán de un 15% de absorción. El espesor de la corona de la cortina se hará según el principio de la seguridad en la construcción de la presa. El detalle de la corona se hará según el detalle de la corona. El programa de ejecución de la obra se hará según el programa de ejecución de la obra. El programa de ejecución de la obra se hará según el programa de ejecución de la obra.

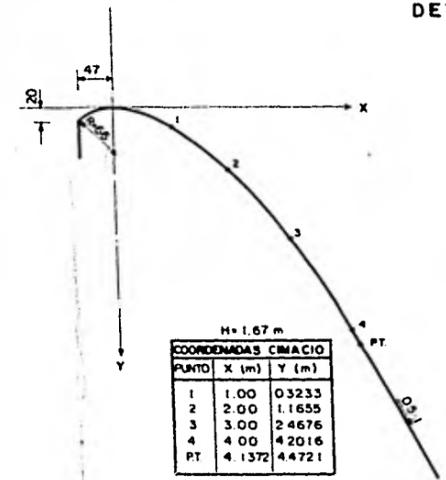
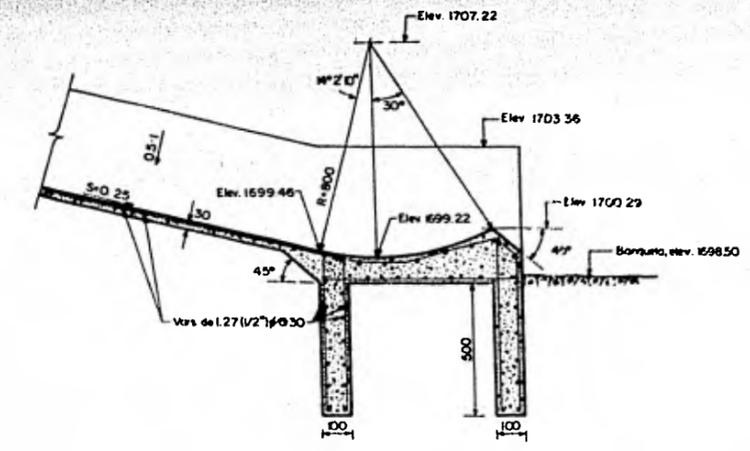
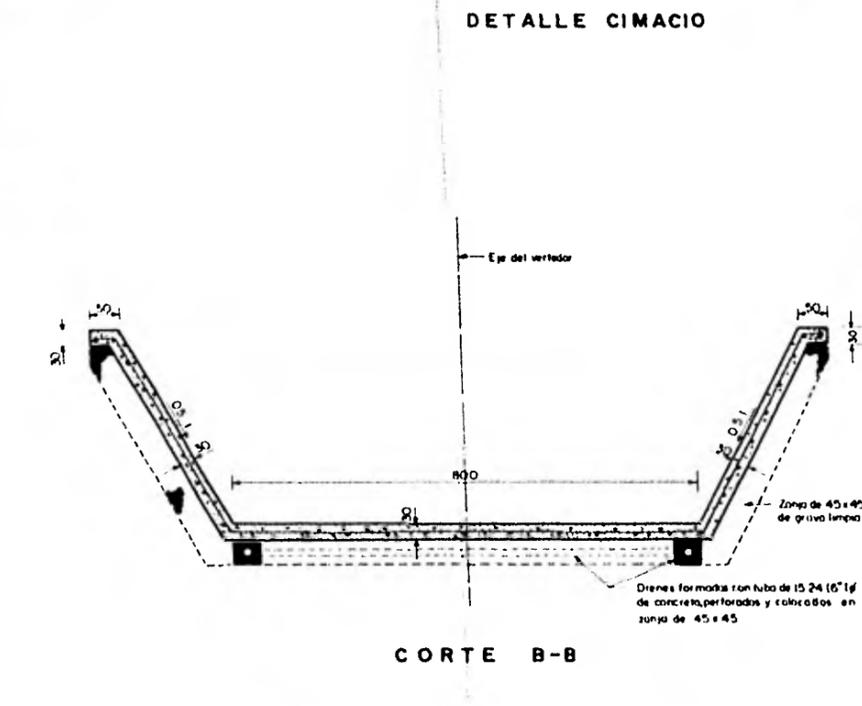
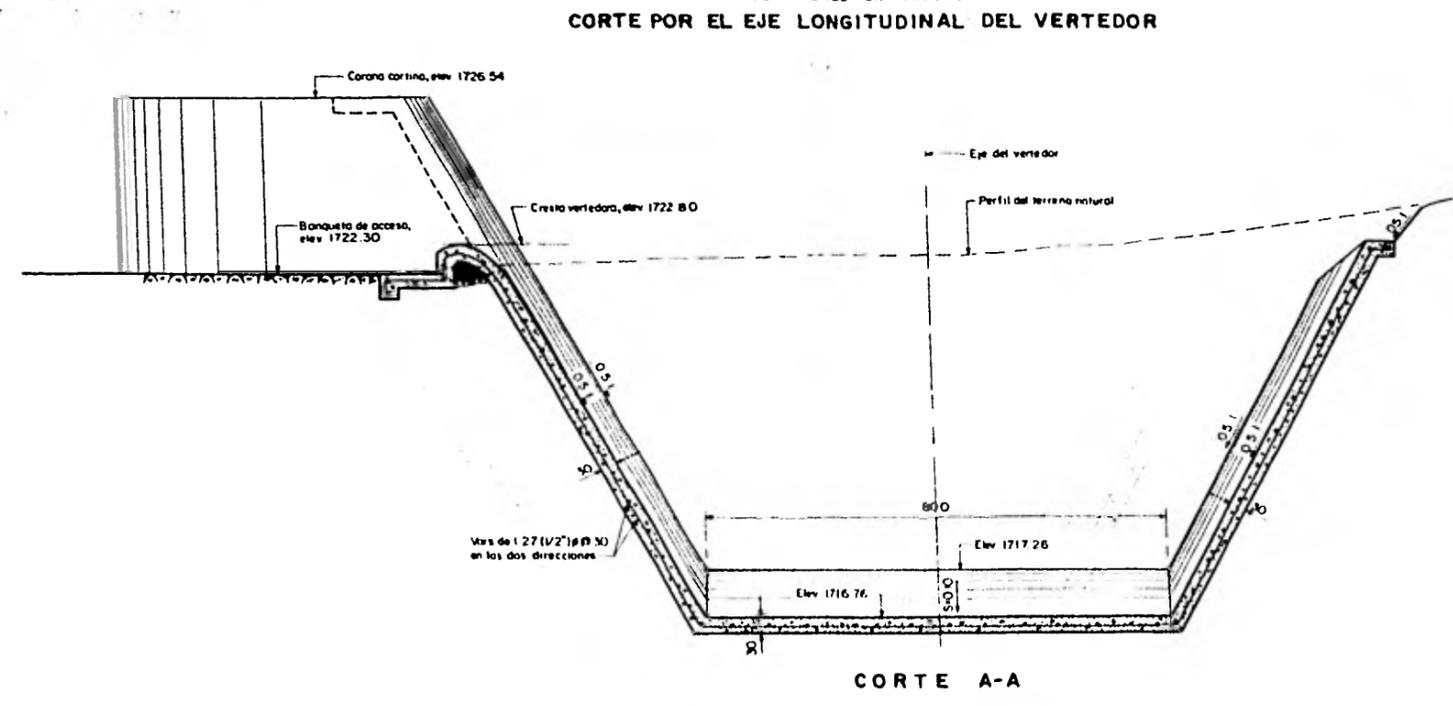
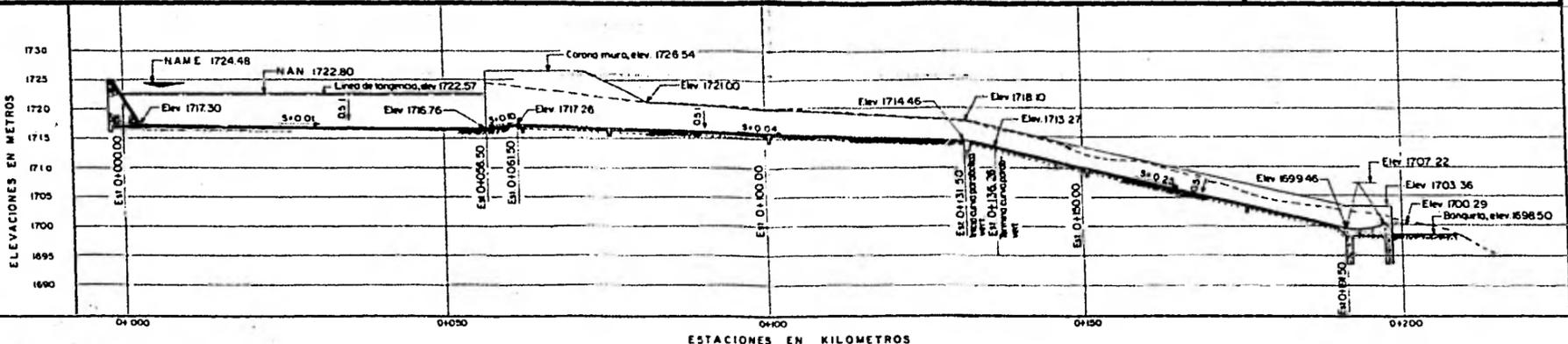
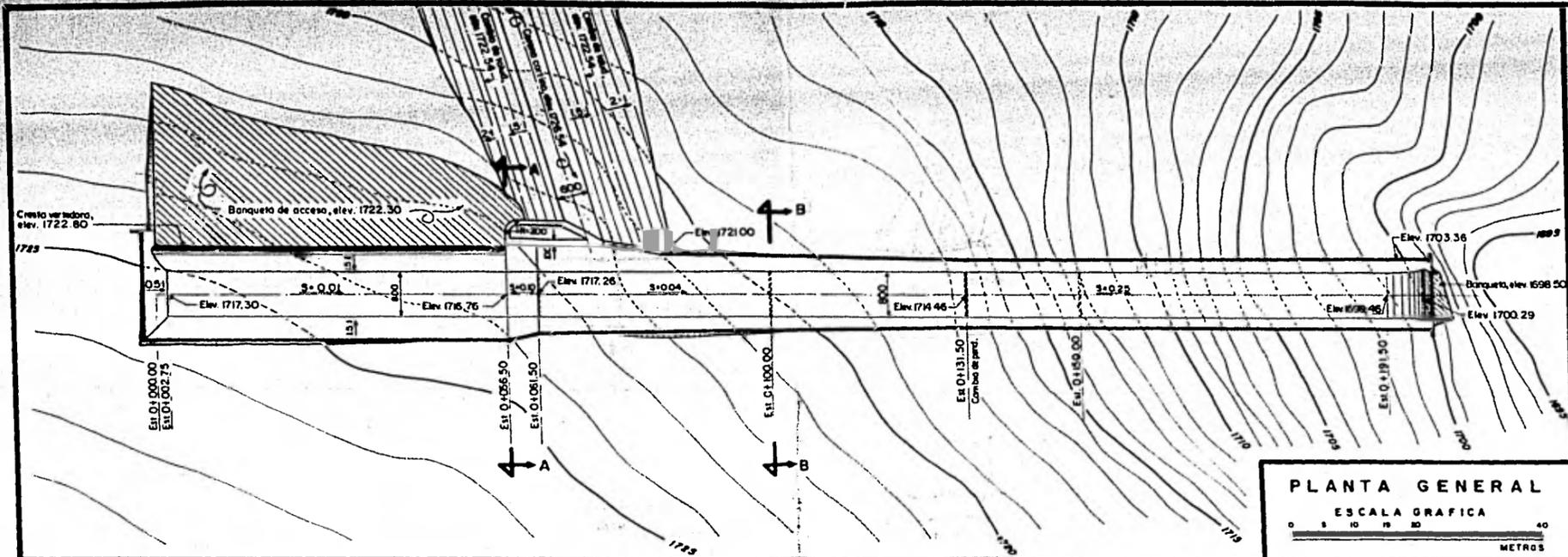
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
Proyecto "CARABATOS" Man de Toluca, Jalisco
CORTINA
PLANO GENERAL
TESIS PROFESIONAL
ARTURO OROZCO TORRES
MEXICO, D.F. 1980. Hoja única. PLANO No. 1



PLANTA GENERAL
ESCALA GRAFICA



CANTIDADES ESTIMADAS		
Excavacion	14.50 m ³	1.00
Concreto reforzado	11.00 m ³	2.00
Concreto simple	1.00 m ³	2.00
Concreto chapado	1.00 m ³	2.00
Mamposteria de 30 cm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 8 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 10 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 12 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 16 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 20 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 25 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 32 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 40 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 50 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 60 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 75 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 90 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 110 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 130 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 150 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 180 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 220 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 280 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 360 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 450 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 560 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 700 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 880 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1100 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1380 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1740 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 2175 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 2730 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 3412 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 4265 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 5331 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 6614 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 8267 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 10334 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 12917 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 16146 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 20182 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 25228 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 31535 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 39419 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 49274 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 61742 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 77428 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 97000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 121250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 151000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 187250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 231000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 283250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 345000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 417250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 501000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 597250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 707000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 831250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 971000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1127250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1301000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1493250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1705000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 1937250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 2191000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 2467250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 2766000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 3088250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 3434000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 3803250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 4196000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 4613250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 5055000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 5521250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 6012000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 6527250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 7067000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 7631250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 8220000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 8833250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 9471000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 10133250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 10821000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 11534250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 12273000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 13037250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 13827000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 14642250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 15483000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 16349250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 17241000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 18158250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 19101000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 20069250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 21063000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 22082250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 23127000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 24197250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 25293000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 26414250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 27561000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 28733250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 29931000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 31154250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 32403000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 33677250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 34977000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 36302250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 37653000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 39029250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 40431000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 41858250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 43311000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 44789250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 46293000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 47822250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 49377000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 50957250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 52563000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 54194250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 55851000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 57533250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 59241000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 60974250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 62733000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 64517250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 66327000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 68162250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 70023000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 71909250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 73821000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 75758250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 77721000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 79709250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 81723000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 83762250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 85827000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 87917250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 90033000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 92174250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 94341000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 96533250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 98751000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 101094250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 103463000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 105857250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 108277000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 110722250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 113193000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 115689250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 118211000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 120758250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 123331000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 125929250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 128553000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 131192250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 133857000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 136547250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 139263000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 142004250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 144771000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 147563250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 150381000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 153224250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 156093000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 158987250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 161907000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 164852250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 167823000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 170819250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 173841000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 176888250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 179961000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 183059250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 186183000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 189332250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 192507000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 195707250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 198933000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 202184250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 205461000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 208763250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 212091000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 215444250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 218823000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 222227250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 225657000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 229112250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 232593000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 236099250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 239631000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 243188250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 246771000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 250379250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 254013000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 257672250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 261357000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 265067250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 268803000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 272564250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 276351000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 280163250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 284001000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 287864250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 291753000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 295667250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 299607000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 303572250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 307563000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 311579250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 315621000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 319688250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 323781000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 327900250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 332046000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 336218250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 340417000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 344642250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 348894000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 353172250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 357477500 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 361809750 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 366168750 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 370554500 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 374967000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 379406250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 383872250 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 388365000 mm	1.00 m ³	2.00
Varilla de 392884500		



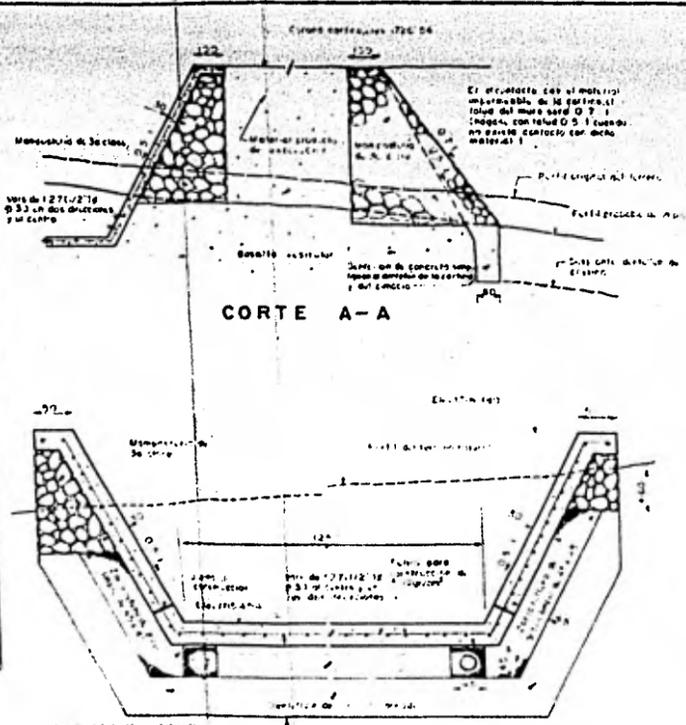
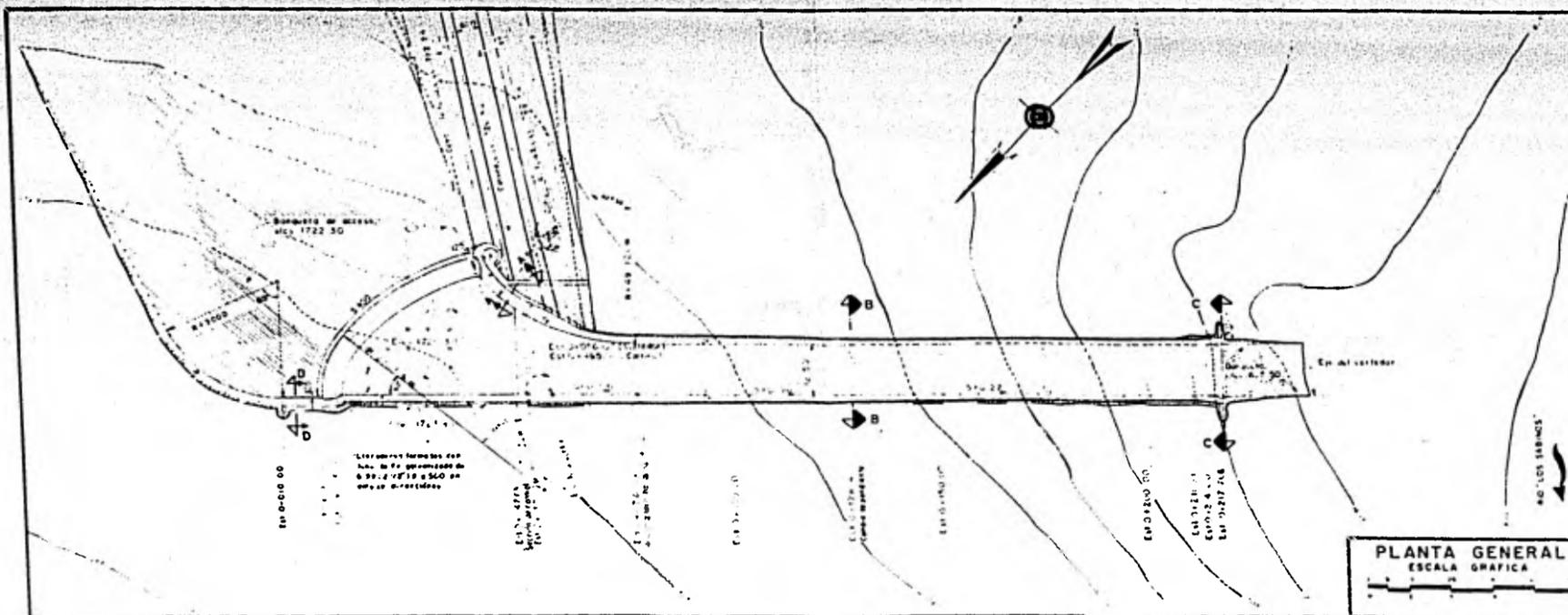
DATOS DEL PROYECTO

Corriente por aprovechar	Río Los Solinos
Área de la cuenca	96.00 Km ²
Capacidad total de almacenamiento	12,000,000.00 m ³
Capacidad para azoles	650,000.00 m ³
Capacidad útil	11,350,000.00 m ³
N.A.M.E.	1724.48 m
N.A.N.	1722.48 m
Elev. capacidad de azoles	1706.00 m
Elev. de la corona	1726.54 m
Arrenda máxima probable	500.00 m ³ /h
Arrenda máxima regularizada	244.00 m ³ /h
Longitud cresta veredera	56.00 m
Carga sobre el veredero	1.68 m
Superficie de riego	136,000 Ha

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación	14.00 m ³
Concreto simple	1.10 m ³
Concreto reforzado	13.60 m ³
Alampalería de 3a clase	1.20 m ³
Vars de 1.27 (1/2")	22.00 kg
Tubo de concreto perforado de 1.24 (1/2")	4.90 m
Fibra alástica para construcción	2.50 m ²
Junta de cierre de polímero de 15.24 (1/2") de espesor y con tubo central	7.0 m
Tubo de fe galvanizado de 6.35 (1/2")	1.5 m
Grava siepa para drenes	8.0 m ³

NOTAS:
 Todas las cotaciones están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad - Elevaciones en metros y las estaciones en kilómetros - La hormigonera será de 3a clase con mortero de cemento que de una resistencia de ruptura o la compresión de 140 kg/cm² a los 28 días de fabricación - Use se concreto de f'c=210 kg/cm² a los 28 días de fabricación - El acero de refuerzo será de f'y=1400 kg/cm² con traspases de 40φ



DATOS DEL PROYECTO

Corriente por aprovechar	Nº LOS SARINOS
Área de la fuente	88 00 m ²
Capacidad total de almacenamiento	12 100 000 m ³
Capacidad para excedentes	6 500 000 m ³
Capacidad útil	11 350 000 m ³
Elevación N.A.M.	1724.48 m
Elevación capacidad de excedentes	1722.00 m
Elevación de la corona	1726.54 m
Anchura máxima propuesta	900.00 m
Anchura máxima regularizada	246.74 m
Longitud de elasto vertedero	56.00 m
Carga sobre el vertedero	1.54 m
Superficie de coque necesario	1 133 m ²
Superficie de riego	1 563.00 m ²

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación	0,000 m ³
Concreto simple	7,000 m ³
Concreto reforzado	1,400 m ³
Mampostería de 30 cm	914 m ³
Versos de 1:27 (vert.)	72 210 kg
Tubo de concreto galvanizado de 19 2416 kg	250 kg
Grava simple para drenaje	11 000 m ³
Piedra astillada para construcción de 500 g/cm ³	27 000 m ³
Grava de 20 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 40 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 80 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 150 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 300 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 9600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 19200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 38400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 76800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 153600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 307200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 614400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1228800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2457600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4915200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 9830400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 19660800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 39321600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 78643200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 157286400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 314572800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 629145600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1258291200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2516582400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5033164800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10066329600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 20132659200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 40265318400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 80530636800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 161061273600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 322122547200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 644245094400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1288490188800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2576980377600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5153960755200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10307921510400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 20615843020800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 41231686041600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 82463372083200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 164926744166400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 329853488332800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 659706976665600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1319413953331200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2638827906662400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5277655813324800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10555311626649600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 21110623253299200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 42221246506598400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 84442493013196800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 168884986026393600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 337769972052787200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 675539944105574400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1351079888211148800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2702159776422297600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5404319552844595200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10808639105689190400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 21617278211378380800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 43234556422756761600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 86469112845513523200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 172938225691027046400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 345876451382054092800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 691752902764108185600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1383505805528216371200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2767011611056432742400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5534023222112865484800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 11068046442225730969600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 22136092884451461939200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 44272185768902923878400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 88544371537805847756800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 177088743075611695513600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 354177486151223391027200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 708354972302446782054400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1416709944604893644108800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2833419889209787288217600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5666839778419574576435200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 11333679556839149152870400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 22667359113678298305740800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 45334718227356596611481600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 90669436454713193222963200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 181338872909426386445926400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 362677745818852772891852800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 725355491637705545783705600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1450710923275411091567411200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2901421846550822183134822400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5802843693101644366269644800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1160568738620328873253929600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2321137477240657746507859200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4642274954481315493015718400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 9284549908962630986031436800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 18569099817925261972062873600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 37138199635850523944125747200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 74276399271701047888251494400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 148552798543402095776502988800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 297105597086804191553005977600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 594211194173608383106011955200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1188422388347216766212023910400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2376844776694433532424047820800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4753689553388867064848095641600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 9507379106777734129696191283200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 19014758213555468259392382566400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 38029516427110936518784765132800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 76059032854221873037569530265600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 152118065708443746075139060531200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 304236131416887492150278121062400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 608472262833774984300556242124800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1216944525667549968601112484249600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2433889051335099937202224968499200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4867778102670199874404449936998400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 9735556205340399748808899873996800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1947111241068079949761779974793600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 3894222482136159899523559949487200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 7788444964272319799047119898974400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 15576889928544639598094239797948800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 31153779857089279196188479595897600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 62307559714178558392376959191795200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 124615119428357116784753918383590400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 249230238856714233569507836767180800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 498460477713428467139015673534361600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 996920955426856934278031347068723200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1993841910853713868556062742137446400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 398768382170742773711212548427491200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 797536764341485547422425096854982400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1595073528682971094844850193709964800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 3190147057365942189689700387419929600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 6380294114731884379379400774839750400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 12760588231463768758758801549679500800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2552117646292753751751760309935901600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5104235292585507503503520619871803200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10208470585171015007007041239743606400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 20416941170342030014014082479487212800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 40833882340684060028028164958974425600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 81667764681368120056056329917948851200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 163335529362736240112112659835897702400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 326671058725472480224225319671795444800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 653342117450944960448450639343590889600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1306684234901889920896901278687181779200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2613368469803779841793802557374363558400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5226736939607559683587605114748727116800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1045347387921511936717521022949754233600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2090694775843023873435042045899508467200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4181389551686047746870084091799016934400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 836277910337209549374016183598033868800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1672555820674419098748033667196067737600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 3345111641348838197496067334392135475200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 6690223282697676394992134688784270950400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 13380446565395352789984269377685441900800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2676089313079070557996853875537083801600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5352178626158141115993707751074167603200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1070435725231628223198741550214833526400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2140871450463256446397483100429667052800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 4281742900926512930794966200859334105600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 8563485801853025861589932411718668211200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 17126971603706051723179864823437336422400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 34253943207412103446359729646874672844800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 6850788641482420689271945929374934569600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 13701577282964841378543891858749871139200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2740315456592968275708778317759754278400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5480630913185936551417556635519508556800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 10961261826371873102835113271039017113600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 21922523652743746205670226542078034227200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 43845047305487492411340453084156068454400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 87690094610974984822680906168312136888800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 175380189221949969645361812336624273777600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 350760378443899939290723624673248547555200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 701520756887799878581447249346497095110400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 1403041513775599757162894498689994190220800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 2806083027551199514325788997379988380441600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5612166055102399028651577994759976760883200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 11224332110204798057303155495519953521766400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 22448664220409596114606310991039907043532800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 44897328440819192229212621982079814087065600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 89794656881638384458425243964159628174131200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 179589313763276768916850487928319256348262400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 35917862752655353783370097585663851269652800 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 71835725505310707566740195171327703381305600 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 14367145101062141513348039234265540762611200 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 28734290202124283026696078468531081525222400 mm para drenaje	11 000 m ³
Grava de 5746858040424856605339215693706216250444800 mm para drenaje	11 000

BIBLIOGRAFIA

- | | | |
|---|--|--|
| Hidráulica General
(Tomo I y II) | LIMUSA | Gilberto Sotelo A. |
| Hidrología | Instituto Inge-
niería,
U.N.A.M. | Rolando Springall G. |
| Diseño de presas
pequeñas. | C.E.C.S.A. | Bureau of Reclamation |
| Manual de diseño de
obras civiles | C.F.E. | Instituto Ingeniería,
U.N.A.M. |
| Obras Hidráulicas
y Accesorias | | Curso impartido en el
Centro de Educación -
Continua, Facultad de-
Ingeniería, U.N.A.M. |
| Pequeños Almacena-
mientos. | | S.A.R.H. |
| Gastos máximos en -
corrientes de la Repú-
blica Mexicana. | | S.A.R.H. |
| Introducción a la Inge-
niería y al diseño en-
la Ingeniería. | LIMUSA | Eduard V. Krick |
| La Contaminación | SALVAT | Colección Grandes Temas |
| La Ecología, hoy | TEIDE | Terradas .
(colección hay que saber) |