

J-82



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

*Anteproyecto de la Presa
"Colón" en el Estado de
Querétaro*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Joaquín Manrique Dimas



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.

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-32



VERACRUZ NACIONAL
AVIATA

Al Pasante señor JOAQUIN MANRIQUE DIMAS,
P r e s e n t e .

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

"ANTEPROYECTO DE LA PRESA COLON, EN EL ESTADO DE
QUERETARO"

1. Introducción
2. Estudio hidrológico
3. Estudio geológico
4. Dimensionamiento de las estructuras que forman la presa
5. Presupuesto
6. Algunos procedimientos de construcción utilizables en esta presa
7. Conclusiones

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 25 de enero de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/BOEH/ser

ANTEPROYECTO DE LA PRESA "COLON" EN EL ESTADO DE QUERETARO

- 1. INTRODUCCION.**
- 2. ESTUDIO HIDROLOGICO.**
- 3. ESTUDIO GEOLOGICO.**
- 4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS QUE
FORMAN LA PRESA.**
- 5. PRESUPUESTO.**
- 6. ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
UTILIZABLES EN ESTA PRESA.**
- 7. CONCLUSIONES**

1. INTRODUCCION

Con el propósito de utilizar para riego los escurrimientos del Río Colón, en el municipio del mismo nombre, estado de Querétaro, se planea construir sobre él una presa de almacenamiento.

Se tiene una área susceptible de riego del orden de 600 hectáreas, que se localizan casi en su totalidad en el municipio de Tolimán, en el mismo estado.

El objeto de este trabajo, es la elaboración del anteproyecto de la obra, y con base en él, la estimación de costos para conocer el orden de la inversión requerida.

En el capítulo 2, se hace el estudio hidrológico para conocer, la disponibilidad y los requerimientos de agua, la capacidad útil del vaso y la avenida de diseño para la obra de excedencias. El capítulo 3 trata del estudio geológico, en especial de la boquilla. En el capítulo 4, se hace el análisis estructural de la cortina para su dimensionamiento; en el capítulo 5 se hace el presupuesto y en el 6 se dan algunos procedimientos de construcción utilizables en esta presa.

2. ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 Generalidades

La cuenca del Río Colón, se localiza en la región - hidrológica No. 26 (Bajo Pánuco) entre los paralelos 20°40' y 20°50' de latitud norte. Las coordenadas del sitio propuesto para la boquilla son:

20°49' 59" Lat. Norte

100°01' 56" Long. Oeste

La corriente está formada por los arroyos Las Ca-bras, Milpillas, Blanco, El Panal y Los Charcos, entre otros, con una área drenada de 126.92 Km². La longitud del cauce - principal es de 19 Km con un desnivel entre sus extremos de - 400 m (Ver lámina No. 1).

De acuerdo al Boletín Climatológico, esta región se clasifica como templada, por tener temperatura media anual - entre los 12 y 18 grados centígrados, con precipitación media - anual de 300 mm para años secos y de 800 para años abundan-tes. La topografía en general es accidentada y la vegetación - escasa, predominando los matorrales y nopaleras.

2.2 Volumen utilizable

En esta cuenca no hay estaciones hidrométricas, - por lo que no se conocen los escurrimientos, debido a ello, para estimar el volumen disponible se aplicó el siguiente criterio: Se seleccionó una cuenca aforada lo suficientemente cercana como para considerar igualdad de condiciones hidrometeorológicas, de la cual, en base a su área y a sus registros pluviométricos y de aforo, se calcularon coeficientes de escurrimiento para cada año, con los cuales se generaron escurrimientos en la cuenca original o bajo estudio. Se seleccionó la cuenca del Río El Pueblito, también en el estado de Querétaro, los datos hidrométricos se tomaron de la estación El Batán y las precipitaciones de la estación del mismo nombre que el río. Los registros se pueden ver en el Anexo A y los coeficientes resultantes, en el Anexo B, los que se obtuvieron aplicando la ecuación

$$V = K h A \quad \dots \dots (1)$$

$$K = \frac{V}{h A} \quad \dots \dots (2)$$

donde

V - volumen de escurrimiento anual

K - coeficiente de escurrimiento anual

h - precipitación anual

A - área de la cuenca

Aplicando estos coeficientes a la cuenca del Río -

Colón, utilizando las precipitaciones de la estación del mismo nombre, que se localiza dentro de la cuenca, se generaron escurrimientos anuales, a los que se les dió la distribución mensual de acuerdo a las precipitaciones. El cuadro completo de los escurrimientos así calculados se puede ver en el anexo B, del que se obtuvo un escurrimiento medio anual de 6344.828 miles de m³, que sería el volumen utilizable.

2.3 Ley de demandas

Para determinar los requerimientos de agua para riego, es necesario disponer de un plan de cultivo que sirva de base para hacer tal estimación, el cual consiste de un conjunto de cultivos, áreas disponibles para éstos y su ciclo vegetativo. El propuesto para esta zona, que considera las áreas disponibles en porcentaje de una hectárea es:

CULTIVO	% Ha	CICLO VEGETATIVO
Mafz	45	Abril-Agosto
Frijol	15	Abril-Julio
Hortalizas	5	Abril-Septiembre
Frutales	35	Enero-Diciembre

El cálculo de la lámina bruta que requiere cada cultivo, se hace aplicando el método indirecto propuesto por los

doctores Blaney y Criddle, modificado, cuya modificación consiste en obtener láminas mensuales y hacer un equilibrio con la lámina total del ciclo. Las ecuaciones en que se basa el método son:

$$U. C. = \frac{K F}{g} \dots \dots (3)$$

donde

- U. C. - uso consuntivo global o lámina bruta que requiere el cultivo durante todo el ciclo.
- K_g - coeficiente global que depende del cultivo.
- F - factor de temperatura y luminosidad que se calcula como

$$F = \sum f$$

donde f son los factores de temperatura y luminosidad para el período y su valor se obtiene de

$$f = \frac{t + 17.8}{21.80} p \text{ (cm)}$$

en la cual

- t - temperatura media en el período, - en grados centígrados.
- p - porcentaje de horas luz en el día para el período, con respecto a un total anual. Se obtiene de tablas en función de la latitud del lugar (Ver anexo A).

$$U. C. M. = f_m K_m \dots\dots (4)$$

donde

U. C. M. - uso consuntivo o lámina bruta mensual.

f_m - factor de temperatura y luminosidad, mensual.

K_m - coeficiente de desarrollo del cultivo (mensual) se obtiene de tablas (Ver anexo A).

$$U. C. Mod. = C (U. C. M.) \dots (5)$$

donde

U. C. Mod - uso consuntivo mensual modificado

C - coeficiente de corrección que se calcula como

$$C = \frac{K_g}{K'} \quad \text{y} \quad K' = \frac{\sum U. C. M.}{\sum f_m}$$

El cálculo detallado de uso consuntivo para cada cultivo, se muestra en el anexo B, del que se obtiene como resultado final la ley de demanda y de ésta, un requerimiento anual de agua de 13,866.66 m³ por hectárea.

2.4 Deducción de la avenida de diseño

Como se trata de una cuenca pequeña no aforada, -

para deducir la avenida de diseño, se aplicó un método semiempírico basado en la teoría del Hidrograma Unitario Sintético.

La determinación de la precipitación en exceso se hizo de la siguiente forma: primero se dedujo la lluvia total de diseño a través de un análisis de lluvia máxima anual en 24 horas, dentro de la zona considerada hidrometeorológicamente homogénea, ajustándosele una función de distribución de probabilidades, y luego, se calculó la lluvia neta o en exceso por medio del criterio del Dr. Chow. Las ecuaciones que plantea este método son:

$$Q = q P_e \quad \dots\dots(6)$$

$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \dots\dots(7)$$

$$T_p = 0.5 D + 0.6 T_c$$

$$T_b = 5 T_p$$

$$q = \frac{A}{5.512 T_p} \quad \dots\dots(8)$$

$$P_e = \frac{(P - \frac{5080}{N} + 50.8)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \quad \dots\dots(9)$$

donde

- Q - gasto pico de la avenida de diseño, m³/seg.
 q - gasto pico del hidrograma unitario, m³/seg.
 P_e - precipitación en exceso, mm.
 T_c - tiempo de concentración, hs.
 L - longitud del cauce principal, Km.
 H - desnivel entre los extremos del cauce principal, m.
 T_p - tiempo del pico, hs.
 D - duración en exceso de la lluvia, hs.
 T_b - tiempo base, hs.
 A - área de la cuenca, Km².
 P - precipitación total, mm.
 N - número de escurrimiento.

Para calcular la lluvia total se seleccionaron las estaciones climatológicas Colón, Villa Bernal, Tolimán y Caderey ta de Montes, todas en el estado de Querétaro. De ellas se extrajo la lluvia máxima anual en 24 horas; a la muestra total así obtenida, se le ajustó una distribución de probabilidades tipo Gumbel Simple, de lo que se obtuvo una precipitación de 181 mm para un período de retorno de 10,000 años. Después aplicando la ecuación número 9, considerando $N = 68$ correspondiente a bosques naturales ralos, y la precipitación total, se obtiene una

Lluvia en exceso de 89.21 mm.

Para conocer la duración de la tormenta se analizaron los registros pluviográficos de las estaciones El Pueblito, San Juan del Río y Jalpan, todas en el estado de Querétaro, de los que se observó que las tormentas máximas anuales tienen una duración de 3 horas, valor que se tomó para este trabajo.

Con todos los datos y valores anteriores, se aplican las ecuaciones para encontrar la avenida buscada:

$$A = 126.92 \text{ Km}^2$$

$$L = 19.00 \text{ Km}$$

$$H = 400.00 \text{ m}$$

$$D = 3.00 \text{ hs}$$

$$P_e = 89.21 \text{ mm}$$

$$T_c = \left(\frac{0.87 (19)^3}{400} \right)^{0.385} = 2.83 \text{ hs.}$$

$$T_p = 0.5 \times 3 + 0.6 \times 2.83 = 3.2 \text{ hs.}$$

$$T_b = 5 \times 3.2 = 16.00 \text{ hs.}$$

$$q = \frac{126.920}{5.512 (3.2)} = 7.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_d = 7.2 \times 89.21 = 642.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Graficando los resultados, se obtienen los hidrogra

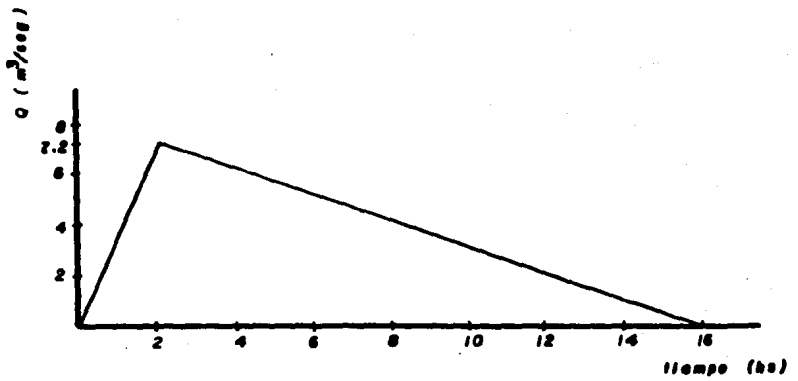
mas unitario y total que se muestran en la lámina No. 2. -
La avenida de diseño tiene un pico de 642 m³/seg y un volu-
men de 18,471.60 miles de metros cúbicos.

2.5 Funcionamiento de vaso y determinación de la altura total de la cortina.

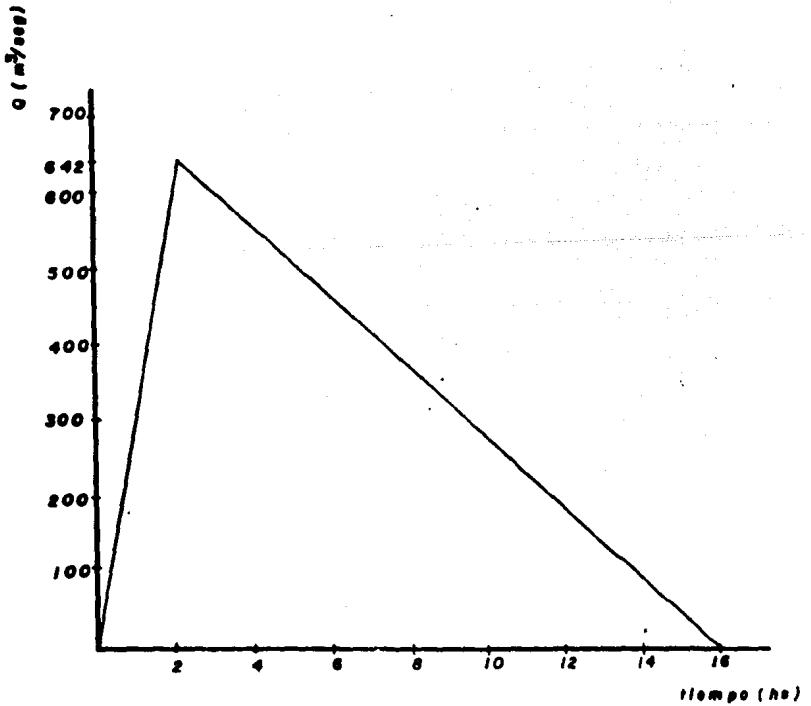
De acuerdo a lo obtenido en los subcapítulos 2.2 y 2.3, en los cuales se calcularon los volúmenes utilizables y demandas anuales, se trata de satisfacer la demanda de 460 hectáreas que asciende a 6,378.65 miles de metros³ - - anuales.

Teniendo como datos los volúmenes de escurri- - miento deducidos en el subcapítulo 2.2, las precipitaciones y evaporaciones de la estación Colón, la ley de demandas y las curvas de elevaciones-capacidades-áreas del vaso que se - muestran en el anexo B, se procedió a simular el funciona- - miento de vaso para diferentes elevaciones, considerando - siempre como condición inicial vaso lleno.

Los resultados se resumen en la siguiente tabla:



a. Hidrograma Unitario Sintético



b. Hidrograma de la Avenida de Diseño

ELEVACION	DEFICIT TOTAL (MILES M3)	DERRAME TOTAL (MILES M3)
1615	5325.63	7544.80
1616	4593.89	7102.56
1617	3895.40	6783.26
1618	3387.18	6780.74
1619	2847.84	6778.19
1620	2288.90	6775.59
1621	1570.03	6772.81
1622	898.85	6770.42
1623	285.27	6768.28
1624	0.00	6766.13
1625	0.00	6763.97
1626	0.00	6761.81

de la cual se puede ver que a partir de la elevación 1617 los derrames casi son iguales, o sea que el aprovechamiento de los escurrimientos ya no aumenta y que la disminución del déficit es sólo función del almacenamiento inicial. Por lo tanto se tomó el volumen correspondiente a la elevación 1617 como volumen útil, al cual se le aumenta 317.24 miles de metros cúbicos que es la capacidad reservada para azolves, obteniéndose un volumen total de 5516.92 miles de metros cúbicos que será la capacidad -

hasta la cresta del vertedor, correspondiéndole una elevación - de 1617.606 msnm. También se observa en la tabla que para - el volumen útil seleccionado se tiene un déficit total del 4.7 %, el que, se considera aceptable.

2.5.a Tránsito de la avenida de diseño.

Con objeto de determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), se transitó por el vaso la avenida de - diseño calculada en el subcapítulo 2.4 para diferentes longitudes de vertedor, de las cuales las de 40, 50, 60, 70, 80 y 90 me- - tros, se anotan en la tabla que sigue junto con sus resultados:

LONGITUD DE VERTE DOR	ELEVACION MAXIMA AL CANZADA	GASTO MAXI MO DEL VER TEDOR	VOLUMEN DE RETE- NIDAS	CARGA SOBRE EL VER TEDOR
(M)		(m ³ /seg)	(10 ³ m ³)	(M)
40	1621.280	565.229	2342.058	3.674
50	1620.833	582.260	2002.030	3.227
60	1620.488	588.468	1738.110	2.882
70	1620.212	592.272	1527.659	2.606
80	1620.001	592.024	1360.757	2.395
90	1619.854	610.340	1190.742	2.248

De ellas se ve que entre las longitudes 60 y 90 hay una variación en la carga sobre el vertedor de solo 0.634 metros

o sea que cualquier longitud entre estas dos sería apropiada, -
 sin embargo, aquí se optó por la de 60 metros, debido a que au-
 menta la cortina 0.634 metros pero permite 30 menos de verte-
 dor respecto a la de 90. En estas circunstancias, se tiene el -
 NAME a la elevación 1620.488 msnm, una descarga máxima del
 vertedor de 588.468 m³/seg. correspondiente a 2.882 metros -
 de carga y un volumen de retenidas de 1738.11 miles de metros
 cúbicos. Los hidrogramas de entrada y salida del tránsito, se
 muestran en la lámina No. 3.

2.5.b Cálculo del bordo libre.

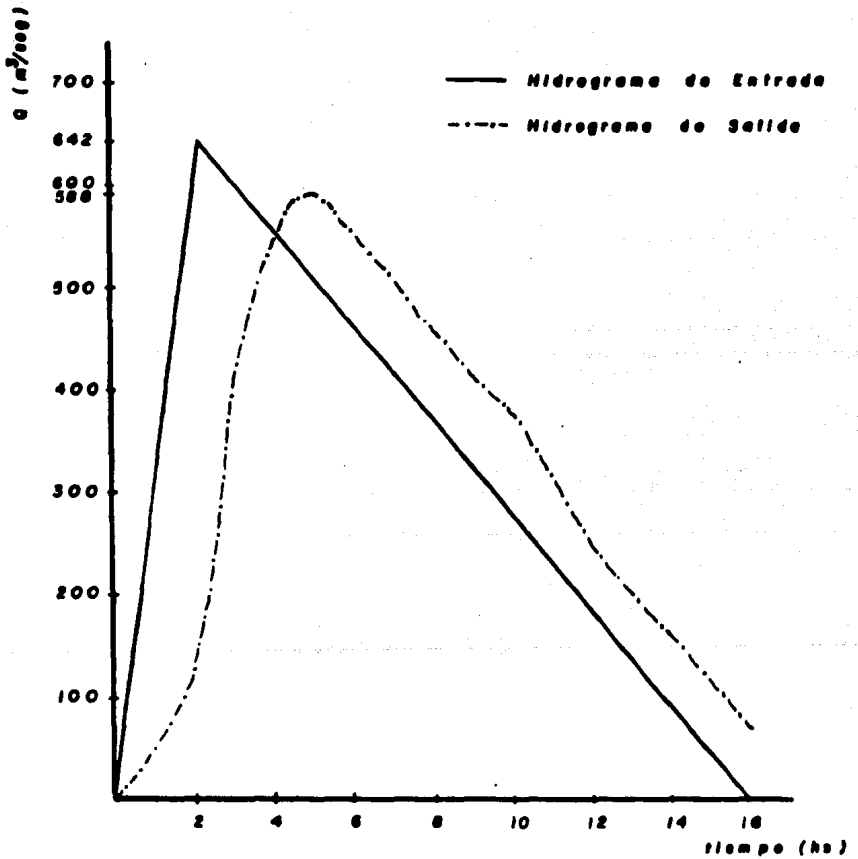
La altura de ola se calculó con la fórmula de - -
 Hawksley-Hanny:

$$H = (0.005v - 0.068) \sqrt{F}$$

donde

- H - altura de la ola, en metros
- v - velocidad del viento, en km/hr
- F - longitud de fetch, en km

Considerando que es una cortina de sección de gra-
 vedad sólo tomaremos en cuenta los bordos libres adicionales -
 (BLA) mínimo y promedio:



LAMINA No. 3 Hidrogramas de entrada y salida del tránsito de avenidas por el vaso Celón.

v (km/hr)

B. L. A. (m)	100	115	130
Mínimo	0.37	0.29	0.14
Promedio	1.57	1.31	1.02

De la topografía del vaso, se obtiene para la elevación del NAME (1620.488 manm) una longitud de fetch de -
1.162 km.

En la tabla siguiente se hace el cálculo del bordo libre total para cada velocidad.

VELOCIDAD (km/hr)	B. L. A. (m)	H (m)	B. L. T. (m)
100	0.37	0.466	0.836
	1.57	0.466	2.036
115	0.29	0.547	0.837
	1.31	0.547	1.857
130	0.14	0.627	0.767
	1.02	0.627	1.647

De los valores obtenidos se encuentra que para las condiciones más desfavorables tenemos una altura de bordo libre total igual a 2.036 m que redondearemos a 2.00 m.

Por lo tanto la altura de la corona de la cortina será:

Elevación de la cresta del vertedor	1617.606
Carga sobre el vertedor	+ 2.882
Bordo libre total	+ <u>2.000</u>
Elevación del parapeto	1622.488
Parapeto	- <u>1.000</u>
Elevación de la corona	1621.488

Elevación de la corona 1621.488 MSNM

2.5.c. Ancho de la corona

Este valor se calculó bajo el siguiente criterio:

- igual al 15% de la altura de la cortina, para - cortinas no mayores de 15 m y considerando como ancho mínimo 0.50m.
- igual a un medio de la raíz cuadrada de la altura de la cortina, para cortinas mayores de - 15 metros.

La altura de la cortina es igual a la diferencia entre la elevación de la corona (1621.488) y la elevación de desplante (1584.488), resultando de 36.988 m, por lo que se toma el inciso b:

$$\text{Ancho de la corona} = 0.5 \sqrt{37.000} = 3.04$$

Se considera ancho de corona = 3.00 m.

3. ESTUDIO GEOLOGICO

El área en estudio queda comprendida fisiográficamente en la Meseta Central. Geomorfológicamente el sitio se presenta en una etapa de juventud avanzada, observándose mesetas de altura moderada, serranías de forma arredondada, rodeadas por valles y arroyos que se presentan en sección transversal de base plana y algunos estrechos.

Las rocas predominantes en la región son riolitas y basaltos, estas últimas cubren parcialmente a las primeras. Ambas son cubiertas en las partes bajas por depósitos de talud y material aluvial.

3.1 Vaso

Está formado por riolita poco fracturada, sobreyaciéndole en ocasiones una toba riolítica de matriz arenosa. Existen afloramientos de basalto en la margen derecha cerca del eje y en la cola del vaso, en las proximidades del cauce en la margen izquierda.

El cauce está formado por cantos rodados, grava y arena. Hacia las partes bajas y planas de ambas márgenes, las unidades anteriores son cubiertas por depósitos de talud tierra vegetal y material aluvial.

3.2 Boquilla

A lo largo del eje, la boquilla está formada por riolita color rosado con fracturas de rumbo EW con una inclinación de 60° al sur, algunas fracturas se presentan verticales con abertura que varía de 5 a 25 cm.; en el cauce no existe material aluvial. En la margen derecha se observa a la riolita con intercalaciones de basalto en forma de diques. (Ver corte geológico en lámina No. 4).

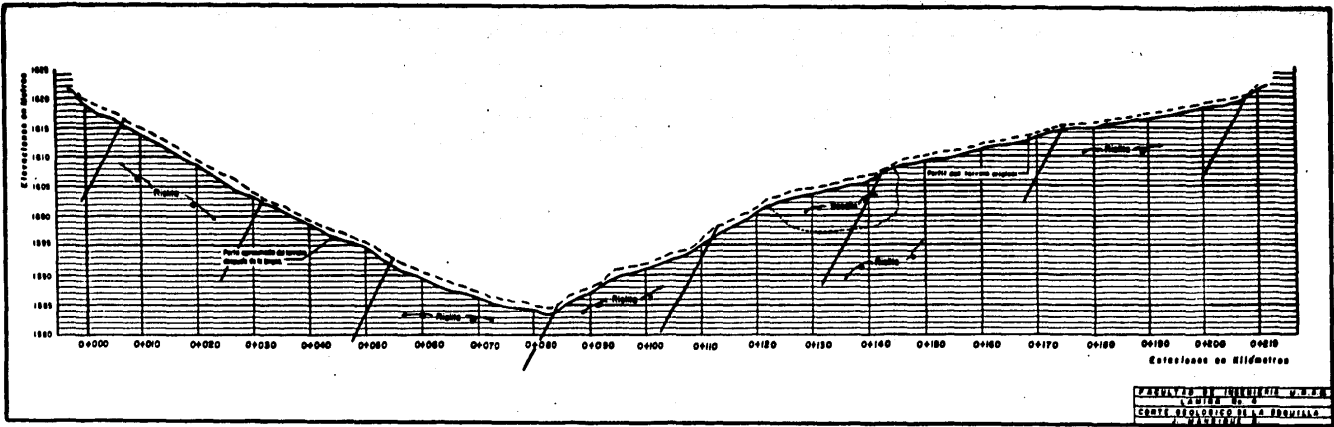
3.3 Permeabilidad

En las laderas del cauce hacia aguas arriba del eje, se efectuaron exploraciones con el objeto de observar las fracturas.

Los ensayos efectuados en la riolita y basalto en general resultaron impermeables, de lo que se infiere que las fracturas se cierran a profundidad.

De lo anterior, se considera al sitio, como favorable para llevar a cabo la construcción de la obra para lo cual se recomienda lo siguiente:

- a. A lo largo del eje efectuar una limpieza de roca superficial más alterada.
- b. Programar un tratamiento de inyectado en for



PRELIMINAR DE DISEÑO PARA
 VÍA DE
 CARRETERA EN LA PROVINCIA
 DE...

ma de carpeta a la profundidad de 5m., que sirva para consolidar e impermeabilizar la roca basáltica especialmente, desde el cadenamiento 0 + 130 a 0 + 150; en lo restante del eje no se cree necesario efectuar ningún tratamiento dado el resultado de las pruebas de permeabilidad.

4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS QUE FORMAN LA PRESA

4.1 Cortina

Contándose con abundante roca de buena calidad en las cercanías de la boquilla, se propone construir la cortina de mampostería.

En el capítulo 2 se determinó una altura total de cortina igual a 37.00 metros; aquí se trata de encontrar una sección que cumpla con los requisitos de estabilidad, para ello, se propone una sección con taludes aguas arriba de 0.1:1.0 y aguas abajo de 0.7:1.0, misma que puede verse en la lámina No. 5.

Esta sección se sometió al análisis por medio de un programa de computadora, el cual hace la revisión de la cortina bajo tres condiciones de carga que son:

B - Peso de la cortina

Agua al nivel de aguas normales (NAN)

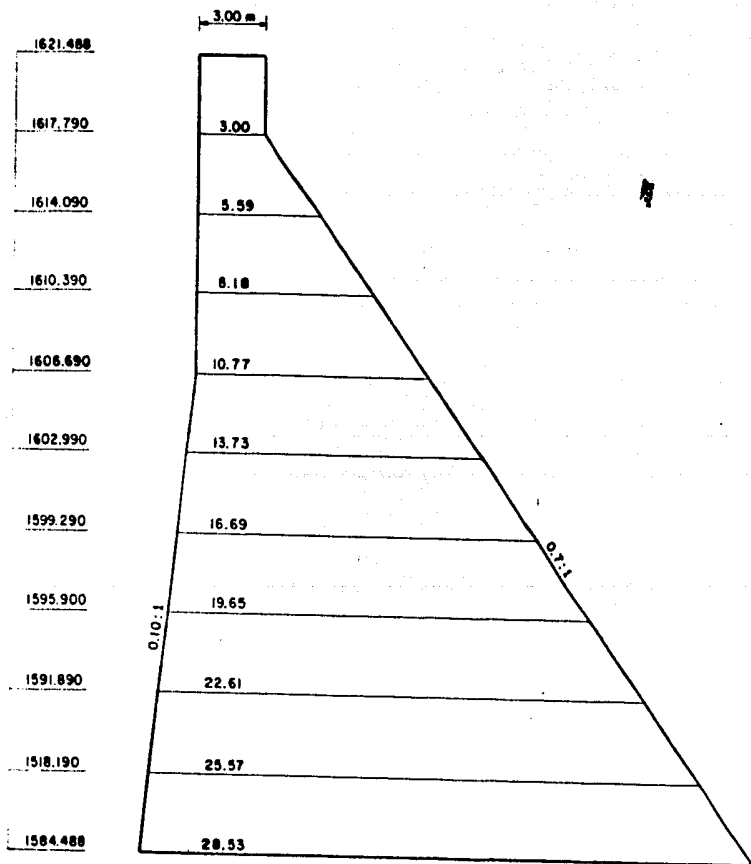
Azolves

Subpresión con drenes operantes

Sismo horizontal

C - Peso de la cortina

Agua al NAME



LAMINA Nº 5 - SECCION PROPUESTA PARA LA CORTINA.

Azolves**Subpresión con drenes operantes****D - Peso de la cortina****Agua al NAME****Azolves****Subpresión con drenes inoperantes**

Este programa toma como datos la geometría de la cortina (dividida en 10 secciones para su análisis) y un conjunto de valores que se describen a continuación:

Esfuerzo permisible a la compresión	25.00 kg/cm ²
Esfuerzo permisible al corte	12.50 kg/cm ²
Coefficiente de seguridad al corte	4.00
Coefficiente de rugosidad	0.65
Coefficiente sísmico	0.10
Peso específico del agua	1.00 Ton/m ³
Peso volumétrico de azolves	0.90 Ton/m ³
Peso volumétrico de la cortina	2.20 Ton/m ³

Los resultados del análisis se muestran en el cuadro No. 4. A, del que se observa que para las combinaciones de carga B y C no existe ningún problema, puesto que todos los esfuerzos y coeficientes de seguridad al corte, se encuentran dentro -



SARM

COMBINACION DE CARGAS B

COMBINACION DE CARGAS C

SUBSECRETARÍA DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS

NÚM. ORD.	E.T. SECCIÓN		PROY. AR. (MTS)	D. DREN (MTS)	F.P. AR.			F.P. AB.			C. S. C.		
	(MTS)	(MTS)			(KG/G2)	(KG/G2)	ADIM.	(KG/G2)	(KG/G2)	ADIM.	(KG/G2)	(KG/G2)	ADIM.
1	1617.74	3.07	0.75	1.30	.51	1.12	160.00	.36	1.07	106.68	.33	1.03	106.51
2	1616.09	5.59	1.07	1.30	1.29	.95	54.98	.79	1.44	35.69	.58	1.35	35.44
3	1610.39	8.18	1.07	1.30	1.33	1.69	25.77	.75	2.34	21.26	.32	2.22	23.99
4	1566.69	16.77	0.67	1.30	1.21	2.79	15.44	.67	3.46	15.22	.00	3.26	14.95
5	1472.99	13.73	.37	1.57	.96	4.04	12.38	.54	4.49	12.24	-.31	4.31	11.96
6	1530.20	13.69	.37	2.24	.73	5.28	9.23	.46	5.54	10.29	-.56	5.33	10.11
7	1545.54	19.65	.77	2.41	.57	6.50	8.39	.42	6.57	8.88	-.78	6.32	8.61
8	1531.49	22.61	.17	2.78	.41	7.73	7.13	.41	7.59	7.76	-.97	7.31	7.49
9	1543.14	25.57	.37	3.15	.26	8.97	6.27	.39	8.64	6.87	-1.16	8.31	6.62
10	1544.49	21.53	.37	3.52	.10	10.23	5.57	.37	9.70	6.16	-1.36	9.34	5.90
<p>PROY. AR. - Proyección horizontal aguas arriba, o sea, el avance de la sección respecto a la anterior, empezando por la primera sección que está 3.70 m abajo de la corona.</p>													
<p>D. DREN - Distancia del paramento de aguas arriba a la línea central de drenes.</p>													
<p>F.P. AR. - Esfuerzo principal aguas arriba de la sección considerada.</p>													
<p>F.P. AB. - Esfuerzo principal aguas abajo de la sección considerada.</p>													
<p>C. S. C. - Coeficiente de seguridad al corte.</p>													
<p>CUADRO No. 4. A. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LA CORTINA</p>													

de lo permisible; los resultados de la combinación de cargas D, aparentemente presenta conflictos, ya que se tienen esfuerzos de tensión en el paramento de aguas arriba de algunas secciones, sin embargo, tomando en cuenta que esto sucede para la condición de cargas más desfavorable y que el mayor de estos esfuerzos (-1.36) es solo el 5.44% del esfuerzo permisible a compresión, se estima que la mampostería puede tomar estos esfuerzos sin el menor problema en caso de que llegaran a presentarse, por lo que se considera a la sección propuesta como estable y recomendable para la cortina.

4.2 Vertedor

Dada la cortina que se tiene, las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla, se propone un vertedor de cimacio, de eje recto, cresta libre y perfil Creager, alojado en el cuerpo de la cortina.

La forma del cimacio de la cresta del vertedor hacia aguas abajo es una curva con ecuación del tipo:

$$\frac{y}{H} = K \left(\frac{x}{H} \right)^n \quad \dots (10)$$

donde

x, y - Coordenadas de un punto cualquiera de la curva.

H - carga de diseño del vertedor

n, k - constantes que dependen de la inclinación -
del paramento de aguas arriba.

Para este caso, en que el paramento de aguas arriba es vertical, n es igual a 1.872 y k es igual a 0.5, por lo que la ecuación de la curva del cimacio considerando que H vale -
2.882 metros, es:

$$y = 0.19866 x^{1.872} \dots (11)$$

Tabulando esta ecuación para diferentes valores de x, se obtiene la serie de puntos requeridos para dibujar la curva:

x	y
0.5	0.054
1.0	0.199
1.5	0.424
2.0	0.727
2.5	1.104
3.0	1.553
3.5	2.073
4.0	2.662
4.5	3.318
5.0	4.042
6.0	5.686

La forma del cimacio de la cresta hacia aguas arriba está dada por dos arcos de circunferencia, los cuales se definen a través de los siguientes valores:

$$m = 0.284 H = 0.82 \text{ m}$$

$$a = 0.147 H = 0.42 \text{ m}$$

$$r_1 = 0.530 H = 1.53 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.235 H = 0.68 \text{ m}$$

$$p = 0.127 H = 0.37 \text{ m}$$

donde

- m - distancia horizontal entre el paramento de aguas arriba y la cresta del vertedor.
- a - proyección horizontal del primer arco, que inicia en la cresta.
- r_1 - radio del primer arco
- r_2 - radio del segundo arco
- p - distancia vertical a partir de la elevación de la cresta, que marca el inicio del vertedor en el paramento de aguas arriba.

La curva del cimacio hacia aguas abajo se termina en el punto de tangencia con una recta paralela al paramento.

Las coordenadas de este punto se calculan a continuación:

$$y = 0.19866 x^{1.872} \quad \dots (12) \text{ Ecuación del cimacio.}$$

$$y = 1.428 - b \quad \dots (13) \text{ Ecuación de la recta paralela al paramento.}$$

de la ecuación (12)

$$\frac{dy}{dx} = 0.3719 x^{0.872} \quad \dots (14)$$

de la ecuación (13)

$$\frac{dy}{dx} = 1.428 \quad \dots (15)$$

igualando las ecuaciones (14) y (15) se obtiene el valor de x :

$$0.3719 x^{0.872} = 1.428$$

$$x = 4.680$$

y sustituyendo el valor de x en la ecuación (12) se encuentra que:

$$y = 3.57$$

4.3 Disipador de energía

Debido a que el vertedor descargará directamente a un canal y que la caída es considerable, se requiere un disipador de energía. Se propone un Salto de Ski, ya que las condiciones del cauce se consideran propicias para ello. El salto, no deberá ser ahogado por lo que su posición depende del tiran-

te aguas abajo de la cortina cuando esté pasando el gasto máximo regularizado por el vertedor. A continuación se calcula dicho tirante:

se tiene que para flujo uniforme

$$\frac{Q n}{s} = A R^{0.667} \quad \dots (16)$$

en la que

Q - gasto, en $m^3/seg.$

n - coeficiente de fricción

s - pendiente del cauce

A - área de la sección, en m^2

R - radio hidráulico de la sección

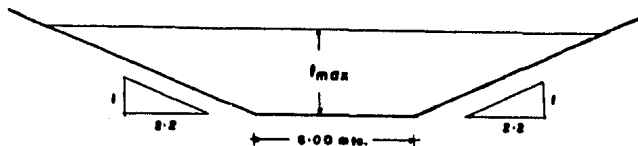
teniendo como datos

$$s = 0.015$$

$$n = 0.040$$

$$Q = 588$$

$$\frac{Q n}{s} = 192$$



Sección aproximada del cauce

se hacen los cálculos indicados en la tabla siguiente para encontrar el tirante t_{\max} :

t	A	P	R	$R^{0.667}$	$AR^{0.667}$
2	20.80	10.834	1.92	1.54	32.130
3	37.80	13.251	2.85	2.01	76.030
4	51.20	15.668	3.27	2.20	112.750
4.5	71.55	16.880	4.24	2.62	187.430
4.6	74.15	17.120	4.33	2.66	197.030
5	85.00	18.085	4.70	2.81	238.500

por lo tanto el tirante máximo esperado aguas abajo de la cortina es 4.60 metros, al que le corresponde una elevación de - - 1589.60 msnm. Con base en lo anterior se considera razonable una elevación de 1595 para el inicio de la curva del deflector.

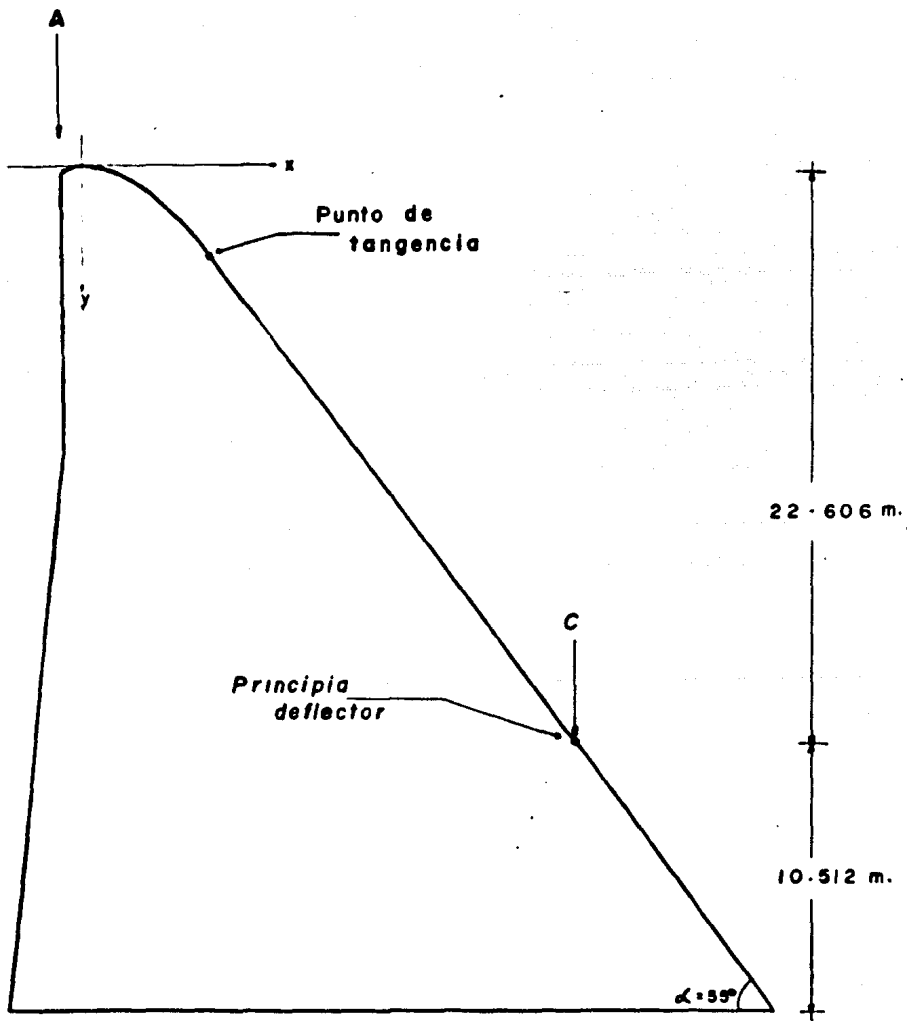
En estas circunstancias, se procede a dimensionar el deflector para lo cual se hace referencia a la lámina No. 6.

$$B = 60.00 \text{ m}$$

$$H = 2.882 \text{ m}$$

$$Q = 588 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones A próxima al vertedor y la C al inicio del deflector se tiene:



$$Z + t_A + \frac{V_A}{2g} = Z_B + t_C \cos \alpha + \frac{V_C}{2g} + h_f \quad \dots (17)$$

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{588}{60} = 9.8 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$V_A = \frac{9.8}{36} = 0.272 \text{ m}/\text{seg}$$

$$\frac{V_A^2}{2g} = \frac{0.272^2}{19.62} = 0.004$$

considerando $h_f = 0.1 \frac{V_C}{2g}$

$$33.118 + 2.882 + 0.004 = 10.512 + t_C \cos 55^\circ + 1.1 \frac{V_C}{2g}$$

$$25.492 = 0.5736 t_C + 0.056 V_C^2$$

pero $V_C = \frac{q}{t_C}$

por lo tanto

$$25.492 = 0.5736 t_C + \frac{5.384}{t_C^2}$$

y finalmente

$$t_C^3 - 44.442 t_C^2 + 9.386 = 0$$

resolviendo esta ecuación se obtiene para t_C un valor de 0.46m,

y las condiciones del flujo en el punto C son:

$$t_C = 0.46 \text{ m}$$

$$A = 60 \times 0.46 = 27.6 \text{ m}^2$$

$$Q = 588 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V_C = 21.30 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_C^2}{2g} = 23.12$$

Según recomendaciones del U. S. Bureau of Reclamation el radio del deflector se puede tomar igual a 5 veces el tirante, por lo que

$$R = 5 t_C = 5 \times 0.46 = 2.30 \text{ m.}$$

y el ángulo de salida igual a 45° para obtener un alcance horizontal máximo del chorro, lo cual se verifica con la ecuación siguiente, que refleja la trayectoria del chorro:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{K (4(t + h_v) \cos^2 \theta)} \dots (18)$$

en la que

θ - ángulo de salida con la horizontal

K - un factor, igual a 1 para el chorro teórico

x, y - coordenadas de cualquier punto de la trayectoria de chorro, considerando como origen la salida del deflector.

el alcance horizontal máximo de chorro al nivel de la salida se obtiene haciendo a 'y' igual a cero en la ecuación (18), quedando:

$$x = 4K (t + h_v) \tan \theta \cos^2 \theta$$

$$x = 2K (t + h_v) \operatorname{sen} 2\theta$$

$$x = 2(0.9)(0.46 + 23.12) \operatorname{sen} 90^\circ = 42.44 \text{ m.}$$

Por último, la geometría del deflector queda como se ve en la lámina No. 7, a la cual se hace referencia para calcular las elevaciones de los puntos que ahí se muestran, y que servirán para dibujarlo y construirlo:

elevación del punto A = 1695.00 msnm

elevación del punto B = $1695.00 + 2.3 \cos 55^\circ = 1696.32$ msnm

elevación del punto E = $1696.32 - 2.3 = 1694.02$ msnm

elevación del punto F = $1696.32 - 2.3 \cos 45^\circ = 1694.69$ msnm

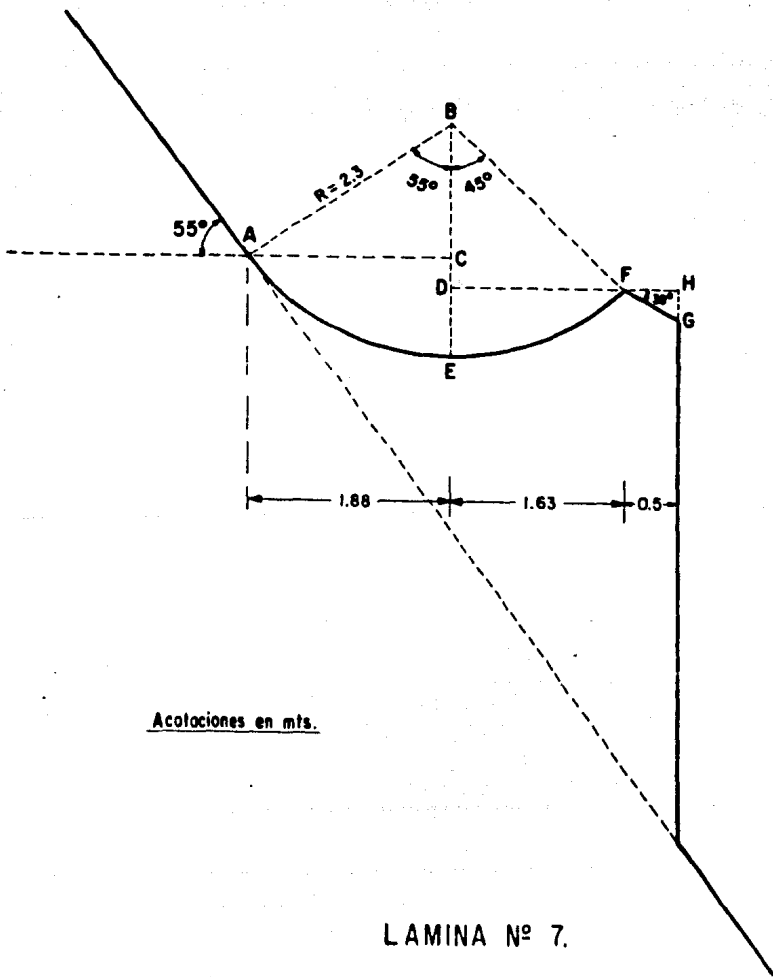
elevación del punto G = $1694.69 - 0.5 \tan 30^\circ = 1694.40$ msnm

distancia AC = $2.3 \operatorname{sen} 55^\circ = 1.88$ m

distancia DF = $2.3 \operatorname{sen} 45^\circ = 1.63$ m

distancia FH = 0.50 m.

La altura del muro guía del canal de descarga se to



Acotaciones en mts.

LAMINA N° 7.

mará igual al tirante máximo, que se dará a la entrada del canal, más un bordo libre de 0.50 metros. El tirante a la entrada del canal, o sea en el punto de tangencia del cimacio con una recta paralela al paramento (ver lámina No. 6):

$$v = \sqrt{19.62 (6.452 - 1.441)} = 9.92$$

$$A = \frac{Q}{v} = 60 d$$

$$d = \frac{Q}{60v} = \frac{588}{60(9.92)} = 0.99$$

por lo que la altura h del muro es:

$$h = 0.99 + 0.5 = 1.49$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$

Por lo que respecta al deflector, se le dará un parapeto de 3.0 metros a partir de la nariz para protección contra desbordes laterales por la turbulencia que pudiera formarse.

4.4 Obra de toma

De acuerdo a las características de las obras de toma, se pueden considerar hasta cierto punto independientes de la cortina, por lo que aquí no se hará el cálculo correspondiente

a esta obra y solo se dará el gasto necesario y su posible localización.

La capacidad de la obra de toma está dada por la máxima demanda mensual, que para este caso, es de 1,681.00 metros cúbicos por hectárea para los meses de abril y mayo, por lo que el gasto de diseño para el nivel mínimo de operación, considerando meses de 25 días y riegos de 12 horas será:

$$Q = \frac{1681 \times 460}{25 \times 12 \times 3600} = 0.72$$

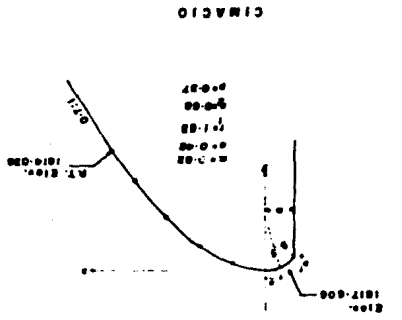
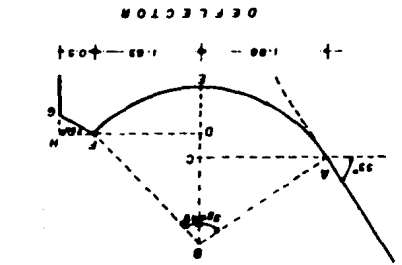
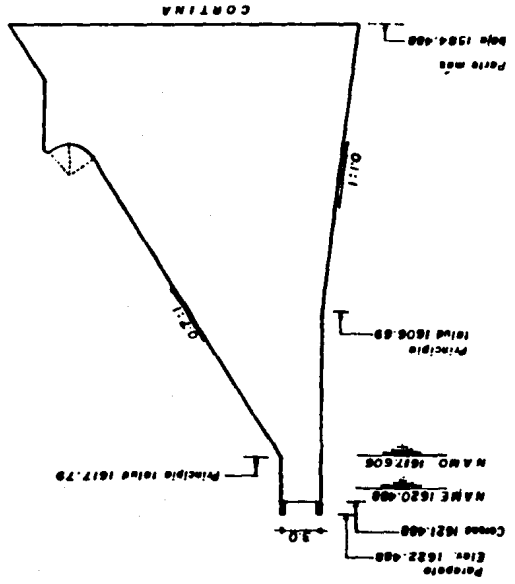
$$Q_d = 0.72 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

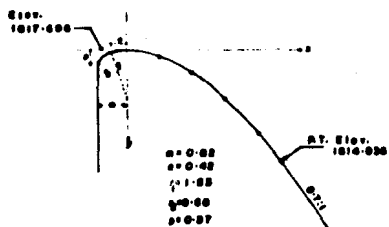
De acuerdo a la topografía de la boquilla, es recomendable alojar la obra de toma en el cuerpo de la cortina, además de que el tipo de ésta, se presta para ello.

Por último, en la lámina No. 4.A, se muestran las características finales de las obras calculadas.

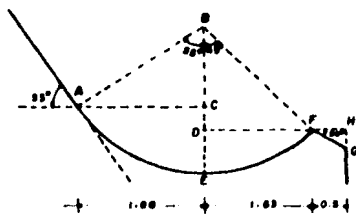
FACULTAD INGENIERIA U.N.A.M.
 LAMINA No. 4A
 CARACTERISTICAS GENERALES
 J. MARRIQUE D.

Distancias en metros

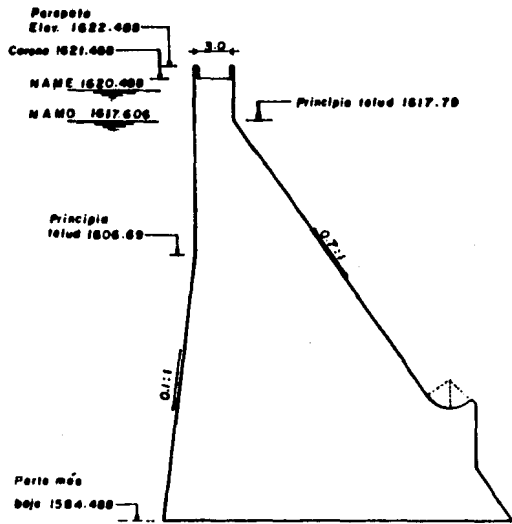




CIMACIO



DEFLECTOR



CORTINA

Escalas en metros

FACULTAD INGENIERIA U.N.A.M
LAMINA No 4A
CARACTERISTICAS GENERALES
J. MANRIQUE D.

5. PRESUPUESTO

Con base en las dimensiones ya obtenidas para las obras que forman la cortina, se hace aquí una estimación de los volúmenes de materiales, para determinar el costo aproximado de la misma.

a.	Excavación para desplante de la cortina.	5,032.00 M3
b.	Mampostería (piedra junteada - con mortero de cemento , con relación de 5 a 1).	41,904.38 M3
c.	Concreto ciclópeo para la base de la cortina. Considerando un espesor de 0.5m. $0.5 \times 15.765 \times 266 = 2,096.75$	2,096.75 M3
d.	Concreto simple. Dentellón $1.5 \times 3.00 \times 188 = 1692$ Pantalla paramento aguas arriba $0.5 \times 4026 \text{ m}^2 = 2,013.00.$	3,705.00 M3
e.	Concreto reforzado. Cimacio canal de descarga y de flector $60 \times 34 \times 0.5 = 1020.$ Parapeto $0.15 \times 1.0 \times 153 = 22.95.$ Galería. Se considera una galería de 1.7×1.8 con bóveda de radio igual a 0.90m. , con una longitud de 122 m. $(0.25 \times 9.23 + 1.2 \times 0.35) 122 = 332.8.$ Barandal: $0.3 \times 0.2 \times 1.00 \times 51 \text{ pzas} = 3.06.$ Muro gúfa del canal de descarga y deflector: $(0.35 \times 1.5 \times 35) 2 + (0.40 \times 3.67 \times 4.01) 2$ $= 48.52.$	1,426.33 M3

- f. Drenes verticales de tubo de concreto poroso de 6" de diámetro a cada 300 centímetros. 1,136.00 M
- g. Tubo colector de concreto simple de 10" de diámetro. 175.00 M
- h. Tubo de fierro galvanizado de 3" de diámetro para boquillas de entrada a galería. 99.00 M
- i. Tubo de fierro galvanizado de 2.5" de diámetro, para barandal. 306.00 M
- j. Tubo de fierro galvanizado de 2" de diámetro para drenes de la corona y deflector. 67.50 M
 51 pzas. de 0.5 = 25.50
 12 pzas. de 3.5 = 42.00
67.50
- k. Acero
 Pilastras para barandal 1/4" de diámetro, a cada 30 cm. 43.26 kg
 1.14 x 3 x 51 = 174.42
 174.42 m x 0.248 kg/m = 43.26.
 Base de barandal 3/8" de diámetro, a cada 25 cm.
 612 pzas. de 2.55 = 1,560.6
 4 pzas. de 153.00 = 612.0
2,172.6
 2,172.6 x 0.557 = 1,210.14 kg
 Parapeto 1/2" de diámetro a cada 30 cm.
 510 pzas. x 1.8 = 918.0
 6 pzas. x 153.0 = 918.0
1,836.0
 1836.0 x 0.996 = 1,828.66 kg
 Pilastras para barandal de 1/2" de diámetro.
 4 var. x 1 x 51 pzas. = 204
 204 x 0.996 = 203.18 kg

Galería 1/2" de diámetro a cada
25 cm.

$$488 \text{ var.} \times 10 \text{ m} = 4,880$$

$$488 \text{ var.} \times 1.5 \text{ m} = 0,732$$

$$44 \text{ var.} \times 122 \text{ m} = 5,368$$

$$\underline{10,980}$$

$$10,980 \times 0.996 = 10,936.08 \text{ kg}$$

Deflector (muro gúfa) 1/2" de -
diámetro a cada 25 cm.

$$80 \text{ var.} \times 4.59 = 367.2$$

$$84 \text{ var.} \times 4.41 = 370.4$$

$$\underline{737.6}$$

$$737.60 \times 0.996 = 734.65 \text{ kg}$$

Canal de descarga (muro gúfa)
1/2" de diámetro a cada 30 cm.

$$20 \text{ var.} \times 35.0 \text{ m} = 700$$

$$233 \text{ var.} \times 3.0 \text{ m} = 699$$

$$233 \text{ var.} \times 2.3 \text{ m} = 536$$

$$\underline{1935}$$

$$1935 \times 0.996 = 1,927.26 \text{ kg}$$

Cimacio y Canal 1/2" de diáme--
tro a cada 25 cm.

$$240 \text{ var.} \times 31 \text{ m} = 7440$$

$$124 \text{ var.} \times 60 \text{ m} = 7440$$

$$\underline{14880}$$

$$14880 \times 0.996 = 14,820.48 \text{ kg}$$

Deflector 1/2" de diámetro a cada
25 cm.

$$240 \text{ var.} \times 10.41 \text{ m} = 2474.4$$

$$36 \text{ var.} \times 60.0 \text{ m} = 2160.0$$

$$\underline{4634.4}$$

$$4634.4 \times 0.996 = 4,615.86 \text{ kg}$$

1. Perforaciones para inyectado 80mm
de diámetro.

590.00 M

Pantalla

$$46 \text{ unidades de } 15 \text{ m} = 290 \text{ m}$$

Tapete

$$60 \text{ unidades de } 5 \text{ m} = 300 \text{ m}$$

$$\underline{590 \text{ m}}$$

m. Inyectado de lechada de cemento

efectuado con boquilla mecánica
intercambiable y obturador me-
cánico.

100.0 Hr. Ef.

- n. Filtro asfáltico 3/4" de espesor
para juntas.
80 x 1.2 = 96. m2.

96.0 M2

- o. Retenedor de cloruro de polivinilo
de 9" de diámetro.
80 x 2 = 160.0 m

160.0 M

R E S U M E N

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P. U. \$	TOTAL
Excavación	5,032.00	M3	46.65	234,742.80
Mampostería	41,904.00	M3	484.95	20'321,344.80
Concreto ciclópeo	2,096.95	M3	257.60	540,122.80
Concreto simple	3,705.00	M3	533.00	1'974,765.00
Concreto reforzado	1,426.33	M3	1,350.00	1'925,545.50
Drenes tubo de con- creto poroso 6" ϕ .	1,136.00	M	175.00	198,800.00
Tubo concreto sim- ple (10").	175.00	M	150.00	26,250.00
Tubo de fierro gal- vanizado (3").	99.00	M	400.00	39,600.00
Tubo de fierro gal- vanizado (2.5").	306.00	M	350.00	107,100.00
Tubo de fierro gal- vanizado (2").	67.50	M	250.00	16,875.00
Corte, doblado y co- locación de acero de refuerzo.	36,319.57	Kg	7.00	254,236.99
Perforaciones para inyectado (15m).	590.00	M	142.00	83,780.00
Inyectado de lechada de cemento efectuada con boquilla mecáni- ca intercambiable y obturador mecánico.	100.00	Hr.Ef.	700.00	70,000.00

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P. U. \$	TOTAL
Filtro asfáltico (3/4") de espesor.	96.00	M2	300.00	28,800.00
Sello de cloruro de polivinilo 9" de diá metro.	160.00	M	300.00	48,000.00
			SUMA TOTAL	25'869,962.89 =====

6. ALGUNOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION UTILIZABLES EN ESTA PRESA.

Un aspecto de suma importancia en la construcción de cortinas es la obra de desvío, por la cual se hacen pasar los escurrimientos del río mientras se llevan a cabo los trabajos. Para seleccionar un método o procedimiento de desvío, se debe considerar el régimen del escurrimiento, la magnitud y frecuencia de las avenidas por desviar y los métodos para desviación; es evidente que una obra para desviar la avenida de diseño o la máxima registrada es antieconómica, dado su carácter temporal, por lo que generalmente esto no se hace, siendo práctica común diseñar el desvío para avenidas menores que aquellas. En todo caso, deben valorarse los riesgos que involucra la solución adoptada, para estimar el grado de seguridad de la obra.

Para el caso que se trata en este trabajo, con base en lo anterior y teniendo en cuenta las características físicas del vaso y la boquilla, el régimen del río, que presenta gastos muy bajos - en época de secas (por ejemplo en el mes de noviembre se hizo una visita al sitio y se calculó un gasto de $0.20 \text{ m}^3/\text{seg.}$), y el tipo de cortina (mampostería), no se considera necesaria una obra especial de desvío, por lo que al respecto sólo se dan algunas recomendaciones que son:

- Que el inicio de los trabajos coincida con el final de una época de lluvias.
- Si no es posible en un período de secas terminar la cortina, cuando menos debe quedarse por arriba del nivel de la obra de toma.

Con esto se está buscando primero, aprovechar íntegramente el período seco y luego, de no terminar la cortina, contar con la obra de toma para pasar por ella los escurrimientos. Procediendo de esta manera, puede darse el caso de no terminar la cortina pero sí rebasar el nivel de la obra de toma, y presentarse gastos superiores a su capacidad, lo cual representa precisamente el riesgo que se puede correr, pensando en que los daños por pasar el agua sobre la cortina no serían grandes dados el tipo de ésta y los tiempos base de las avenidas que son pequeños.

7. CONCLUSIONES

Habiéndose desarrollado el trabajo conforme al índice propuesto, se han obtenido las dimensiones de las obras que forman la presa y, con base en ellas, se hizo una estimación de costos con la finalidad de conocer la magnitud de la inversión requerida.

Esta cantidad que asciende a \$ 25'869,962.89, de acuerdo a obras similares ejecutadas, se encuentra dentro de los límites aceptables por lo que de no existir restricciones de otra índole, su ejecución es recomendable dado el beneficio social y económico que reportará.

Es natural, que de aprobarse la construcción de la obra, las dimensiones aquí obtenidas podrán sufrir algunas modificaciones por requerimientos económicos o de diseño, sin embargo se considera haber hecho los estudios necesarios como para servir de base en la conformación del proyecto definitivo.

A N E X O A

DATOS DE: EVAPORACION MENSUAL (mm.) ESTACION: COLON (S. R. H.)

ESTADO: QUERETARO

A Ñ O	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1965	80.0	84.8	185.0	169.1	152.7	171.2	157.1	156.0	137.4	116.7	93.1	116.9	1620.8
1966	82.1	106.5	155.6	168.7	170.9	153.5	160.4	181.5	128.4	96.8	94.8	61.9	1561.1
1967	65.5	94.6	128.9	161.5	173.7	165.3	178.1	151.2	108.2	105.3	91.5	52.7	1476.5
1968	61.7	110.6	127.0	156.9	189.7	170.5	166.3	170.0	132.0	126.6	99.0	78.8	1589.1
1969	81.0	97.8	142.5	157.4	194.4	182.1	149.4	155.8	95.4	82.5	76.6	85.0	1499.9
1970	80.0	70.7	118.3	194.7	200.8	211.2	193.4	245.2	164.4	124.5	153.6	106.5	1863.3
1971	136.1	153.7	228.2	230.7	272.8	177.8	230.9	180.2	192.0	191.7	123.7	105.7	2223.5
1972	144.1	164.3	222.8	240.2	218.3	203.1	173.9	182.5	165.7	164.3	115.6	104.8	2099.6
1973	138.1	150.9	309.0	275.7	236.7	222.5	154.5	154.4	143.7	136.7	126.2	111.8	2160.2
1974	136.0	130.8	215.3	198.5	265.5	191.8	172.0	200.7	152.6	143.8	109.3	122.0	2038.3
1975	117.3	154.3	247.6	229.7	199.8	163.5	176.4	125.8	128.0	135.5	126.9	112.3	1917.1
1976	116.2	154.3	188.6	171.2	167.9	175.9	122.2	156.1	137.1	104.7	82.6	76.5	1653.3
1977	111.8	116.4	173.3	167.7	169.2	170.8	192.3	158.1	148.8	121.0	88.6	92.4	1710.4

DATOS DE: PRECIPITACION MENSUAL (mm.) ESTACION: TOLIMAN (S. M. N.)

ESTADO: QUERETARO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
1954	0.0	0.0	0.0	28.0	42.0	17.0	31.0	32.0	93.0	79.0	5.0	0.0	327.0	
1955	0.0	0.0	0.0	6.0	44.5	13.0	164.0	104.0	181.0	75.0	0.0	0.0	587.5	
1956	5.0	0.0	0.0	23.7	2.0	106.2	66.5	88.3	34.5	1.0	10.3	10.3	347.8	
1957	0.0	0.0	0.0	1.0	28.5	27.5	5.0	4.5	86.5	16.0	0.0	0.0	169.0	
1958	59.5	0.0	0.0	4.0	61.5	162.5	122.0	0.0	49.0	109.0	65.0	6.0	638.5	
1959	7.0	7.0	0.0	0.0	28.5	224.0	4.0	16.0	54.0	90.0	0.0	39.0	469.5	
1960	10.0	0.0	0.0	26.0	44.5	13.0	137.0	32.0	34.5	16.0	10.3	6.0	329.3	
1961	19.0	2.0	0.0	0.0	20.0	181.0	40.0	21.0	3.0	0.0	0.0	6.0	292.0	
1962	12.6	2.4	7.6	0.0	18.0	80.0	13.5	99.5	59.5	22.0	4.0	1.0	320.1	
1963	0.0	0.0	8.5	5.5	16.0	103.0	43.0	27.5	16.2	33.5	0.0	9.0	262.2	
1964	45.0	0.0	6.0	7.0	123.0	36.0	22.0	15.5	114.5	9.0	39.5	0.0	417.5	
1965	0.0	11.0	11.5	45.0	39.5	2.0	45.0	116.0	58.0	31.0	0.0	3.0	362.0	
1966	26.0	12.0	31.0	41.0	87.5	89.0	148.0	97.5	21.0	110.5	0.0	0.0	663.5	
1967	50.0	3.0	24.5	14.5	8.5	27.0	20.0	155.0	94.0	60.0	13.0	0.0	469.5	
1968	0.0	7.0	17.0	47.5	18.0	142.0	50.2	103.0	181.0	80.0	0.0	0.0	645.7	
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	28.5	13.0	5.0	4.0	86.5	16.0	10.3	0.0	163.3	
1970	10.0	0.0	0.0	0.0	43.0	19.1	7.2	27.0	81.0	3.0	6.0	0.0	196.3	
1971	4.0	0.0	8.0	0.0	31.0	157.0	37.0	91.0	121.0	38.0	0.0	23.0	510.0	
1972	4.0	4.0	0.0	0.0	30.0	77.0	0.0	10.0	7.0	41.0	6.0	0.0	179.0	
1973	0.0	0.0	38.0	10.0	16.0	70.0	44.0	6.0	38.0	32.0	0.0	0.0	254.0	
													SUMA	7603.7
													MEDIA ANUAL	380.2

DATOS DE: TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C) ESTACION: TOLIMAH (S. M. H.)

ESTADO: QUERETARO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1954	17.1	16.9	19.9	21.5	23.5	22.2	20.7	21.2	20.0	18.5	15.8	15.9	19.4
1955	14.9	16.2	19.4	22.8	23.4	23.0	20.4	20.2	19.9	16.8	17.4	14.3	19.0
1956	14.6	19.5	20.7	23.4	23.4	21.9	21.8	22.8	20.1	19.6	16.7	16.0	20.0
1957	16.8	18.2	20.3	22.7	23.2	25.1	23.7	23.8	22.7	19.9	19.9	16.3	21.1
1958	13.9	18.1	21.7	24.5	23.4	24.7	22.8	24.1	23.8	21.4	19.0	16.1	21.1
1959	16.5	15.9	20.1	22.7	23.8	22.4	23.6	22.7	23.8	21.4	20.2	20.5	21.1
1960	17.6	17.2	20.9	20.9	23.5	23.0	20.5	21.1	20.1	20.0	16.6	16.2	19.8
1961	15.3	16.8	19.9	22.5	23.1	24.3	22.7	21.3	20.6	16.3	19.9	16.3	19.9
1962	15.9	17.5	20.6	24.5	23.8	24.3	24.2	23.9	22.7	21.3	17.9	17.1	21.1
1963	18.1	16.7	24.2	25.3	23.9	24.6	23.4	24.3	23.7	20.7	19.1	15.5	21.6
1964	15.4	20.2	22.1	24.9	24.8	24.3	23.7	24.2	24.3	20.1	18.9	17.0	21.7
1965	16.2	17.7	22.3	24.0	24.8	25.1	23.2	23.6	22.9	19.8	19.2	17.3	21.3
1966	15.2	19.1	19.7	23.3	24.4	24.8	24.0	23.5	22.6	19.1	17.0	15.2	20.7
1967	15.7	17.1	19.5	22.2	24.8	25.1	24.0	23.1	20.5	18.0	17.8	18.1	20.5
1968	16.5	15.0	18.0	22.7	24.5	24.2	22.7	20.4	19.6	16.7	17.4	14.1	19.4
1969	16.0	19.3	20.3	22.6	24.0	22.9	23.9	23.5	22.3	19.9	16.7	16.0	20.6
1970	17.6	16.9	20.8	22.8	22.2	22.4	21.5	22.5	22.1	20.3	14.2	14.5	19.8
1971	16.3	15.5	19.3	20.7	25.1	22.7	22.6	22.1	22.7	18.4	16.5	15.4	19.8
1972	16.2	15.5	19.8	24.3	26.2	26.3	22.4	20.6	21.5	21.1	16.5	13.8	20.4
1973	11.7	20.0	22.9	24.2	24.2	25.4	22.9	23.0	23.8	21.7	19.5	12.6	21.0
SUMA	317.5	350.3	412.4	462.5	480.0	478.7	454.7	451.9	439.7	391.0	356.2	318.2	409.3
MEDIA	15.9	17.5	20.6	23.1	24.0	23.9	22.7	22.6	22.0	19.6	17.8	15.9	20.7

DATOS DE: ESCURRIMIENTO MENSUAL (MILES M³) ESTACION: EL BATAN (S. R. H.)

ESTADO: QUERETARO

AÑO MES	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	SUMA
ENERO	80	80	134	335	348	402	0	335	1714
FEBRERO	73	75	61	242	363	313	0	299	1426
MARZO	160	80	107	321	348	402	0	329	1747
ABRIL	911	78	104	332	337	324	0	321	2407
MAYO	945	80	107	343	348	479	0	335	2637
JUNIO	5575	9478	247	1211	339	1036	3759	3538	25183
JULIO	13907	7052	2543	9276	1236	4882	5151	7617	51665
AGOSTO	3930	3338	10471	17898	11705	1209	3680	4479	56710
SEPTIEMBRE	918	15415	3590	1253	17720	803	2355	5301	47355
OCTUBRE	783	1295	2598	3877	8812	429	428	705	18927
NOVIEMBRE	105	313	259	441	358	352	442	495	2765
DICIEMBRE	80	134	268	445	384	378	461	499	2649
SUMA	27467	37419	20488	35973	42299	11009	16276	24253	215184
AREA DRENADA HASTA LA ESTACION EL BATAN = 434.00 Km ²									

DATOS DE: PRECIPITACION MENSUAL (mm.)ESTACION: EL PUEBLITO (S.R.H.)ESTADO: QUERETARO

AÑO M E S	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	S U M A
ENERO	0.0	40.7	1.5	47.8	34.2	1.2	12.7	12.6	
FEBRERO	2.4	0.7	17.3	24.6	2.0	23.3	11.1	7.6	
MARZO	11.1	0.0	0.0	15.4	30.5	6.8	9.1	0.0	
ABRIL	17.4	0.0	30.8	18.7	13.0	27.4	15.3	0.0	
MAYO	32.1	60.2	61.0	34.0	23.8	5.0	37.3	15.0	
JUNIO	221.9	137.0	40.8	55.5	154.5	111.3	166.2	198.3	
JULIO	224.7	112.2	132.9	202.5	28.9	90.8	147.7	117.0	
AGOSTO	55.1	98.8	90.2	199.5	155.4	97.3	123.4	138.0	
SEPTIEMBRE	68.0	165.8	147.4	12.5	206.1	108.1	3.0	119.0	
OCTUBRE	71.7	46.0	28.3	75.0	108.0	10.8	32.8	3.5	
NOVIEMBRE	0.0	8.2	4.9	0.0	7.3	7.3	5.0	7.3	
DICIEMBRE	21.5	18.3	10.4	4.5	6.2	1.5	8.9	0.0	
SUMA	725.9	687.9	565.5	690.0	769.9	490.8	577.5	618.27	

A N E X O B

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

AÑO	K
1963	0.0872
1964	0.1253
1965	0.0835
1966	0.1201
1967	0.1005
1968	0.0517
1969	0.0649
1970	0.0904
1971	0.0903
1972	0.0903
1973	0.0903
1974	0.0903
1975	0.0903
1976	0.0903
1977	0.0903

DATOS DE: ESCURRIMIENTOS MENSUALES DEDUCIDOS PARA LA CUENCA DEL RIO COLON, QRO. (MILES M³)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
1965	0.0	254.35	42.39	245.87	472.66	598.78	1040.71	1000.43	185.46	853.12	0.0	105.98	4799.753	
1966	365.83	335.35	480.16	175.30	1158.47	3010.51	1813.93	2766.62	382.60	1513.64	0.0	76.22	12078.626	
1967	701.55	186.23	376.29	432.41	348.22	1151.82	306.13	2187.56	2192.66	676.04	96.94	0.00	8652.029	
1968	102.36	164.04	302.50	278.87	230.98	1135.19	164.04	232.94	836.62	816.94	78.74	0.00	4343.231	
1969	0.00	0.00	16.47	219.11	0.00	766.05	691.92	844.30	263.59	0.00	0.00	0.00	2801.440	
1970	0.00	0.00	22.95	141.12	574.83	1537.46	580.56	573.68	1592.53	0.00	34.42	0.00	5057.549	
1971	0.00	0.00	0.00	0.00	1203.39	2891.58	869.88	2246.33	1720.28	893.95	34.38	103.15	9962.939	
1972	22.92	0.00	0.00	0.00	445.83	1392.50	1461.26	618.89	969.59	160.45	426.34	68.77	5566.547	
1973	0.00	45.84	0.00	194.83	326.63	1759.24	1652.66	1671.00	681.92	437.81	104.29	0.00	6988.842	
1974	0.00	103.15	68.76	74.50	28.65	576.48	1602.23	762.15	1414.27	57.30	22.92	252.14	4962.559	
1975	515.74	0.00	0.00	114.61	389.67	1101.39	2372.40	1375.31	309.44	126.07	0.00	0.00	6309.212	
1976	0.00	0.00	158.16	356.43	316.30	727.77	2505.35	560.44	1609.11	496.26	257.87	116.90	7504.582	
1977	11.46	0.00	14.90	324.34	869.88	310.59	151.28	970.72	310.59	479.06	12.61	0.00	3455.454	
													SUMA	82482.763
													MEDIO	6344.828

LEY DE DEMANDAS

Los datos de precipitación y temperatura se tomaron de la estación Tolimán, localizada en la zona que será el distrito de riego, cuyos datos se encuentran en el Anexo. A.

a. Plan de cultivo

CULTIVO	%	Ha.	CICLO VEGETATIVO	Kg
Mafz	45	0.45	abril - agosto	0.85
Frijol	15	0.15	abril - julio	0.65
Hortalizas	5	0.05	abril-septiembre	0.60
Frutales	35	0.35	enero-diciembre	0.65
	100	1.00		

b. Cálculo del factor de luminosidad y temperatura f.

MES	T_m (°C)	$\frac{T_m + 17.8}{21.80}$	$p(\%)$	$f = \frac{T_m + 17.8}{21.80} p$ (cm)
Ene.	15.9	1.547	7.71	11.927
Feb.	17.5	1.621	7.24	11.736
Mar.	20.6	1.764	8.40	14.818
Abr.	23.1	1.879	8.54	16.047
May.	24.0	1.920	9.18	17.656
Jun.	23.9	1.915	9.05	17.631
Jul.	22.7	1.860	9.29	17.279
Ago.	22.8	1.856	8.98	16.667
Sep.	22.0	1.826	8.29	15.138
Oct.	19.6	1.718	8.15	14.002
Nov.	17.8	1.635	7.54	12.328
Dic.	15.9	1.547	7.62	11.788

c. Cálculo de usos consuntivos

* Maíz

MES	f_m (cm)	K_m	U. C. M. (cm)	U. C. M. Mod *C(U. C. M.)
Abril	16.047	0.490	7.863	7.796
Mayo	17.656	0.730	12.889	12.780
Junio	17.631	1.050	18.512	18.356
Julio	17.279	1.050	18.143	17.990
Agosto	16.667	0.942	15.700	15.568
Suma	85.280		73.107	72.490

$$U. C. = 0.85 \times 85.28 = 72.488$$

$$K' = \frac{73.107}{85.280} = 0.8572$$

$$C = \frac{0.850}{0.8572} = 0.9916$$

* Frijol (mismas columnas)

Abril	16.047	0.650	10.431	10.074
Mayo	17.656	0.700	12.359	11.936
Junio	17.631	0.700	12.342	11.920
Julio	17.279	0.640	11.058	10.680
Suma	68.613		46.190	44.610

$$U. C. = 68.613 \times 0.65 = 44.60$$

$$K' = \frac{46.190}{68.613} = 0.673$$

$$C = \frac{0.650}{0.673} = 0.9658$$

* Hortalizas (mismas columnas)

Abril	16.047	0.25	4.012	4.046
Mayo	17.656	0.53	9.358	9.437
Junio	17.631	0.71	12.518	12.518
Julio	17.279	8.080	13.823	13.939
Agosto	16.667	0.73	12.167	12.269
Sep.	15.138	0.52	7.872	7.938
Suma	100.418		59.750	60.252

$$U. C. = 100.418 \times 0.6 = 60.251$$

$$K' = \frac{59.75}{100.418} = 0.5950$$

$$C = \frac{0.6}{0.5950} = 1.0084$$

* Frutales (mismas columnas)

Enero	11.927	0.36	4.293	4.425
Febrero	11.736	0.47	5.516	5.686

Marzo	14.818	0.56	8.298	8.554
Abril	16.047	0.63	10.110	10.421
Mayo	17.656	0.69	12.183	12.558
Junio	17.631	0.74	13.047	13.449
Julio	17.279	0.76	13.132	13.536
Agosto	16.667	0.76	12.667	13.057
Sep.	15.138	0.76	15.505	15.983
Octubre	14.002	0.74	10.361	10.680
Nov.	12.328	0.67	8.260	8.514
Dic.	11.788	0.58	6.837	7.048
Suma	177.017		120.209	123.911

$$U. C. = 177.017 \times 0.7 = 123.913$$

$$K' = \frac{120.209}{177.017} = 0.67908$$

$$C = \frac{0.7}{0.67908} = 1.0308$$

d. Precipitación efectiva

Se tomó como el 80% de frecuencia y 70% de aprovechamiento de las precipitaciones mensuales de la estación - Tolimán. Estos valores se anotan en el cuadro siguiente en centímetros:

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.7	0.7	1.0	3.5	1.6	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	1.2	0.5	0.7	2.4	1.1	0.0	0.0

e. Obtención de la lámina bruta requerida

Con la precipitación efectiva y considerando una eficiencia de conducción de 80% y parcelaria de 70%, se hacen los cálculos que se indican en el cuadro e.1, del que se obtienen las láminas brutas totales para cada cultivo (Ley de demandas) que se muestra en el cuadro e.2.

Cuadro e.1. Determinación de la lámina bruta requerida para cada cultivo

CULTIVO	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	LAMINA												
MAIZ	P.E.	0.000	0.000	0.000	0.000	1.300	1.200	0.500	0.700	2.400	1.100	0.000	0.000
	L.U.C.				7.796	12.780	18.350	17.990	15.568				
	LUC-PE				7.796	11.480	17.156	17.490	14.868				
	L.N.A.				10.000	10.000	20.000	20.000	10.000				
	L.B.				16.810	16.810	33.610	33.610	16.810				
FRIJOL	L.U.C.				10.074	11.936	11.920	10.680					
	LUC-PE				10.074	10.636	10.720	10.180					
	L.N.A.				10.000	10.000	10.000	10.000					
	L.B.				16.810	16.810	16.810	16.810					
HORTALIZAS	L.U.C.				4.046	9.437	12.623	13.939	12.269	7.938			
	LUC-PE				4.046	8.137	11.423	13.439	11.569	5.538			
	L.N.A.				10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000			
	L.B.				16.810	16.810	16.810	16.810	16.810	16.810			
FRUTALES	L.U.C.	4.425	5.686	8.554	10.426	12.558	13.449	13.536	13.057	15.983	10.680	8.514	7.048
	LUC-PE	4.425	5.686	8.554	10.426	11.258	12.249	13.036	12.357	13.583	9.580	8.514	7.048
	L.N.A.			10.000	10.000	10.000	10.000	20.000	10.000	20.000	10.000	10.000	10.000
	L.B.			16.810	16.810	16.810	16.810	33.610	16.810	33.610	16.810	16.810	16.810

L.U.C. - lámina de uso consuntivo, en centímetros.

LUC-PE - lámina de uso consuntivo menos la precipitación efectiva, en centímetros.

L.N.A. - lámina neta ajustada, en centímetros.

L.B. - lámina bruta, en centímetros.

Cuadro e.2. Ley de demandas

CULTIVO	ENE FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL ANUAL
MAIZ			756.45	756.45	1512.45	1512.45	756.45					5294.25
FRIJOL			252.15	252.15	252.15	252.15						1008.60
HORTALIZAS			84.05	84.05	84.05	84.05	84.05	84.05				504.30
FRUTALES		588.35	588.35	588.35	588.35	1176.35	588.35	1176.35	588.35	588.35	588.35	7059.50
SUMA		588.35	1681.00	1681.00	2437.00	3.25.00	1428.85	1260.40	588.35	588.35	588.35	13866.65

Por lo tanto según este análisis, se requerirán anualmente 13866.65 m³ por hectárea.

CURVAS ELEVACIONES-CAPACIDAD-AREAS

ELEVACIONES (MSNM)	CAPACIDADES (MILES M3)	AREAS (Ha)
1585.00	0.00	0.00
1588.00	3.60	0.16
1589.00	6.72	0.47
1590.00	13.04	0.80
1592.00	42.64	2.08
1595.00	127.68	3.89
1597.00	227.08	6.24
1599.00	374.28	8.64
1600.00	450.00	10.67
1602.00	712.52	13.92
1604.00	1033.32	17.60
1606.00	1428.32	21.89
1608.00	1904.12	25.60
1610.00	2453.56	29.57
1612.00	3096.60	34.72
1614.00	3838.40	40.80
1616.00	4717.28	46.40
1617.00	5199.68	50.08
1618.00	5722.88	54.56
1619.00	6283.68	57.60
1619.76	6590.00	60.00
1620.00	6880.16	61.30
1626.00	11455.57	92.38

BIBLIOGRAFIA

ING. FRANCISCO TORRES H.
Apuntes de Obras Hidráulicas,
Facultad de Ingeniería,
U. N. A. M.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION
Diseño de Presas Pequeñas,
C. E. C. S. A.

REVISTA DE LA S. A. R. H.
Núm. 4, Vol. IV, Año 1975.

LINSLEY Y FRANZINI
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos,
C. E. C. S. A.

VEN TE CHOW
Open-Channel Hydraulics
Mc GRAW-HILL.

BOLETIN CLIMATOLOGICO No. 1
S. A. R. H.

BOLETIN HIDROLOGICO No. 51
S. A. R. H.