

4692

U N I C O



● **ANTEPROYECTO DE LA PRESA EL CAMARON,
MUNICIPIO DE NEJAPA DE MADERO, OAXACA.**

T E S I S

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

HENNY AYUB HID



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

UNICO



ANTEPROYECTO DE LA PRESA EL CAMARON
MUNICIPIO DE MELAPA DE MADERO, OAXACA

HENRY AYUD BLO
MEXICO, D.F. 1971



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-482
Exp. Núm. 40/214.27

Al Pasante señor Ayub HID HENNY,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me esgrato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Carlos M. Chávarri M., para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANTEPROYECTO DE LA PRESA EL CARMON, MUNICIPIO DE NEJAPA DE MADERO, OAXACA".

- I. Generalidades.
- II. Estudio hidrológico.
- III. Selección del tipo de cortina.
- IV. Vertedor de demasías.
- V. Obra de toma.
- VI. Conclusiones.

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

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 7 de Octubre de 1971
EL DIRECTOR


Dr. Juan Casillas G. de L.


JCGL'GPL'mrg.

A MIS PADRES ALICIA HID DE AYUB, JUAN AYUB
BARQUET Y MI HERMANA MARIEM CON MI MAS
GRANDE CARÑO Y MI ETERNA GRATITUD, QUIE-
NES CON SUS CONSEJOS Y ORIENTACION HICIE-
RON POSIBLE LA CULMINACION DE MIS ESTUDIOS.

OFREZCO TAMBIEN MI TESIS PARA ANGELES,
CON AMOR ETERNO, QUIEN SUPO ALENTARME EN
LOS MOMENTOS MAS DIFICILES DE MI CARRERA.

AGRADEZCO AL ING. CARLOS MANUEL CHAVARRI
MALDONADO POR SU COLABORACION Y DIRECCION
DE ESTE TRABAJO, QUIEN ADEMAS DE SER UN
MAGNIFICO MAESTRO ES UN GRAN AMIGO.

A MIS FAMILIARES, COMPAÑEROS Y AMIGOS.

A TODOS MIS MAESTROS QUIENES DE ALGUNA
MANERA U OTRA CONTRIBUYERON CON SU DIRECCION Y ENSEÑANZAS A MI FORMACION PROFESIONAL.

CAPITULO I

GENERALIDADES

Los habitantes de la población de Nejapa de Madero (Yautepec, Oax.), en su mayoría campesinos, han formado comisiones que se han presentado en la Dirección de Pequeña Irrigación, de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, misma que observando el problema de éstos, de que sus tierras son de temporal y que su producción agrícola es muy baja en dicha región, ha iniciado los estudios preliminares necesarios para construir una presa de almacenamiento, para aprovecharse en riego las aguas del "Arroyo de las Vírgenes".

Esta tesis tiene por objeto el estudio de las estructuras y obras necesarias para aprovechar estas aguas para riego.

Ya que el "Arroyo de las Vírgenes" no cuenta con una corriente continua, se inició la búsqueda de una boquilla y un vaso favorable habiéndolo tenido éxito.

SITUACION GEOGRAFICA

La boquilla está localizada aproximadamente a 10 Km, al sur de la población de Nejapa de Madero, siendo sus coordenadas geográficas las siguientes:

Latitud Norte $16^{\circ} 38'$

Longitud al W de Greenwich $95^{\circ} 59'$

Altitud 700 mts.

CAMINOS DE ACCESO

ACCESO A LA POBLACION

El camino al pueblo de Nejapa de Madero es de tierra y tiene una longitud de 6.8 Km. uniéndose a la carretera nacional México-Chiapas a la altura del kilómetro 668 pasando el puente "El Gramal".

ACCESO A LA BOQUILLA

Algunos kilómetros adelante a la altura del puente "El Camarón" se desvía hacia el sur un camino de terracería de 4 Km. aguas arriba llegando al sitio de la boquilla.

CULTIVOS

Los cultivos estudiados para ésta región y que pueden obtenerse magníficos frutos mediante riego son: Maíz, Alfalfa, Trigo, Frijol, Hortalizas, Frutales, Ajonjolí, Caña de Azúcar.

CLIMA Y VEGETACION

El clima de la región es seco y caluroso con lluvias en verano y otoño, y con una temperatura máxima de 27.8°C , y una mínima de 22.1°C con una media anual de 24.8°C , la precipitación es de 436.4 mm. anuales.

GEOLOGIA REGIONAL

El área estudiada para la obra tiene un relieve ligeramente montañoso, el cual está constituido por dacitas.

La dacita tiene una composición de andesita con cuarzo, que en el campo macroscopicamente es muy fácil confundirla con una riolita en virtud de la presencia del cuarzo, pero llevándola a pruebas de laboratorio pudo determinarse correctamente.

Es muy difícil encontrar ésta roca en estado sano pues es muy susceptible a la acción de la intemperie.

GEOLOGIA DEL VASO Y LA BOQUILLA

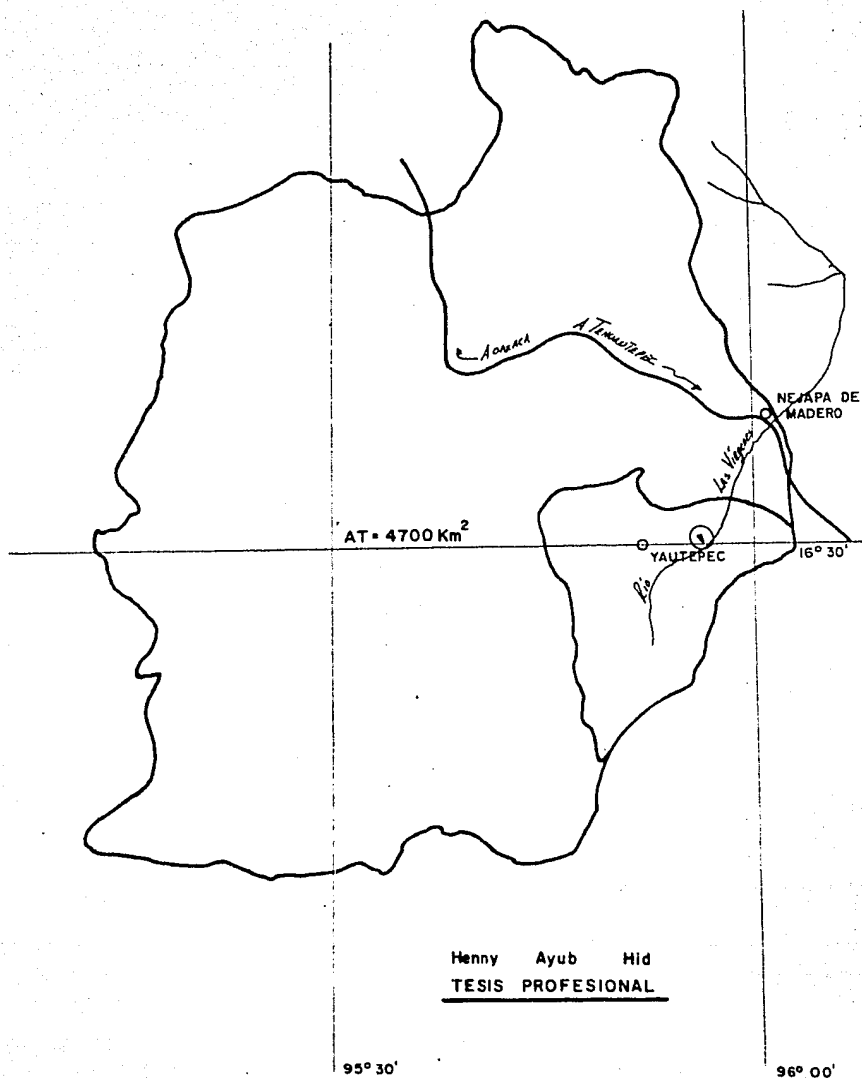
El estado de la roca en el vaso y la boquilla propiamente, se estudió y encontró que la roca había sufrido primero acciones dinámicas y después había sido intemperizada lo cual permite que sea un material cementante impermeable que no necesita revestimiento alguno.

Volviendo a los caminos de acceso, éste mismo material puede ser aprovechable para mejorar los anteriormente citados, ya que se ha usado en otros con gran éxito para sub-base y base de carreteras.

Inclusive, aunque no corresponde a éste capítulo se pueden construir canales de conducción de agua que tienen una gran impermeabilidad.

CONCLUSIONES

Del estudio geológico realizado se deduce que, las dacitas no presentan ningún problema para el proyecto, lográndose una magnífica cimentación, asegurando también que no existieran filtraciones de agua, que podrían ser muy peligrosas.



CAPITULO II

ESTUDIO HIDROLOGICO

Para tener un proyecto hidráulico suficiente, se debe de contar con un estudio hidrológico correcto. Para hacer el estudio hidrológico se debe conocer el régimen de la corriente que se va a aprovechar, y para lograr esto hay varios métodos, pero los mas usados son:

- a) Método Directo
- b) Método Indirecto

METODO DIRECTO

El Método Directo consiste en llevar a cabo lecturas de la corriente que se estudia por medio de estaciones de aforo, para lo cual se debiera tratar que los períodos de estudio de la corriente sean los mas amplios posibles, ya que así se llegará a resultados mas reales.

METODO INDIRECTO

El Método Indirecto, consiste en calcular los volúmenes escurridos, tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Precipitación Pluvial
- b) Area de la Cuenca
- c) Coeficiente de Escurrimiento

En este estudio se usará el método Directo, ya que en el arroyo de "Las Virgenes" existen aforos con datos suficientes.

Area de la Cuenca

El area de la Cuenca, según los datos proporcionados por las brigadas de topografía fué de 440 Km^2 .

Coeficiente de Escurrimiento

El coeficiente de Escurrimiento es la relación del volumen escurrido entre el volumen llovido sobre el área de la Cuenca.

Se puede determinar su valor directamente con los datos de las estaciones de aforo en donde se obtienen los volúmenes escurridos anualmente, cuyos porcentajes - con respecto a los volúmenes llovidos dan los coeficientes - de escurrimientos anuales respectivos.

Para la Cuenca de Yautepec, se tomó un valor del 8.5% valor fijado por el Departamento de Estudios Hidrológicos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

COEFICIENTE DE CORRECCION DE LA PRECIPITACION (Kc)

Una vez que se tiene la estación base, - que en este caso se encuentra en Nejapa de Madero, Oaxaca, se divide el valor de la precipitación media anual del centro de gravedad de la cuenca, entre la precipitación media - de la estación base, obteniéndose así el "Coeficiente de Co-

"precisión de la Precipitación" (Kc), que es un valor tal, que multiplicado por las precipitaciones mensuales registradas - en la estación base no da los correspondientes en la cuenca - en estudio.

$$Kc = \frac{\text{Precipitación media cuenca}}{\text{Precipitación media Est. Base}} = \frac{614.8}{635.6} \approx 1$$

(1941 - 1967)

Es decir, las precipitaciones mensuales - de la cuenca durante el período 1941 - 1967 son aproximada - mente igual que la de la estación base, pero siguiendo la - misma ley de distribución de la lluvia en ambos lugares. Ade - más, debido a que en la realidad el coeficiente de escurri - miento no es un factor constante, sino varía mensualmente, - de acuerdo con la intensidad de la lluvia y aunque su varia - bilidad no es lineal, es conveniente determinar las aporta - ciones al vaso, trabajar con un coeficiente de escurrimiento anual variable linealmente, con este nos proponemos acercar - nos mas a la forma real de los escurrimientos.

VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS EN LA CUENCA

Los volúmenes mensuales escurridos en la - Cuenca son iguales a los escurrimientos mensuales como pue - de observarse en la Tabla I, ya que Kc = 1

PERDIDAS

Hasta ahora no se han considerado las pér - didas en el vaso debidas a evaporación y filtración.

Las pérdidas por filtración dependen de - la geología del terreno, generalmente no son importantes - - cuando la elección del vaso fue correcta.

Las pérdidas por evaporación están en función directa del área del embalse, de la temperatura, de la velocidad del viento y es inversamente proporcional a la humedad; se acostumbra dar su valor en mm. de altura y para medirlas se emplea el Evaporómetro, el cual se instala en estaciones cercanas al vaso, los valores así obtenidos en el Evaporómetro (Ver quinta columna, Tabla I), se modifican con un coeficiente reductor, ya que por lo general estos aparatos dan una evaporación mayor que la real en áreas grandes.

EVAPORACION NETA

Está formada por la evaporación media observada afectada por el coeficiente reductor antes mencionado y disminuido en la precipitación pluvial deducida en el vaso. Para su cálculo se emplea la ecuación:

$$E.N. = \text{Evaporación Neta} = 0.88 (Ev) - (1 - Ca) P$$

En donde:

Ev = Valor de la evaporación obtenido con el Evaporómetro.

$$Ca = 1$$

Cuando el valor de la Evaporación Neta resulta negativo, indica que en ese mes, en vez de pérdida por evaporación, hay aumento en el almacenamiento debido a precipitación.

NOTA: Los valores antes mencionados se encuentran en la Tabla I.

TABLA DE RESUMEN DE LOS Y EVAPORACIONES

AÑO 1941 MES PRECIPITACION PRECIPITACION VOL. ESC. EVAP. EVAP. ET. DIF.						
ENE			215.0	157.9	-57.1	
FEB			242.0	197.1	-44.9	
MAR	1.	1.0	7.4	191.4	-180.0	
ABR	25.	26.0	451.4	226.9	-224.5	
MAY	5.	5.0	87.2	285.1	-197.9	
JUN	47.	47.0	671.5	237.2	-434.3	
JUL	87.	87.0	1553.0	21.5	-1531.5	
AUG			57.7	252.1	-194.4	
SEP	71.	71.0	377.5	152.3	-225.2	
OCT	19.	19.0	34.0	199.2	-165.2	
NOV				174.6	-174.6	
DIC				179.6	-179.6	
TOTAL	246.0	290.4	5163.2	1592.2	-3571.0	
AÑO 1942 MES PRECIPITACION PRECIPITACION VOL. ESC. EVAP. EVAP. ET. DIF.						
ENE				196.1	196.1	-0.0
FEB				204.8	159.2	-45.6
MAR				275.3	220.4	-54.9
ABR				275.3	212.1	-63.2
MAY				297.6	229.2	-68.4
JUN	112.	112.0	2543.3	233.8	71.4	-2471.9
JUL	97.	97.0	2222.0	218.1	74.4	-2147.6
AUG	63.	63.0	143.0	188.5	65.4	-85.1
SEP	112.	112.0	2543.3	143.0	4.0	-2539.3
OCT	2.	2.0	45.4	212.3	161.3	-51.0
NOV				188.0	145.5	-42.5
DIC				176.4	135.8	-40.6
TOTAL	346.	386.0	8765.1	2444.5	-6320.6	
AÑO 1943 MES PRECIPITACION PRECIPITACION VOL. ESC. EVAP. EVAP. ET. DIF.						
ENE				199.2	153.4	-45.8
FEB				197.9	155.8	-42.1
MAR				267.0	205.0	-62.0
ABR	22.	22.0	31.9	252.4	173.1	-79.3
MAY	56.	56.0	791.9	188.5	90.9	-691.0
JUN	37.	37.0	524.0	224.7	137.2	-386.8
JUL	70.	70.0	115.5	199.5	78.1	-121.4
AUG	35.	35.0	495.2	180.7	100.9	-394.3
SEP				224.0	170.0	-54.0
OCT	3.	3.0	42.5	191.1	144.2	-46.9
NOV				189.5	146.1	-43.4
DIC						
TOTAL	241.	241.0	3405.6	1759.4	-1646.2	

AND 1944 MET PRODUCTION PRODUCTION VEL.ESU EV.P. EV.P. ST. 17.

ENG				191.3	147.3	
FE				211.5	149.1	
MA				240.1	149.1	
AL				254.3	213.6	
JO	112.	112.	3553.2	182.2	36.4	
JO	74.	74.6	2372.7	217.1	95.3	
AG	1.	65.	272.2	191.5	15.6	
SE	271.	273.1	1745.3	17.3	22.1	
CO				187.5	144.4	
SI				177.7	138.7	
MA	544.	544.6	17417.7	177.6	1414.3	

AND 1945 MET PRODUCTION PRODUCTION VEL.ESU EV.P. EV.P. ST. 17.

ENG				181.3	144.3	
FE				211.4	154.3	
MA				259.1	190.4	
AL				251.6	210.4	
MA	24.	24.	117.7	260.9	11.4	
JO	77.	79.	117.7	211.7	25.7	
AG	65.	65.	38.4	211.3	46.1	
SE	104.	114.	125.7	175.7	51.7	
CO	75.	76.	105.6	192.1	11.2	
SI				177.1	138.7	
MA	361.	361.	7065.5	177.1	1474.4	

AND 1946 MET PRODUCTION PRODUCTION VEL.ESU EV.P. EV.P. ST. 17.

ENG				191.3	147.3	
FE				211.5	149.1	
MA				240.1	149.1	
AL	50.	50.	135.2	221.2	121.7	
MA	34.	36.	77.3	240.5	152.4	
JO	33.	33.	643.4	217.7	122.6	
AL	21.	21.	21.1	271.1	191.1	
AG	37.	39.	76.3	237.4	144.	
SE	74.	71.	1393.	217.1	131.	
CO	75.	75.	1411.1	191.3	77.5	
SI	1.	1.	7.2	217.1	159.4	
MA	334.	334.	1512.7	181.3	142.1	

APR 1947 MET PROD. RATE PRODUCTION VOL. SEC EVAP. EVAP. ET. DIF.

ENV				24.3	101.2	
FLA				212.6	108.3	
MA				271.8	213.1	
MA	J.	J.	57.5	271.7	211.2	
JUN				216.7	199.4	
JUN	23.	23.	455.	197.0	126.1	
JUL	22.	22.	435.1	234.6	143.5	
AUG	49.	49.	123.6	232.2	93.6	
SEP			133.5	147.7	11.5	
OCT	27.	27.	127.4	210.0	142.5	
NOV				184.5	181.5	
DEC				134.3	143.4	
TOTAL	337.	337.	405.		1656.2	

APR 1948 MET PROD. RATE PRODUCTION VOL. SEC EVAP. EVAP. ET. DIF.

ENV				180.8	130.2	
FLA				212.9	156.2	
MA				261.7	211.5	
MA	40.	42.	1144.	263.9	143.1	
MA	34.	34.	953.1	248.1	151.5	
JUN				217.1	157.7	
JUN	141.	141.	344.1	187.7	9.3	
AUG	37.	37.	17.8	231.5	143.5	
SEP	77.	72.	195.	191.8	12.5	
OCT	21.	21.	472.	201.0	135.2	
NOV	13.		271.4	181.2	132.5	
DEC				181.2	132.5	
TOTAL	463.	463.	1561.4		1532.3	

APR 1949 MET PROD. RATE PRODUCTION VOL. SEC EVAP. EVAP. ET. DIF.

ENV				217.5	157.5	
FLA	4.	4.	73.5	214.3	142.7	
MA	4.	4.	75.5	272.0	209.5	
MA				387.5	217.5	
MA	10.	10.	183.7	271.3	203.4	
JUN	50.	50.	943.3	197.5	115.1	
JUN				217.5	157.5	
AUG	10.	10.	31.9	190.7	117.7	
SEP	159.4	159.4	198.9	162.6	124.5	
OCT	30.3	30.3	157.1	175.2	115.9	
NOV				181.0	141.5	
DEC				179.5	133.2	
TOTAL	324.1	324.1	1555.4		1157.2	

AND 1991 MER PHOTOLINE PHOTO. ONE CA VOL. ESCU EV. P. EV. P. ET. J. J.

FEJ				144.1	149.5	-5.4
FEJ				244.4	157.4	-87.0
HAJ	1.0	1.0	37.0	250.9	199.2	-51.7
HAJ	14.0	14.0	95.0	272.1	195.1	-77.0
JUJ	51.0	51.0	68.0	283.0	197.7	-85.3
HAJ	70.0	70.0	247.0	171.7	150.6	-21.1
HAJ	40.0	40.0	170.0	220.1	15.0	-205.1
FEJ	14.0	14.0	170.0	171.7	157.3	-14.4
FEJ	14.0	14.0	250.0	154.0	173.4	-19.4
FEJ				157.0	155.0	-2.0
HAJ	100.0	100.0	272.0	152.7		

AND 1991 MER PHOTOLINE PHOTO. ONE CA VOL. ESCU EV. P. EV. P. ET. J. J.

FEJ				172.0	132.0	-40.0
FEJ				190.0	147.0	-43.0
HAJ				244.0	185.0	-59.0
HAJ				267.0	205.0	-62.0
HAJ	100.0	100.0	1312.0	231.0	267.0	-36.0
JUJ	231.0	231.0	1288.0	177.0	155.0	-22.0
HAJ	137.0	137.0	77.0	181.0	15.0	-166.0
FEJ	137.0	137.0	1040.7	150.3	132.0	-18.3
FEJ	3.0	3.0	150.0	171.0	167.0	-4.0
FEJ	7.0	7.0	147.0	177.0	130.0	-47.0
FEJ				177.0	150.0	-27.0
HAJ	134.0	134.0	1427.0	133.3		

AND 1992 MER PHOTOLINE PHOTO. ONE CA VOL. ESCU EV. P. EV. P. ET. J. J.

FEJ				130.0	145.0	15.0
FEJ				187.0	153.0	-34.0
HAJ	1.0	1.0	67.0	250.0	163.0	-87.0
HAJ	70.0	70.0	1300.0	247.0	16.0	-231.0
HAJ	50.0	50.0	1070.0	23.0	144.0	-121.0
JUJ	150.0	150.0	2140.0	147.0	109.0	-38.0
FEJ	15.0	15.0	170.0	171.0	157.0	-14.0
HAJ	201.0	201.0	157.0	177.0	173.0	-4.0
FEJ	97.0	97.0	150.0	157.0	16.0	-141.0
FEJ	45.0	45.0	202.0	15.0	150.0	-135.0
FEJ				155.0	150.0	-5.0
FEJ				161.0	150.0	-11.0
FEJ	17.0	17.0	15.0			

APR 1953 MET PROPOSED P-TC.U.E. VOL.ESU EVAP. EVAP. ET

ET				177.3	136.5	-
FE				177.3	137.4	-
MA				245.5	189.3	-
LA	2.7	1.5.5		257.4	195.4	-
JU	277.7	277.7	136.5	14.5	27.5	-
SE	18.5	18.5	155.7	155.7	17.1	-
QU	70.5	70.5	257.4	257.4	10.4	-
TI	146.5	146.5	12.5	19.5	11.1	-
TA	57.5	57.5	177.3	177.3	9.5	-
TA						-
TA						-
TA	727.5	727.5	311.5	151.7	159.3	-
TA						-

APR 1954 MET PROPOSED P-TC.U.E. VOL.ESU EVAP. EVAP. ET

ET				187.5	147.5	-
FE	24.5	24.5	1415.5	1415.5	138.4	-
MA				245.5	189.3	-
LA	43.5	43.5	257.4	257.4	10.4	-
LA	163.5	163.5	177.3	177.3	9.5	-
JU	137.5	137.5	1415.5	1415.5	138.4	-
SE	124.5	124.5	257.4	257.4	10.4	-
QU	277.7	277.7	136.5	14.5	27.5	-
TI	90.5	90.5	177.3	177.3	9.5	-
TA						-
TA						-
TA	110.4	110.4	773.5	773.5	330.4	-

APR 1955 MET PROPOSED P-TC.U.E. VOL.ESU EVAP. EVAP. ET

ET				177.3	136.5	-
FE				177.3	137.4	-
MA				245.5	189.3	-
LA	50.5	50.5	2745.5	2745.5	185.7	-
JU	187.5	187.5	177.3	177.3	9.5	-
LA	374.5	374.5	177.3	177.3	9.5	-
JU	116.5	116.5	136.5	136.5	14.5	-
SE	187.5	187.5	245.5	245.5	10.4	-
QU	46.5	46.5	257.4	257.4	10.4	-
TI	0.5	0.5	327.5	327.5	25.3	-
TA	17.5	17.5	177.3	177.3	9.5	-
TA	374.5	374.5	177.3	177.3	9.5	-

[illegible][illegible]

10	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
11	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
12	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
13	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
14	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
15	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
16	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
17	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
18	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
19	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
20	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
21	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
22	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
23	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
24	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
25	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
26	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
27	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
28	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
29	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
30	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
31	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
32	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
33	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
34	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
35	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
36	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
37	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
38	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
39	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
40	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
41	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
42	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
43	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
44	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
45	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
46	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
47	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
48	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
49	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
50	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
51	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
52	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
53	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
54	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
55	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
56	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
57	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
58	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
59	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
60	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
61	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
62	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
63	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
64	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
65	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
66	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
67	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
68	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
69	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
70	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
71	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2
72	71.2	71.2	42.8	12.1	58.2

AND 1955 MES PROD. BASE P. PROD. BASE VOL. 1950 EVAP. EVAP. ET. 1955

ENT				156.3	120.4	-35.9
FEI				171.5	131.7	-39.8
MAR	2.7	7	27.9	228.4	172.9	-55.5
APR	2.1	4.1	21.1	237.7	181.1	-56.6
JUL	12.7	23.7	40.5.2	197.8	44.1	-153.7
AUG	16.7	67.1	174.1	132.5	-13.2	-145.7
SEP	12.1	18.6	72.3.1	21.2	-5.7	-16.9
OCT	1.1	10.4	17.5.7	15.2	56.4	41.2
NOV	1.1	4.6	11.1	15.1	34.3	19.2

1955 PROD. BASE P. PROD. BASE VOL. 1950 EVAP. EVAP. ET. 1955

ENT				213.7	154.5	-59.2
FEI				213.1	154.1	-59.0
MAR				213.3	154.9	-58.4
APR				232.6	170.1	-62.5
MAY				237.7	181.1	-56.6
JUL	16.7	23.7	40.5.2	197.8	44.1	-153.7
AUG	16.7	67.1	174.1	132.5	-13.2	-145.7
SEP	12.1	18.6	72.3.1	21.2	-5.7	-16.9
OCT	1.1	10.4	17.5.7	15.2	56.4	41.2
NOV	1.1	4.6	11.1	15.1	34.3	19.2

1955 PROD. BASE P. PROD. BASE VOL. 1950 EVAP. EVAP. ET. 1955

ENT				213.7	154.5	-59.2
FEI				213.1	154.1	-59.0
MAR				213.3	154.9	-58.4
APR				232.6	170.1	-62.5
MAY				237.7	181.1	-56.6
JUL	16.7	23.7	40.5.2	197.8	44.1	-153.7
AUG	16.7	67.1	174.1	132.5	-13.2	-145.7
SEP	12.1	18.6	72.3.1	21.2	-5.7	-16.9
OCT	1.1	10.4	17.5.7	15.2	56.4	41.2
NOV	1.1	4.6	11.1	15.1	34.3	19.2

AND 1951 MES PROD. BASE P. PROD. BASE VOL. 1950 EVAP. EVAP. ET. 1951

ENT				213.7	154.5	-59.2
FEI				213.1	154.1	-59.0
MAR	41.1	46.1	15.1.1	213.3	154.9	-58.4
APR	97.4	97.4	166.1.1	213.3	154.9	-58.4
MAY	11.1	11.1	4.1.1	213.3	154.9	-58.4
JUL	183.1	183.1	107.1.1	193.2	154.1	-39.1
AUG	4.1	4.1	1.1.1	132.4	53.1	-79.3
SEP	58.1	58.1	217.1.1	187.6	91.4	-96.2
OCT				177.1	154.1	-23.0
NOV	121.1	121.1	45.1.5	167.2	19.1	-148.1
DEC				16.1.1	123.3	107.2

1951 PROD. BASE P. PROD. BASE VOL. 1950 EVAP. EVAP. ET. 1951

ENT				213.7	154.5	-59.2
FEI				213.1	154.1	-59.0
MAR				213.3	154.9	-58.4
APR				232.6	170.1	-62.5
MAY				237.7	181.1	-56.6
JUL	16.7	23.7	40.5.2	197.8	44.1	-153.7
AUG	16.7	67.1	174.1	132.5	-13.2	-145.7
SEP	12.1	18.6	72.3.1	21.2	-5.7	-16.9
OCT	1.1	10.4	17.5.7	15.2	56.4	41.2
NOV	1.1	4.6	11.1	15.1	34.3	19.2

FLP			157.6	122.9	
FLP			177.4	131.4	
FLP			187.4	143.8	
FLP	26.2	26.2	197.3	146.1	
FLP	94.6	90.7	219.2	167.7	
FLP	133.4	133.5	242.7	189.3	
FLP	172.2	172.2	265.0	211.3	
FLP	211.0	211.0	287.3	232.2	
FLP	249.7	249.7	309.4	253.4	
FLP	288.5	288.5	331.5	274.5	
FLP	327.3	327.3	353.6	295.6	
FLP	366.1	366.1	375.7	316.7	
FLP	404.9	404.9	397.8	337.8	
FLP	443.7	443.7	419.9	358.9	
FLP	482.5	482.5	442.0	380.0	
FLP	521.3	521.3	464.1	401.1	
FLP	560.1	560.1	486.2	422.2	
FLP	598.9	598.9	508.3	443.3	
FLP	637.7	637.7	530.4	464.4	
FLP	676.5	676.5	552.5	485.5	
FLP	715.3	715.3	574.6	506.6	
FLP	754.1	754.1	596.7	527.7	
FLP	792.9	792.9	618.8	548.8	
FLP	831.7	831.7	640.9	569.9	
FLP	870.5	870.5	663.0	591.0	
FLP	909.3	909.3	685.1	612.1	
FLP	948.1	948.1	707.2	633.2	
FLP	986.9	986.9	729.3	654.3	
FLP	1025.7	1025.7	751.4	675.4	
FLP	1064.5	1064.5	773.5	696.5	
FLP	1103.3	1103.3	795.6	717.6	
FLP	1142.1	1142.1	817.7	738.7	
FLP	1180.9	1180.9	839.8	759.8	
FLP	1219.7	1219.7	861.9	780.9	
FLP	1258.5	1258.5	884.0	802.0	
FLP	1297.3	1297.3	906.1	823.1	
FLP	1336.1	1336.1	928.2	844.2	
FLP	1374.9	1374.9	950.3	865.3	
FLP	1413.7	1413.7	972.4	886.4	
FLP	1452.5	1452.5	994.5	907.5	
FLP	1491.3	1491.3	1016.6	928.6	
FLP	1530.1	1530.1	1038.7	949.7	
FLP	1568.9	1568.9	1060.8	970.8	
FLP	1607.7	1607.7	1082.9	991.9	
FLP	1646.5	1646.5	1105.0	1013.0	
FLP	1685.3	1685.3	1127.1	1034.1	
FLP	1724.1	1724.1	1149.2	1055.2	
FLP	1762.9	1762.9	1171.3	1076.3	
FLP	1801.7	1801.7	1193.4	1097.4	
FLP	1840.5	1840.5	1215.5	1118.5	
FLP	1879.3	1879.3	1237.6	1139.6	
FLP	1918.1	1918.1	1259.7	1160.7	
FLP	1956.9	1956.9	1281.8	1181.8	
FLP	1995.7	1995.7	1303.9	1202.9	
FLP	2034.5	2034.5	1326.0	1224.0	
FLP	2073.3	2073.3	1348.1	1245.1	
FLP	2112.1	2112.1	1370.2	1266.2	
FLP	2150.9	2150.9	1392.3	1287.3	
FLP	2189.7	2189.7	1414.4	1308.4	
FLP	2228.5	2228.5	1436.5	1329.5	
FLP	2267.3	2267.3	1458.6	1350.6	
FLP	2306.1	2306.1	1480.7	1371.7	
FLP	2344.9	2344.9	1502.8	1392.	

50.7				147.7	121.5
51.7				147.7	115.3
52.7				147.7	115.3
53.7				147.7	115.3
54.7	25.7	25.7	147.7	147.7	115.3
55.7	25.7	25.7	147.7	147.7	115.3
56.7				147.7	115.3
57.7				147.7	115.3
58.7				147.7	115.3
59.7				147.7	115.3
60.7				147.7	115.3
61.7				147.7	115.3
62.7				147.7	115.3
63.7				147.7	115.3
64.7				147.7	115.3
65.7				147.7	115.3
66.7				147.7	115.3
67.7				147.7	115.3
68.7				147.7	115.3
69.7				147.7	115.3
70.7				147.7	115.3
71.7				147.7	115.3
72.7				147.7	115.3
73.7				147.7	115.3
74.7				147.7	115.3
75.7				147.7	115.3
76.7				147.7	115.3
77.7				147.7	115.3
78.7				147.7	115.3
79.7				147.7	115.3
80.7				147.7	115.3
81.7				147.7	115.3
82.7				147.7	115.3
83.7				147.7	115.3
84.7				147.7	115.3
85.7				147.7	115.3
86.7				147.7	115.3
87.7				147.7	115.3
88.7				147.7	115.3
89.7				147.7	115.3
90.7				147.7	115.3
91.7				147.7	115.3
92.7				147.7	115.3
93.7				147.7	115.3
94.7				147.7	115.3
95.7				147.7	115.3
96.7				147.7	115.3
97.7				147.7	115.3
98.7				147.7	115.3
99.7				147.7	115.3
100.7				147.7	115.3
101.7				147.7	115.3
102.7				147.7	115.3
103.7				147.7	115.3
104.7				147.7	115.3
105.7				147.7	115.3
106.7				147.7	115.3
107.7				147.7	115.3
108.7				147.7	115.3
109.7				147.7	115.3
110.7				147.7	115.3
111.7				147.7	115.3
112.7				147.7	115.3
113.7				147.7	115.3
114.7				147.7	115.3
115.7				147.7	115.3
116.7				147.7	115.3
117.7				147.7	115.3
118.7				147.7	115.3
119.7				147.7	115.3
120.7				147.7	115.3
121.7				147.7	115.3
122.7				147.7	115.3
123.7				147.7	115.3
124.7				147.7	

FE			101.7	101.7	
147			107.1	107.1	
148			107.0	107.0	
149			107.0	107.0	
150	36.1	66.1	107.0	107.0	
151	173.5	178.5	107.1	107.1	
152			107.1	107.1	
153	124.1	124.1	107.1	107.1	
154	124.1	124.1	107.1	107.1	
155	124.1	124.1	107.1	107.1	
156	124.1	124.1	107.1	107.1	
157	124.1	124.1	107.1	107.1	
158	124.1	124.1	107.1	107.1	
159	124.1	124.1	107.1	107.1	
160	124.1	124.1	107.1	107.1	
161	124.1	124.1	107.1	107.1	
162	124.1	124.1	107.1	107.1	
163	124.1	124.1	107.1	107.1	
164	124.1	124.1	107.1	107.1	
165	124.1	124.1	107.1	107.1	
166	124.1	124.1	107.1	107.1	
167	124.1	124.1	107.1	107.1	
168	124.1	124.1	107.1	107.1	
169	124.1	124.1	107.1	107.1	
170	124.1	124.1	107.1	107.1	
171	124.1	124.1	107.1	107.1	
172	124.1	124.1	107.1	107.1	
173	124.1	124.1	107.1	107.1	
174	124.1	124.1	107.1	107.1	
175	124.1	124.1	107.1	107.1	
176	124.1	124.1	107.1	107.1	
177	124.1	124.1	107.1	107.1	
178	124.1	124.1	107.1	107.1	
179	124.1	124.1	107.1	107.1	
180	124.1	124.1	107.1	107.1	
181	124.1	124.1	107.1	107.1	
182	124.1	124.1	107.1	107.1	
183	124.1	124.1	107.1	107.1	
184	124.1	124.1	107.1	107.1	
185	124.1	124.1	107.1	107.1	
186	124.1	124.1	107.1	107.1	
187	124.1	124.1	107.1	107.1	
188	124.1	124.1	107.1	107.1	
189	124.1	124.1	107.1	107.1	
190	124.1	124.1	107.1	107.1	
191	124.1	124.1	107.1	107.1	
192	124.1	124.1	107.1	107.1	
193	124.1	124.1	107.1	107.1	
194	124.1	124.1	107.1	107.1	
195	124.1	124.1	107.1	107.1	
196	124.1	124.1	107.1	107.1	
197	124.1	124.1	107.1	107.1	
198	124.1	124.1	107.1	107.1	
199	124.1	124.1	107.1	107.1	
200	124.1	124.1	107.1	107.1	

1966 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1				132.7	145.3	-125.7
2				132.7	136.8	-137.2
3	17.	10.7	33.3	167.3	119.6	-718.7
4				177.4	135.6	-774.2
5				172.6	133.1	-777.7
6	17.	13.7	34.7	157.6	22.2	-777.7
7	21.	21.7	53.7	166.5	-112.3	-41.7
8	47.	38.7	28.4	18.9	113.4	-127.7
9		38.	108.7	183.0	11.0	-77.7
10		54.7	277.7	189.0	-3.5	-58.7
11				177.4	136.6	-57.7
12	54.7	61.4	154.7	193.4		

1966 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1				187.7	144.7	-577.7
2				167.7	131.7	-97.7
3	17.	13.7	627.7	157.9	134.7	-127.7
4	37.7	37.5	16.7	184.7	119.7	-177.7
5		57.7	757.3	2.7	117.7	-7.7
6	15.7	15.7	265.7	18.7	5.6	-7.7
7	141.7	141.7	482.7	18.7	17.9	-247.7
8	27.7	27.7	10.7	17.3	-9.6	-72.7
9	47.7	89.7	137.7	187.7	73.8	-77.7
10				167.6	131.6	1.6
11				177.4	136.6	1.6
12	322.7	322.6	370.7	941.7		

1967 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1				133.7	141.5	-7.7
2				167.3	125.7	-7.7
3	16.7	16.2	5.7	189.1	133.5	-117.7
4	34.7	34.7	25.5	187.7	113.1	-77.7
5	41.7	31.7	957.4	2.7	137.7	-947.7
6	177.7	182.7	7627.2	177.2	-32.6	-47.7
7				177.4	136.6	-4.7
8	173.7	173.7	7181.3	157.7	32.7	-4.7
9	46.7	66.7	237.2	157.6	47.2	-77.7
10	37.7	37.7	927.9	155.2	99.3	-47.7
11				147.6	136.3	-47.7
12				147.4	113.5	-4.7
13	322.7	322.6	322.7	1.7		

1967 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1967 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1967 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

1967 FEB PRODUCTION PRODUCTION VOL.ESU EVAP. EVAP. ETL DIF.

SFO

CAPACIDAD DE AZOLVES

Durante la vida útil de la presa, el río va erosionando el terreno circundante a su cauce y acarreado materiales de diversas índoles, como al entrar al vaso de almacenamiento el río pierde su velocidad, su capacidad de arrastre también disminuye y por lo tanto los materiales que lleva se depositan, quedando los más finos al pie de la cortina y los más grandes y pesados a la entrada del vaso. La capacidad útil del vaso, por lo tanto, se va reduciendo paulatinamente y es por esto que se hace necesario un cierto volumen disponible para este concepto. Los estudios de aforo de un río, también comprenden este aspecto, tomándose cada cierto tiempo lecturas de suspensión de materiales que lleva el río.

En este caso no se cuenta con estos estudios y se hace necesario utilizar un procedimiento que por experiencia sea adecuado, considerándose que para un río de características semejantes, los acarreos son del orden de - 0.001 del volumen anual escurrido y si la obra tendrá una vida útil de 50 años, al término de estos, los volúmenes de materiales en el vaso, serán:

(Acarreo de Materiales) (Vida Util) (Escurrimiento Medio Anual) = Capacidad de Azolves.

$$Ca = (0.001) (50) 25,125,000.0 = 3,000,000.0 \text{ m}^3$$

Se consideró para facilidad de cálculo - una capacidad muerta de $300,000 \text{ m}^3$ que es un poco menor que la calculada, pero no afecta mayormente, ya que el coeficiente de 0.001 no es del todo real.

Una vez determinada la capacidad de azolve se tiene la cota de la obra de toma, de tal manera que queda arriba de la C.M. (Capacidad Muerta), evitando así que durante la vida útil de la presa la obra de toma y los canales sufran desperfectos causados por los azolves.

Una vez determinados los escurrimientos medios anuales y la capacidad de azolves se llevan a cabo - varias alternativas para la capacidad total del vaso, calculándose los volúmenes derramados medios anuales durante el período de estudio. Es conveniente anotar los porcentajes - de los volúmenes derramados con respecto al escurrimiento medio anual.

Se programaron, por medio de una computadora electrónica 7 alternativas con diferentes capacidades totales de almacenamiento. Del análisis de estas alternativas, se encontró que la más conveniente era la tercera, o sea la de 12 millones de m³, por ser la que da un costo por hectárea menor. Ver Tabla III.

DEMANDAS DE RIEGO

Las extracciones que se le hacen a un aprovechamiento de riego dependen básicamente de la constitución y pendiente del terreno, así como la clase de cultivos, preparación del terreno cultivado, método y frecuencia de riego, características de las lluvias y del clima.

Es necesario conocer las demandas mensuales de acuerdo con la distribución y clase de cultivos para poder precisar el número de hectáreas factibles de regarse con la capacidad aprovechable determinada anteriormente.

TABLA III

Ante Proyecto "El Camarón"

Resumen de las capacidades estudiadas

Capaci dad tal llones m ³	Superfi cie bene ficiada	% Aprove chamien to	Perdi das por evapora ción %	% Derra mes	Costo total de la obra	Costo por Ha. benefi ciada	Costo por Ha. neta a- dicional benefi ciada
6.0	428.0	10.805	3.674	85.52	6,624,530	15,478	
9.0	873.0	22.054	4.02	73.92	10,516,366	12,046	8,746
12.0	1102.0	27.466	4.45	68.08	12,851,074	11,661	10,195
15.0	1198.0	30.257	4.83	64.90	14,740,000	12,304	19,676
18.0	1294.0	32.702	5.18	62.11	16,794,000	10,486	21,400
21.0	1366.0	34.511	5.50	59.98	18,655,700	13,657	25,852
24.0	1411.0	35.661	5.79	58.54	20,533,194	14,552	41,722

Del estudio agrológico que la Secretaría de Recursos Hidráulicos efectuó en la región en estudio se determinaron los datos tabulados en la Tabla IV, de la que se obtuvo la demanda anual para regar una hectárea, obteniéndose 7,794 m³ dato con el que se calculó el número de hectáreas que se pueden regar de acuerdo con el volumen a provechable ya determinado.

ESTUDIO ANALITICO DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

Este es el análisis numérico del funcionamiento del vaso, en el cual se proporcionan las variaciones que sufre éste en su capacidad debido a las aportaciones, extracciones y evaporaciones; además indica los derrames que escurren por la obra de excedencias, así también las deficiencias en las demandas de riego cuando el vaso no puede satisfacerlas.

TABLA IV

Demandas de riego para una superficie de 100 Has. Volumen en miles de m³

CULTIVOS	%	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Volumen m ³ /100 Has
Maíz	30	30.	30.	30.	30.									120.
Alfalfa	10	16.	16.	16.	16.							16.	16.	112.
Trigo	30	36.	36.									36.	36.	144.
Higuerilla	3	3.6	3.6		3.6								3.6	14.4
Frijol	5			5.0	5.0	5.0								15.0
Garbanzo	5				7.5	5.0								12.5
Linaza	3	3.0										3.0	3.0	9.0
Comino	2			2.0	2.0	2.0								6.0
Haba	2	2.4		2.4								2.4	2.4	9.6
Hort de Inv.	2	3.2							3.2			3.2	3.2	12.8
Hort de Ver	3		4.8	4.8	4.8	4.8								19.2
Frutales	5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5			7.5			7.5	7.5	60.0
TOTAL	100%	101.7	97.9	67.7	76.4	40.3	0.0	0.0	0.0	10.7	0.0	68.1	71.7	534.5

En la Tabla V se presente este estudio y la forma de calcularlo es la siguiente:

Primera columna - Años del ciclo por estudiar

Segunda columna - Almacenamiento inicial al comenzar el año.
Para iniciar este estudio se escoge el año de mayor escurrimiento (1968) y se supone que en el siguiente año en el mes de octubre la presa estará llena.

Tercera columna - El primer valor es el de la demanda que necesitan las 1350 Ha. netas antes calculadas, durante los meses de noviembre y diciembre.

De acuerdo a la Tabla V:

$$(68.1 + 71.7) \times 1358 = 1899.3 \times 10^3 \text{ m}^3$$

Los valores de los años siguientes son -
las demandas anuales ya fijadas que son de:

$$7263.18 \times 10^3 \text{ m}^3 = \text{Volumen Util}$$

Cuarta columna - Salidas o extracciones

Quinta columna - Evaporación calculada con el área media.

Sexta columna - Volumen útil almacenado

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

CAPACIDAD TOTAL 12000.0

CAPACIDAD MUERTA 3000.00

ANO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAPOR AREA MED.	VOLUMEN UTIL ALMAC.	PERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1958	2163.2	1899.3	899.3	222.4	1897.2	1144.3	0	0
1959	27042.3	7263.2	7263.2	1146.8	9798.4	19731.1	0	0
1960	33409.0	7263.2	7263.2	916.7	9823.7	25283.9	0	0
1961	24005.7	7263.2	7263.2	1182.4	1887.2	14466.5	0	0
1962	18673.2	7263.2	7263.2	1063.8	1131.3	11120.0	0	0
1963	22869.5	7263.2	7263.2	968.0	9676.7	15092.9	0	0
1964	24816.6	7263.2	7263.2	827.9	11165.7	16296.6	0	0
1965	18540.8	7263.2	7263.2	1949.3	9798.6	10535.4	0	0
1966	39897.2	7263.2	7263.2	939.7	9812.5	31590.5	0	0
1967	16226.8	7263.2	7263.2	1190.0	9856.2	7820.0	0	0
1968	5168.2	7263.2	7263.2	1499.6	6261.6	0	0	0
1969	8765.1	7263.2	4931.8	1327.0	8767.9	0	2331.4	32.1
1970	3416.8	7263.2	7263.2	1377.0	3544.6	0	0	0
1971	17447.7	7263.2	2492.7	1073.9	9656.8	7768.9	4770.5	65.7
1972	7666.5	7263.2	7263.2	1483.3	8576.8	0	0	0
1973	6562.6	7263.2	7263.2	1454.8	6421.4	0	0	0
1974	6681.0	7263.2	56.9.3	1271.5	6211.7	0	1643.9	22.6
1975	12610.9	7263.2	6487.4	1332.4	1059.1	943.7	775.8	10.7
1976	6950.4	7263.2	7263.2	1498.0	7348.3	0	0	0
1977	23215.6	7263.2	7043.5	1076.9	9814.4	12669.0	259.7	3.6
1978	4947.6	7263.2	7263.2	102.3	1139.1	32357.5	0	0
1979	56049.6	7263.2	7263.2	868.2	9831.6	48225.8	0	0
1980	31100.9	7263.2	7263.2	1139.9	9914.8	22614.5	0	0
1981	6773.4	7263.2	7263.2	837.5	9840.4	52747.1	0	0
1982	51187.2	7263.2	7263.2	640.4	1768.1	42355.9	0	0
1983	28579.2	7263.2	7263.2	1081.8	1381.7	22620.6	0	0
1984	27298.2	7263.2	7263.2	1182.2	9646.8	19587.7	0	0
1985	57219.1	5363.9	5363.9	620.9	12000.0	48881.1	0	0

CAPACIDAD TOTAL 12000.000 CAPACIDAD MUERTA 3000.000 CAPACIDAD INICIAL 12000.000

VOLUMEN UTIL 7263.18
 PORCENTAJE APROVECHAMIENTO 7.466
 PORCENTAJE EVAPORACION 4.45
 PORCENTAJE PERRAMEO 18.84
 PORCENTAJE DEFICIT 4.283

- Séptima columna - Derrames, en esta columna se anotan los valores de los derrames que se presentan cuando estando la presa llena, sigue habiendo entradas al vaso.
- Octava columna - Deficiencias, éstas se presentan cuando el almacenamiento no puede satisfacer las necesidades todo el año.
- Novena columna - Por ciento, éste es el porcentaje de las deficiencias con respecto al volumen aprovechable (7,263,200 m³).

El ciclo del estudio del estudio del funcionamiento del vaso, se cierra al tener de nuevo la presa llena, obteniéndose los siguientes porcentajes:

Porcentaje de Aprovechamiento	27,466
Porcentaje de Evaporación	4,450
Porcentaje de Derrames	68,084
Porcentaje de Deficiencias	4,988

Se considera que estos porcentajes son con respecto al volumen teórico total de demandas de riego. La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha convenido en aceptar un 5% como máximo para poder asegurar que el proyecto resulte económico.

AVENIDA MAXIMA

Siempre existen cambios en los escurrimientos de las corrientes, debido a las diferencias de preci-

pitación durante el año y a otros factores. A veces la corriente tiene un aumento considerable que puede ser peligroso, tanto para la estructura de la presa como para las poblaciones y terrenos de cultivo, por lo cual será necesario hacer el cálculo de una avenida máxima probable para la cuenca, asegurándonos de que no existirán peligrosos almacenamientos o derrames en exceso en la presa.

Se cuenta con varios métodos para calcular la avenida máxima, entre los cuales están:

- a) Método de gráficas de envolventes
- b) Método del hidrograma unitario
- c) Método estadístico
- d) Por medio de fórmulas empíricas

Nosotros utilizaremos el método de las gráficas envolventes que se atribuye a William P. Creager y - Robert C. Lowry, y consiste en concentrar los datos de los gastos máximos observados en las cuencas vecinas con sus correspondientes áreas hasta el sitio de concentración.

Con los datos obtenidos pasamos a las gráficas de gastos unitarios contra áreas, obteniéndose de esta manera las envolventes para el punto mas lejano del origen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$q = 0.53 \text{ a } (0.386) \left(\frac{0.894}{0.386 \text{ A } 0.048} \right) - 1$$

$$q = \frac{C}{(A + 259) 0.8}$$

q = Gasto unitario en $m^3 / seg / Km^2$

A = Area de la cuenca en Km^2

C = Coeficiente de la avenida

La Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos ya tiene agrupados estos datos por regiones Hidrológicas en que se ha dividido el País y aparecen en la publicación "Gastos Máximos en las Corrientes de la República Mexicana".

Con lo anterior y entrando con la envolvente de Creager, correspondiente a la región hidrológica - No. 8 (Zona Pacífico Sur) se tiene $440 Km^2$ de cuenca:

$$q = 6.8 m^3 / seg / Km^2$$

$$Q = 6.8 \times 440 = 2992 m^3 / seg$$

DURACION DE LA AVENIDA

La obtenemos a partir de la fórmula de Levediev:

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

L = Longitud Máxima del cauce del Río en su paso por la cuenca.

V = Velocidad media del agua medida en la sección de la boquilla.

Se tiene:

$$t_c = \frac{40}{3.6 \times 3} = 4$$

El tiempo de receso (t_r) se supone:

$$t_r = 2t_c = 4 \text{ hrs.}$$

$$\text{tiempo total} = t_c + t_r = 8 \text{ hrs.}$$

Volumen aportado:

$$V = 0.4 (3000) (8 \times 3600)$$

$$V = 34\,560\,000 \text{ m}^3$$

El volumen que cubica la avenida suponiendo que las ramas del Hidrograma siguen una ley de variación parabólica en el gasto:

$Q_b = 10\% Q \text{ max.}$ que se supone gasto permanente.

Así:

$$V = 3.456 \times 10^6 \text{ m}^3$$

REGULARIZACION DE LA AVENIDA

Al presentarse la avenida máxima probable dependiendo de la cantidad de agua almacenada, el vertedor de demandas de la presa puede funcionar de varias maneras. Una de ellas sería si la presa no está llena, podrá retener total o parcialmente el volumen de la avenida. Otra manera es si la presa está llena y a punto de derramar, el vertedor tendrá que dejar pasar el exceso de agua y si no es suficiente el gasto que proporciona el vertedor, habrá una sobre elevación en el embalse que guardará el exceso para dejarlo salir conforme a la carga sobre el vertedor y la capacidad de éste.

El procedimiento antes descrito se llama "Regularización de la Avenida" y nos proporciona los siguientes resultados:

- a) Entradas al vaso en m^3
- b) Salidas por el vertedor en m^3 /seg.
- c) Volumen retenido en el vaso en m^3
- d) Nivel Máximo del embalse (NAME) en m.

Será necesario contar con los siguientes datos para efectuar el estudio de la Regularización de la Avenida:

- a) Gráfica de entradas al vaso
- b) Gráfica de gastos del vertedor contracarga en el mismo.
- c) Gráfica de capacidad contra alturas de agua en el vaso.

APLICACION DEL METODO GRAFICO

Se dibujan las gráficas en el orden y como se muestran en la figura 3. Estas gráficas son: El Hidrograma de entradas contra tiempos (1), Capacidades de Almacenamiento contra elevaciones (3) y Gastos del Vertedor contra cargas del mismo (4) teniendo cuidado de hacer coincidir las escalas.

Obtendremos el Hidrograma de salidas en el mismo sistema de ejes que el de entradas (1) y donde corte ambas curvas se tendrá el gasto máximo de salida, la carga máxima sobre el vertedor y el volumen retenido también máximo que se irá graficando en el sistema de ejes (2).

PROCEDIMIENTO

1.- Tomamos un pequeño intervalo de tiempo T , para el cual localizamos en el Hidrograma de entradas (1), el punto medio B.

2.- Por este punto B, trazamos un segmento horizontal de tamaño igual a la constante de tiempo (k) obteniendo así la recta B C.

3.- Suponemos un gasto medio de salidas-
en el sistema (1) Marcado con la letra D y se traza $\overline{DC}$

4.- Marcamos un punto en el sistema (2)-
que representa un volumen igual al de A al principio de la-
avenida y lo llamamos E.

5.- Trazamos por E una paralela al seg -
mento $\overline{DC}$, que se llamará $\overline{EG}$, y suponiendo que el gasto de
salida que se inventó es correcto, esta línea será parte de
la curva de volúmenes almacenados en el vaso, o sea que si-
el intervalo de tiempo se eligió lo suficientemente pequeño,
se puede suponer que el gasto medio de salida, es igual al-
gasto de salida correspondiente al almacenamiento medio. Lo
comprobaremos siguiendo la siguiente secuela:

6.- Tomamos en la línea $\overline{EG}$ el punto me-
dio en el intervalo que se representa por H.

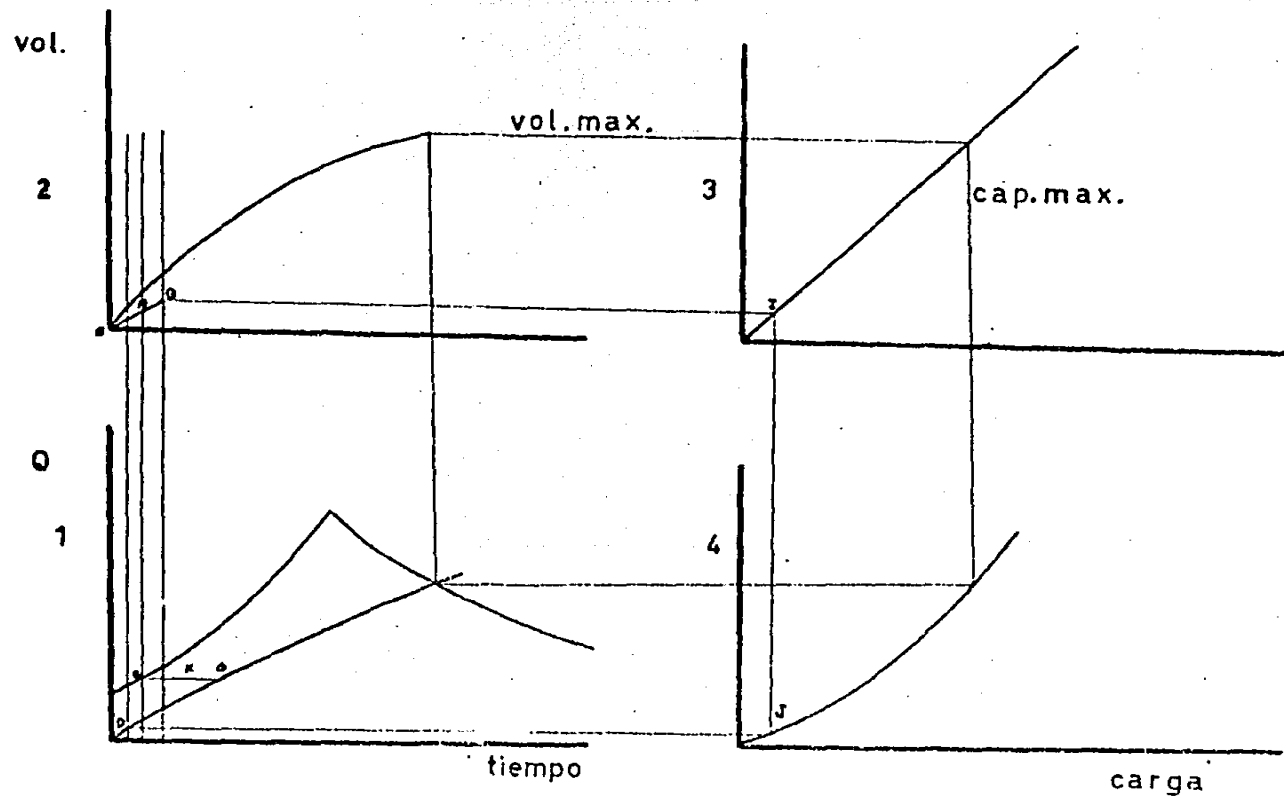
7.- Por H trazamos una referencia horizon-
tal que corte la curva de capacidades del vaso (Gráfica 3)-
obteniéndose el punto I que será la elevación correspondien-
te al almacenamiento medio en el intervalo.

8.- Por I se traza una referencia verti-
cal hasta (4), cortando a la curva de gastos de salida en -
el vertedor para cierta carga, obtenemos el punto J.

9.- Este gasto J deberá ser igual al su-
puesto en (1), D, o sea que debe estar sobre la misma hori-
zontal. Para comprobarlo por J se traza la referencia hori-
zontal hasta la Gráfica (1) debiendo esta D sobre dicha rec-
ta. En caso de que esto no sucediera, pondremos otro gasto

de salida hasta comprobar, teniéndose como regla práctica, -
dejar el punto en que éste hidrograma se cruza con el de en-
tradas, que será el gasto máximo de salidas.

En el siguiente plano se pueden observar
las gráficas definitivas.



CAPITULO III

SELECCION DEL TIPO DE CORTINA

INTRODUCCION

La estructura mas importante en la construcción de una presa, es la cortina.

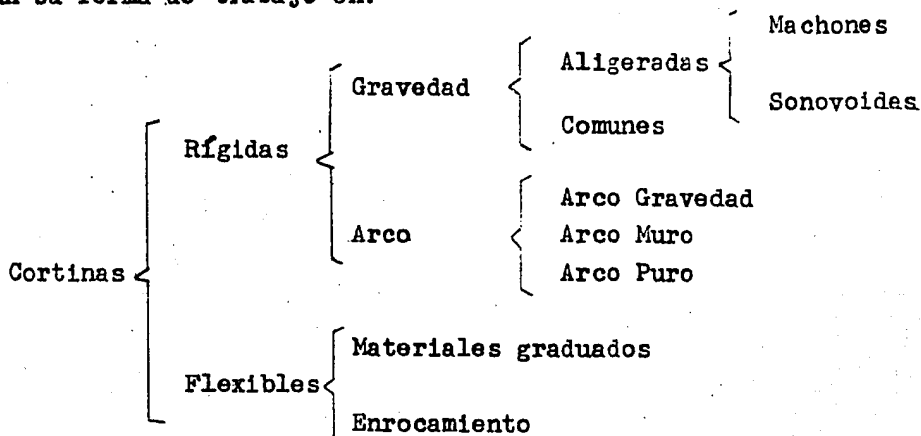
La cortina se construye en la boquilla - del vaso, teniendo como finalidad interrumpir la corriente - y al mismo tiempo elevar el tirante del agua obteniéndose - de esta manera el almacenamiento hidráulico buscado.

La cortina, como parte constitutiva de una presa, debe ser un obstáculo al paso del agua que reúna - las condiciones de impermeabilidad y estabilidad requeridas, construyéndose de ser posible como si formara parte de la - roca firme del terreno.

Los factores que intervienen en la elección del tipo de cortina, fundamentalmente son:

- a) Forma de la boquilla
- b) Geología de la boquilla
- c) Disponibilidad de materiales de construcción en la zona.

Ahora bien, las cortinas se clasifican según su forma de trabajo en:



Las estructuras tipo rígido se construyen generalmente de concreto o de mampostería. Sus partículas deben estar firmemente ligadas entre sí, sin permitir así grandes desplazamientos entre ellas, ya que si dichos desplazamientos existieran, ocasionarían sin duda, fallas en la estructura. Si aceptan pequeñas deformaciones de tipo elástico, sin que lleguen a perjudicar a la estructura.

En cambio, las estructuras tipo flexible permiten movimientos considerables entre sus partículas, provocando así que la cortina tenga deformaciones de tipo plástico sin que llegue a peligrar la estabilidad de la cortina. Este tipo de cortina está constituido por materiales sin cimentación.

FACTORES FISICOS QUE GOBIERNAN LA SELECCION DEL TIPO

GENERALIDADES

Solamente en circunstancias excepcionales los ingenieros especializados pueden afirmar que solo un tipo de presa es el conveniente o el mas económico para un lugar determinado. Excepto en los casos en los que la selección del tipo es evidente, se encontrarán necesarios proyectos preliminares y presupuestos para varios tipos de presas antes de poder demostrar cuál es el mas económico. Por lo tanto, es importante insistir en que el proyecto puede resultar indebidamente caro, a menos de que las decisiones con respecto a la selección del tipo se basen en el estudio adecuado y después de consultar ingenieros competentes.

En la selección del tipo para estructuras importantes, es también aconsejable obtener la asesoría de un ingeniero geólogo experimentado, en conexión con la relativa aplicabilidad de posibles tipos a la cimentación que existe en el lugar.

En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías, las limitaciones en las obras de toma, y el problema de desviar la corriente durante la construcción tiene una importante influencia en la selección del tipo. En algunos casos, la selección del tipo, puede también depender de la mano de obra y del equipo de que se pueda disponer. Lo que puede ser un elemento muy importante cuando entra el factor tiempo. Lo inaccesible del lugar puede tener una influencia importante en la selección.

La selección del mejor tipo de cortina para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se supone que va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad, y otras limitaciones que pudieran existir. La elección final del tipo de cortina se hará generalmente después de considerar estos factores. Usualmente, el factor mas importante para determinar la elección final del tipo de cortina será el costo de construcción. En los párrafos siguientes se discuten importantes factores físicos para la selección del tipo de cortina. La topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de cortina

LAS CONDICIONES GEOLOGICAS Y LA CIMENTACION

Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la cortina; de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras. La cimentación limitará la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la cortina propuesta.

Cimentaciones de roca sólida, debido a su relativamente alta resistencia a las cargas, y su resistencia a la erosión y filtración, presentan pocas restricciones por lo que toca al tipo de presa que puede construirse encima de ellas. El factor decisivo será la economía que se pueda obtener en los materiales o en el costo total. Con frecuencia será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.

MATERIALES DISPONIBLES

Los materiales para las presas de varios tipos, que pueden encontrarse algunas veces cerca o en el lugar, son:

- 1) Suelos para los terraplenes
- 2) Rocas para terraplenes y para enrocamiento.
- 3) Agregados para concreto (arena, grava, piedra triturada). Agregado grueso - (Bentonita) para preparar el concreto ciclope.

La eliminación o reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente de los que se utilizan en grandes cantidades, reducirán considerablemente el costo total de la obra. El tipo más económico de presa será con frecuencia aquél para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.

El poder disponer de arena buena y de grava para el concreto localmente, a un costo razonable y, además, dentro de la propiedad que se adquiere para el proyecto, es un factor favorable para emplear una estructura de concreto. Por otra parte, si se pueden encontrar suelos buenos para una presa de tierra en bancos de préstamo cercanos, la presa de tierra puede resultar la mas económica. Deberán aprovecharse todos los recursos locales para reducir el costo de la obra sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO PARA OBRAS PEQUEÑAS

CEMENTO

El cemento deberá ser del tipo de poco - álcali.

El cemento no deberá contener terrones - ni estar echado a perder cuando se use para concreto.

AGUA

El agua no debe contener cantidades perjudicales de limo, materia orgánica, álcalis, sales u otras impurezas.

ARENA Y AGREGADO GRUESO

La arena y el agregado grueso debe suministrarlos el contratista de un banco aprobado. Las partículas de arena deberán ser fragmentos de roca duros, densos, - durables, que no estén cubiertos de polvo, que pasen por - una criba de 3/16 ó 1/4 plg, con aberturas cuadradas. La arena deberá estar bien graduada de fina a gruesa y no deberá contener cantidades perjudicales de suciedad, materia orgánica, ni otras sustancias perjudicales.

El agregado grueso deberá consistir en grava natural o piedra triturada, o en una mezcla de grava natural y piedra triturada, y deberá ser dura, densa, durable, sus fragmentos no deberán estar cubiertos, y no contener cantidades perjudiciales de fragmentos en forma de lajas materia orgánica, ni otras sustancias perjudiciales. El agregado grueso debe estar razonablemente bien graduado de $3/16$ plg a $1\frac{1}{2}$ plg, y deberá estar separado en dos tamaños por una criba intermedia con aberturas cuadradas de $3/4$ plg. Pueden usarse cribas con otros tamaños y formas, si los resultados que se obtienen son equivalentes.

DOSIFICACION

La arena y el agregado grueso se mezclarán en las proporciones que ordene la autoridad contratante. El concreto deberá contener no menos de 6 sacos de cemento por yarda cúbica, cuando el agregado grueso tenga un tamaño $1\frac{1}{2}$ plg, y 7 sacos por yarda cúbica en el concreto que tenga un agregado de tamaño máximo de $3/4$ plg. El contratista deberá usar 1% del cloruro de calcio del peso del cemento, en todo el concreto colado cuando el tiempo es tan frío que requiera protección contra la congelación. El revenimiento del concreto no debe exceder de 2 plg para losas, ni de 3 plg para el resto del concreto. El inclusor de aire se usará en las cantidades con que se incluya del 4 al 6%, en volumen, del concreto al descargarse de la mezcladora. Cuando se use el cloruro de calcio, la porción del agua de mezcla que contenga el inclusor de aire deberá introducirse por separado en la mezcladora.

DOSIFICACION Y MEZCLA

La arena y el agregado grueso deberá pesarse y dosificarse tomando como base sacos enteros de cemento, a menos de que el cemento se pese. Se puede usar un equipo pesador del tipo de romana. El tiempo de mezcla será cuando menos de $1\frac{1}{2}$ min. Se permitirán las mezcladoras montadas en camiones solamente, cuando las mezcladoras y su operación aseguren que la revoltura mezclada y de revoltura a revoltura la consistencia y la granulometría sean uniformes. Cualquier concreto que permanezca mucho tiempo en las mezcladoras de los camiones y que requiera la adición de agua para poderse colar bien, debe desecharse.

MOLDES, PREPARACIONES PARA EL COLADO (&)

Los moldes se usarán para darle al concreto la forma necesaria. Las superficies de las juntas de construcción estarán limpias y mojadas cuando se cubran con mortero o concreto fresco. La limpieza consistirá en la remoción de la exudación gelatinosa, de concreto defectuoso, revestimientos, arena, revestimientos impermeables para curado, y otras materias extrañas.

(&) Serían convenientes requisitos adicionales para los moldes, preparación para el colado en obras pequeñas, que dependerían del tipo de estructura de que se trate.

Los métodos y el equipo usado para el transporte del concreto, y el tiempo que transcurre durante el transporte, deberá ser el que no produzca ninguna segregación apreciable del agregado grueso, o una reducción del revenimiento superior a una pulgada en el concreto al entregarse en la obra. No se permite el reemplado del concreto. El concreto se vibrará hasta que se haya consolidado a la mayor densidad que sea posible, que no tenga bolsas de agregado grueso suelto, y que se ajuste completamente contra todas las superficies de los moldes y materiales ahogados en él. Las superficies expuestas del concreto se conformarán en superficies uniformes y se trabajarán con las herramientas apropiadas para obtener el acabado parejo de una llana de madera o el acabado con llana de acero, como se ordene.

CURADO DEL CONCRETO

El concreto se curará con agua o por medio de una membrana impermeable. Si el concreto se cura con agua, deberá mantenerse continuamente húmedo durante cuando menos 14 días después de colado, mediante riesgos, rociadores u otros métodos aprobados por la autoridad contratante. El curado con membranas se obtendrá por la aplicación de un compuesto impermeable.

REFUERZO

Las varillas del acero de refuerzos (y - las telas metálicas) se colocarán en el concreto conforme - aparecen en los dibujos. Antes de colocar el refuerzo, las - superficies deberán limpiarse del óxido grueso escamoso, de las escamas de laminado, de la suciedad, grasa, u otras - sustancias extrañas. El refuerzo se colocará con precisión y se mantendrá en su lugar firmemente, de manera que no se - mueva durante el colado del concreto. Se revisará si el re - fuerzo esta de acuerdo con los requisitos del diámetro, for - ma, longitud, posición de los empalmes, etc.

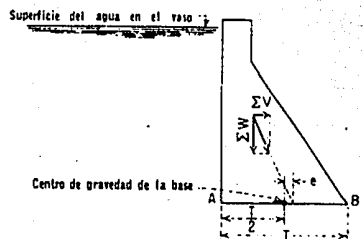
REQUISITOS DE ESTABILIDAD

GENERALIDADES

Las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de segu - ridad, estas tres causas de destrucción: (1) el vuelco, (2) el deslizamiento, y (3) esfuerzos excesivos.

EL VUELCO

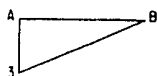
Existe una tendencia en las presas de - gravedad a volcarse girando alrededor del talón de aguas a - bajo en la cimentación, o alrededor de la arista de aguas - abajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical - en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier -



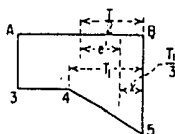
(A) SECCION TRANSVERSAL VERTICAL



(B) DIAGRAMA DE PRESIONES EN LA BASE SIN SUBPRESION



(C) DIAGRAMA DE SUBPRESIONES



(D) DIAGRAMA COMBINADO DE PRESIONES Y SUBPRESIONES EN LA BASE

Presiones en la base de la cimentación en una presa de concreto del tipo de gravedad

sección horizontal, si la subpresión, excede a la subpresión en ese punto, se considera que la presa es segura contra el vuelco con un amplio factor de seguridad. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculado sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta horizontal supuesta aumenta mucho la tendencia en la presa a volcarse con relación al paramento de aguas abajo. En estas condiciones, sin embargo, si B_5 en la Fig D, es menor que el esfuerzo tolerado en la cimentación, se considera la presa segura contra el vuelco.

DESLIZAMIENTO

La fuerza horizontal ΣV , tiende a desalojar la presa en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan las resistencias producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o de la cimentación.

El factor de fricción de corte (4), un sistema que normalmente se emplea en las presas altas, no se recomienda usarse en el proyecto de las presas pequeñas, aunque se reconoce que el proyecto económico de las presas de concreto sobre una buena roca sufriría con esto. Las características cohesivas del concreto o de la roca, que afectan mucho al factor de fricción de corte, deben determinarse por medio de pruebas especiales de laboratorio o estimar

se por algún ingeniero que haya tenido mucha experiencia en este campo específico. Para estructuras pequeñas, en las - que no resulta económico ejecutar estas pruebas u obtener - los servicios de un experto, el método usual de comprobar - la estructura contra el desalojamiento horizontal es por la determinación de un factor de deslizamiento.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies - de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conve - niente. Si F representa el factor de deslizamiento permiti - do, una presa se considera segura contra el deslizamiento - cuando $\frac{F V}{\sum W - U}$ es igual a o menor que F . Los valores - exactos del coeficiente de fricción estática no se pueden - determinar sin el auxilio de las pruebas de laboratorio, pe - ro los valores de los factores de deslizamiento que se dan - enseguida, que tienen amplios factores de seguridad para el concreto contra el deslizamiento sobre varios materiales de cimentación, pueden usarse con guía general:

MATERIAL:

	F
Roca sana, con superficie limpia e irregu - lar.	0.8
Roca, con algunas fisuras y laminaciones	.7
Grava y arena gruesa	.4
Arena	.3
Choy (arcilla laminar)	.3
Limo y arcilla	(1)

(1) Es necesario hacer pruebas.

ESFUERZOS EXCESIVOS

El esfuerzo unitario en el concreto y la cimentación debe mantenerse dentro de valores máximos prescritos. Normalmente, el esfuerzo en el concreto de las presas de gravedad, será tan pequeño, que una mezcla de concreto proyectada, para satisfacer otros requisitos como la durabilidad y la manejabilidad, alcanzará suficiente resistencia para asegurar un factor de seguridad de cuando menos 4- contra el exceso de trabajo de los materiales.

Se debe estudiar la cimentación y establecerse el esfuerzo máximo permisible.

A SECCION RECTANGULAR Combinación "B" $H_2^2 (3\alpha T_1 L_2 + 1.794 R) H_2^2 + T_1 L_2^2 + 15(\alpha L_2 - T_1 H_2) + T_1 R L_2 (3\alpha L_2 - T_1) = 0$ h = Combinación "C" $150 H_2^2 - \alpha L_2 T_1 H_2 + L_2^2 = 0$ $H = L + h$ Típicamente h mayor que H	p = Presión horizontal en el eje de la columna, como líquida Si no hay datos, tomarse $p = 1.36 \frac{W}{A}$	ρ_1 = peso volum. en Ton./m³, del concreto ρ_2 = peso volum. del agua en Ton./m³ ρ_3 = peso volum. equivalente, en Ton./m³, del conc. ag. ab. de eje ρ_4 = peso volum. del agua = 1.0 Ton./m³ No se considera peso del ag. en tal maj.	SUBPRESION En el cuerpo de la cortina = 0 En desplante y parte sumergida en agua de pie = $K = H_2 \omega$	Los momentos se toman con relación al eje de la cortina * Atención en el primer cálculo * $M_{\text{aproy hor. tal. seco}}$ en ΔH (Tonfies) * Según la com. "B" o "C" que corresponda * Solamente para la comb. "B"	DATOS GENERALES Proy: EL Comaron, Neapa, Q. G. R. Elev Corrión: 804.30 N. A. M. E.: 803.33 Elev embalse: 798.00 Proyecto: Revisó: Fecha:
--	---	---	--	--	---

TINA	DEL EJE	SUPRESION	PRESION	F U E R Z A S H O R I Z O N T A L E S	TEMBLOR EN EL CUERPO DE LA CORTINA	RESULTADOS
DEL EJE	DEL EJE	DEL EJE	DEL EJE	DEL EJE	DEL EJE	DEL EJE
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)
MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)	MOMENTOS (-)	MOMENTOS (+)

CAPITULO IV

VERTEDOR DE DEMASIAS

FUNCION.

La función de los vertedores de demasías en las presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, y en las presas derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o a algún canal de drenaje natural.

La importancia que tiene un vertedor seguro no se puede exagerar; muchas de las fallas de las presas se han debido a vertedores mal proyectados o de capacidad insuficiente. La amplitud de la capacidad es de extraordinaria importancia en las presas de tierra y en las de enrocamiento, que tienen el riesgo de ser destruídas si son rebasadas; mientras que, las presas de concreto pueden soportar un rebasamiento moderado. Generalmente, el aumento en costo no es directamente proporcional al aumento de capacidad. Con frecuencia el costo de un vertedor de amplia capacidad es sólo un poco mayor que el de uno que evidentemente es muy pequeño.

Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y debe estar localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la presa. Las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la del agua de descarga y, generalmente, es necesario algún medio para la disipación de la energía al pie de la caída.

La frecuencia del uso del vertedor la determinan las características de escurrimiento de la cuenca y la naturaleza del aprovechamiento. Ordinariamente, las avenidas se almacenan en el vaso, se derivan por las tomas o se descargan y no es necesario que funcione el vertedor. Las descargas por el vertedor se pueden producir durante las avenidas o periodos de escurrimiento elevado sostenido, cuando las capacidades de las demás salidas se exceden. Cuando la capacidad del vaso es grande o cuando las otras de descarga o de derivación son grandes, el vertedor se utilizará rara vez. En las presas derivadoras en las que el almacenamiento es limitado y los volúmenes derivados son relativamente pequeños, comparados con el gasto normal del río, el vertedor se usará casi constantemente.

Existen varios tipos de estructuras vertedoras adaptándose estas a diferentes tipos de cortinas, entre los cuales se encuentran:

- a) Vertedor de cresta libre o de descarga directa.
- b) Vertedor de canal lateral.
- c) Vertedor de trompeta.
- d) Vertedor de sifón.
- e) Vertedor de cresta en abanico.

En nuestro caso se decidió calcular un vertedor de descarga directa, por ser el mas adecuado para nuestro tipo de cortina. El vertedor es un cimacio de perfil Creager, limitado a sus lados por dos muros guías de concreto reforzado de 50 cms. de espesor.

Según los estudios hechos por Bazín, se determinó la forma de las venas líquidas que derraman sobre el vertedor de cresta afilada sin construcciones laterales y descubrió que los perfiles superior e inferior de la lámina de agua varían con la carga h_o sobre la cresta y además son semejantes entre sí.

La siguiente fórmula la dedujo Scimemi para el perfil inferior:

$$\frac{y}{h_o} = 0.5 \frac{x}{h_o}^{1.85}$$

Con lo que se logra darle al paramento aguas abajo el perfil inferior de la lámina, para lograr así el escurrimiento correspondiente a la caída libre y rellenar de mampostería o concreto, todo el espacio que queda abajo, evitando con esto que la vena se separe del paramento, causando vibraciones que puedan dañar la estructura.

En estas condiciones, el cimacio tendrá en el segundo cuadrante una forma recta con una pendiente de 1:1 hasta llegar a la cresta donde pasa al primer cuadrante, tomando la forma dada por la ecuación anterior, hasta que la curva es tangente al talud de la cortina.

A continuación se muestran las figuras y los cálculos.

CALCULO DEL VERTEDOR

Se tendrá una cresta vertedora de 80 mts de longitud con una carga de 5.87 mts.

Pero como es perfil deprimido:

$$\frac{H_e}{H_o} = 1.33$$

$$H_o = \frac{H_e}{1.33} = \frac{5.87}{1.33} = 4.40 \text{ mts}$$

$$H = 4.40 \text{ mts}$$

$$R = 0.4 H = 1.76$$

$$x^2 = R^2 - (R - 0.12 H)^2$$

$$x^2 = 3.09 - (1.76 - 0.52)^2$$

$$x^2 = 3.09 - 1.24 = 1.85$$

$$x = \sqrt{1.85} = 1.36$$

Punto de tangencia con el talud 0.65:1

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x \cdot 0.85}{H \cdot 0.85} \times 0.925 ;$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{0.69} = 1.450$$

$$\frac{1.450}{0.925} = \frac{x \cdot 0.85}{4.40 \cdot 0.85}$$

$$H^{0.85} = 4.4^{0.85} = 0.85 (\log 4.4) = 0.85(0.644)$$

$$= \text{antilog } 0.547 = 3.52$$

$$\frac{1.450}{0.925} = \frac{x^{0.85}}{3.52} ; \quad \frac{3.52 (1.450)}{0.925} = x^{0.85}$$

$$5.52 = x^{\frac{1}{1.175}}$$

$$5.52^{1.175} = x = 1.175 \log 5.52 = 1.175 (0.742)$$

$$= \text{antilog } 0.872 = 7.45$$

$$X = 7.45$$

$$y = \frac{7.45^{1.85}}{2(3.52)} = \frac{7.45^{1.85}}{7.04}$$

$$7.45^{1.85} = 1.85 \log 7.45 = 1.85 (0.872) =$$

$$= \text{antilog } 1.61 = 40.7$$

$$y = \frac{40.7}{7.04} = 5.78$$

Punto de tangencia

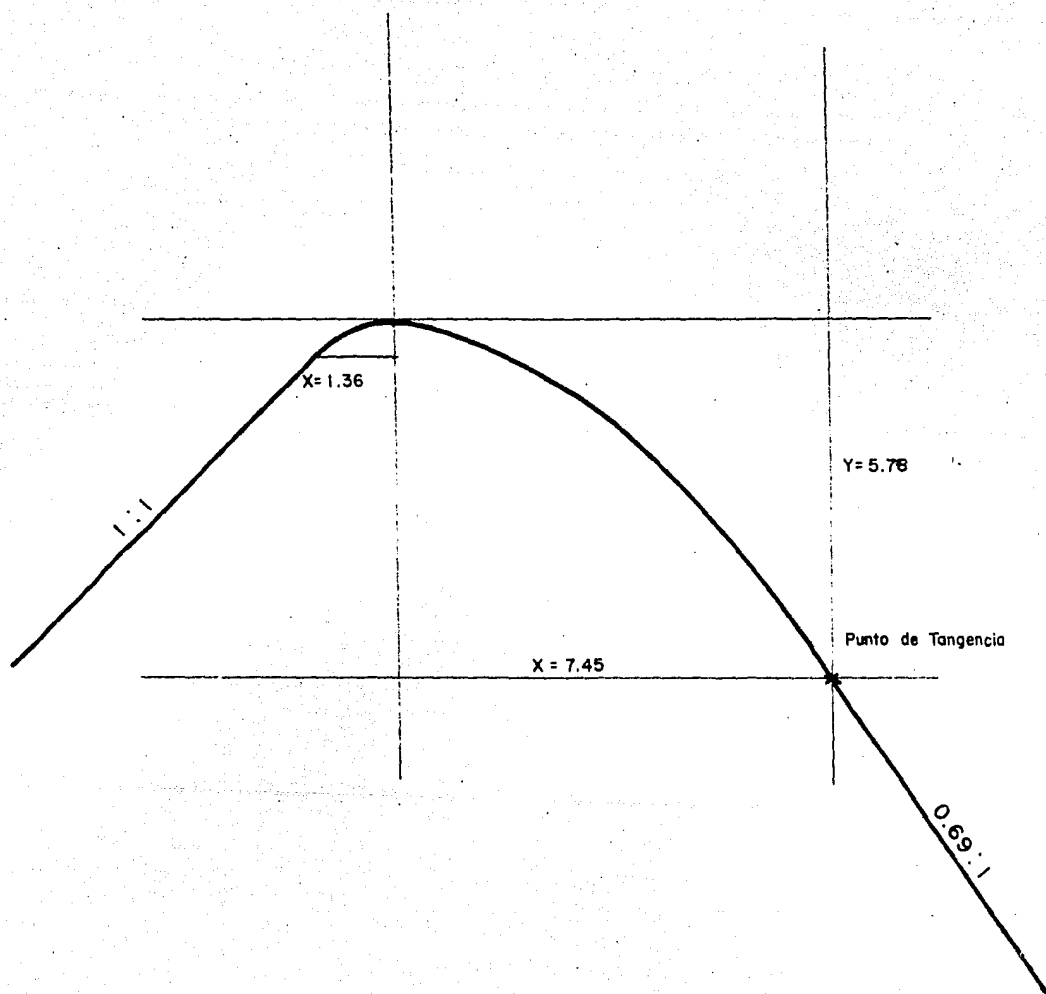
$$X = 7.45$$

$$Y = 5.78$$

COORDENADAS DEL CIMACIO

$$Y = X \frac{1.85}{7.04}$$

X	X 1.85	Y
0.10	0.0141	0.002
0.20	0.0509	0.007
0.30	0.1078	0.015
0.40	0.1836	0.026
0.50	2.2774	0.039
0.60	0.3887	0.055
0.70	0.5169	0.073
0.80	0.6618	0.094
0.90	0.8229	0.116
1.00	1.000	0.142
1.40	1.864	0.264
2.00	3.605	0.512
2.50	5.447	0.773
3.00	7.633	1.084
3.50	10.151	1.441
4.00	12.996	1.846
4.50	16.16	2.295
5.00	19.638	2.789
6.00	27.515	3.908
7.00	36.596	5.198
8.00	46.851	6.654



PERFIL DEL

CIMACIO

Henny Ayub Hid
TESIS PROFESIONAL

CALCULO DEL DEFLECTOR

Avenida regularizada = $2446 \text{ m}^3 / \text{seg}$

Longitud de cresta = 80 mts.

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{2446}{80} = 30.6$$

$$z = 803.87 - 777.00 = 26.87$$

$$H = 5.87 \quad \frac{H}{Z} = 2.935$$

De las gráficas $C = 0.95$

$$C = \frac{VA}{VT} \quad VA = C \cdot VT$$

$$VT = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H}{2} \right)} = \sqrt{2 \times 9.81 (26.87 - 2.935)}$$

$$VT = \sqrt{19.62 (23.94)} = 21.65$$

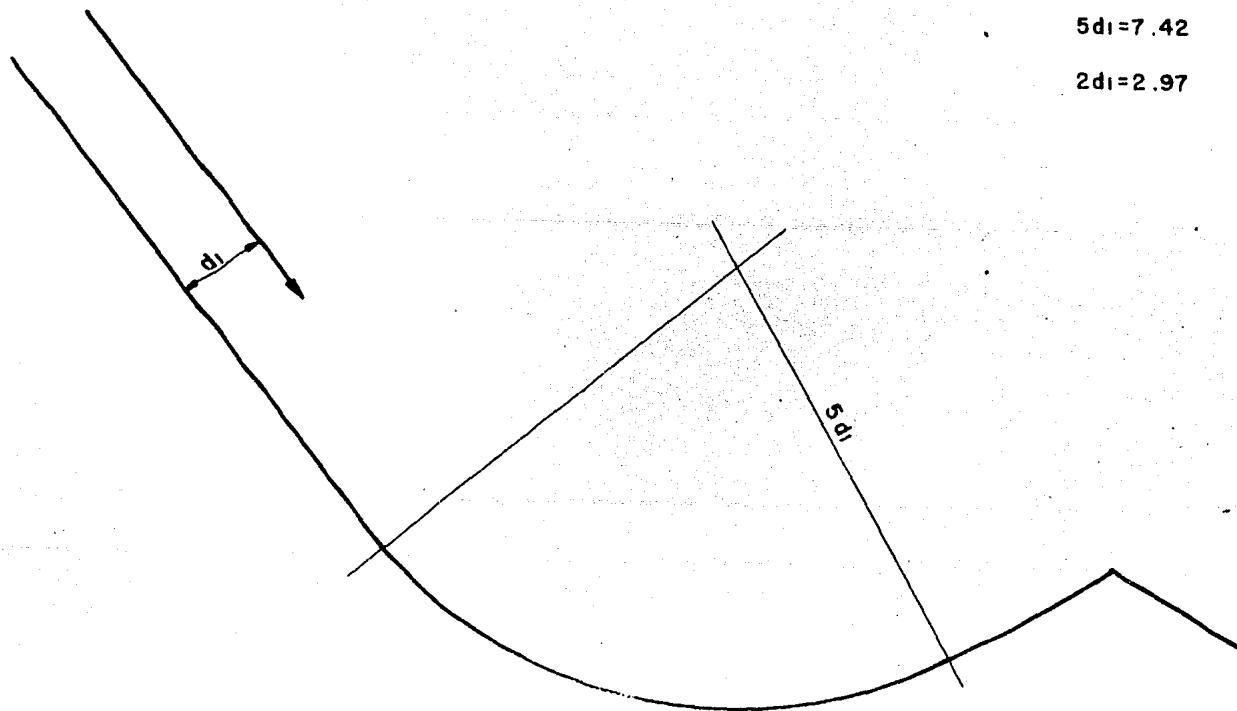
$$VA = 0.95 \times 21.65 = 20.6$$

$$V1 = \frac{q}{VA} = \frac{30.6}{20.6} = 1.485 \text{ mts}$$

$d_1 = 1.485 \text{ m.}$

$5d_1 = 7.42$

$2d_1 = 2.97$



DEFLECTOR

Henny Ayub Hid
TESIS PROFESIONAL

CAPITULO V

OBRA DE TOMA

FUNCIONES DE LAS OBRAS DE TOMA

Las obras de toma sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Pueden dejar salir las aportaciones de forma gradual, como en el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías, como en el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación; o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objeto; con su distribución física y estructural o con su operación hidráulica. Las obras de toma que descargan directamente en el río se pueden llamar con salida al río; las que descargan en un canal se pueden clasificar como de salida a un canal; y las que descargan en una tubería cerrada pueden llamarse con salida a una tubería forzada. Las obras de toma se pueden describir según consistan en un cauce formado por un canal abierto o por un conducto cerrado, o cuando el cauce está formado por un conducto cerrado colocado dentro de un corte y luego cubierto, o por un túnel. Las obras de toma también -

se pueden clasificar de acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuerta; cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte, o como canal abierto en toda su longitud.

Ocasionalmente se puede colocar la salida a un nivel más elevado para descargar el agua en un canal, y prolongarse una derivación hasta el río para dejar pasar los gastos necesarios abajo de la presa. Estos gastos pueden ser los necesarios para satisfacer concesiones anteriores aguas abajo del emplazamiento de la presa; o pueden ser necesarios para mantener una corriente continua para disminuir la corrupción del agua, la conservación de los animales acuáticos, o para dar de beber al ganado. En las presas construidas para disponer de vasos principalmente para recreo o para la cría de peces y animales salvajes, es conveniente mantener un nivel bastante constante y puede ser necesario solamente dejar pasar el gasto mínimo que pueda conservar una corriente continua abajo de la presa.

Las obras de toma pueden también funcionar como reguladoras, para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de las avenidas, o para dejar salir el agua con anticipación a la llegada de las avenidas. Además, las obras de toma pueden servir para vaciar el vaso para hacer inspecciones, para hacer reparaciones indispensables. Las obras de toma pueden también auxiliar para descargar el vaso cuando se desea controlar o envenenar peces inútiles u otros animales en el vaso.

NATURALEZA DE LA CIRCULACION DEL AGUA EN LAS OBRAS DE TOMA

En el funcionamiento hidráulico de las obras de toma se produce uno de los dos tipos de circulación:

- a) Circulación libre (como en el canal - abierto)
- b) Circulación forzada (o a presión)

El análisis de la circulación libre en las obras de toma, ya sea en un conducto abierto o en un conducto parcialmente abierto, se basa en los principios de la circulación estable variada, de acuerdo con la ley de la conservación de la energía.

La circulación forzada se basa en la circulación a presión, en la que es necesario hacer un estudio de las pérdidas hidráulicas para determinar las cargas totales indispensables para producir las cargas requeridas.

Normalmente se emplean para disipar la energía de circulación en el extremo de aguas abajo de las obras de toma, los estanques para resalto hidráulico, los disipadores de deflectores o de dados de impacto, u otras dispositivos amortiguadores. La mayoría de estos dispositivos se proyectan en base a la ley de la conservación de la cantidad de movimiento.

Una tubería de 30 in. (76.20 cms.) Longitud aproximada 16.50 mts.

Cálculo de pérdidas en la tubería.

1) Pérdida por Rejilla

$$Q = AV \quad A = \pi r^2 = \pi (.381)^2 \quad V = 1.145 (3.14) = 0.456$$

$$h_1 = \frac{V^2}{2g} \quad K =$$

$$Q = AV = 1.686 = 0.456 (V) \quad V = 3.697$$

$$h_1 = 0.696 (K)$$

$$K = 1.45 - 0.45R - R^2 = 0.152$$

$$h_1 = 0.696 (0.152) = 0.105 \text{ mts}$$

2) Pérdida por entrada a la tubería.

$$H_2 = K \frac{V^2}{2g} = K (0.696)$$

Se tomará una $K = 0.23$ para entrada con aristas ligeramente redondas.

$$h_2 = 0.23 (0.696) = .16 \text{ mts.}$$

3) Pérdida por Fricción

Usando la formula de Hazen Williams

$$V = 0.8493 C r^{0.63} s^{0.54}$$

$$V = 3.697 \quad C = 100 \quad r = 0.190$$

$$s^{0.54} = \frac{V}{0.8493 (100) (r^{0.63})}$$

$$s^{0.54} = \frac{3.697}{0.8493 (100) (0.351)} = \frac{3.697}{29.81} = 0.1240$$

$$s = (0.1240)^{1.85} = 0.0201$$

$$\text{comprobación} \quad \log 0.1240 \rightarrow T. 0934$$

$$1.85 (T. 0934) + 1 = 1$$

$$1.85 (-0.9066) = -1.677$$

$$\text{antilogos} -1.677 + 1 = 1 = 2.3227 \rightarrow 0.0209$$

$$\text{Pérdida total } 0.0209 (16.5) = \underline{0.3448 \text{ m}}$$

4) Pérdidas por válvulas.

Se calculará por medio de las gráficas -
de longitud equivalente pag 158 del libro de S. Trueba C. -
edición 1954 Séptima reimpresión 1968.

Se tiene que para una válvula de 30 in.-
una longitud equivalente a 5.20 m de tubería

$$2 \text{ válvulas } 2(5.20) (0.0209) =$$

$$= 0.1173 \text{ mts.}$$

5) Pérdida por Codo

Longitud equivalente en tubo recto de un-
codo de 30 in. = 25m

$$25 (0.0209) = \underline{0.5225 \text{ m}}$$

6) Pérdida por Salida

$$h_e = 0.1 \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right)$$

Si consideramos $V_1 = 0$ puesto que el agua
está en reposo se tiene.

$$h_e = 0.1 \frac{V_2^2}{2g} = 0.696 (0.1) = \underline{0.0696}$$

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

OBJETO Y RELACION COSTO-BENEFICIO

Considerando el objeto para el que va a servir una presa, con frecuencia se deduce el tipo más adecuado como, por ejemplo, cuando su función principal es proporcionar un almacenamiento continuo y seguro de agua para riego, energía eléctrica, o uso doméstico; para controlar las avenidas por detención; para regular el gasto de las corrientes; o para que sirva de presa de derivación o levanta dora sin almacenamiento.

Pocos lugares existen en los que es imposible construir una presa que sea segura y útil, pero en muchos casos las condiciones que prevalecen en el emplazamiento aumentan el costo hasta sobrepasar el gasto justificable. Los resultados de las búsquedas de emplazamientos favorables determinan con frecuencia si un proyecto se puede construir a un costo proporcional a los beneficios que se pueden obtener del mismo. Existen procedimientos aceptados para valorizar los beneficios obtenidos de la energía, de la irrigación, o del abastecimiento de agua.

En el caso en el que la necesidad sea - grande pero el número de gente limitado, el aprovechamiento de un emplazamiento costoso puede resultar injustificado. - En otros casos, la necesidad actual puede ser grande, pero existe la tendencia hacia la disminución de la población lo que tiene que tomarse en cuenta.

La obra debe hacerse tan barata como sea posible, probablemente con una presa baja con pequeña capacidad de almacenamiento.

APARIENCIA

En general, todos los tipos de estructuras deben tener una apariencia terminada, de trabajo hecho por el hombre, compatible con la función que va a desempeñar. El alineamiento y textura de las superficies acabadas debe ser fiel a los requisitos de proyecto y estar exento de irregularidades desagradables. Las consideraciones estéticas pueden tener una gran importancia en la selección del tipo de estructura.

Con la construcción de la presa de almacenamiento "El Camarón", los campesinos del Municipio de Nejapa de Madero, Oaxaca, verán resueltos algunos de sus problemas más agudos, al cambiar sus tierras de temporal a tierras de riego, con lo cual tendrán considerables beneficios económicos, al aumentar la producción agrícola en cantidad y calidad.

Con esta obra el Gobierno Federal, por medio de la Dirección de Pequeña Irrigación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos cumple un paso más adentro de la reforma agraria que se viene efectuando, desde la Revolución de 1910; logrando entre otros los siguientes objetivos:

a) Darle al campesino (prepulsor del movimiento armado de 1910) un nivel de vida mejor, la presa ayuda a este fin, creando un centro de población mayor en donde pueden tener educación y servicios médicos, además de poder comerciar sus mercancías, producto de su trabajo.

b) Al tener una población menos dispersa en el campo, es más factible proporcionar los servicios elementales con los que debe contar un poblado, tales como, comunicación, agua potable, escuelas, centros de salud, electricidad, etc.

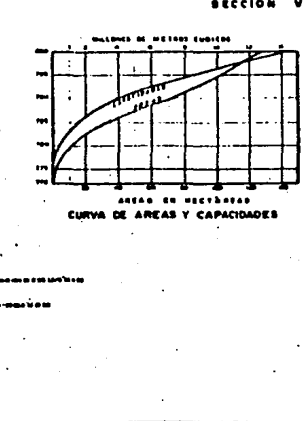
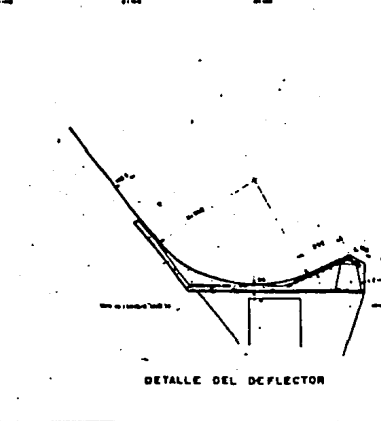
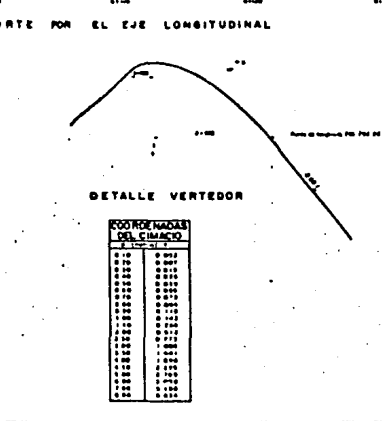
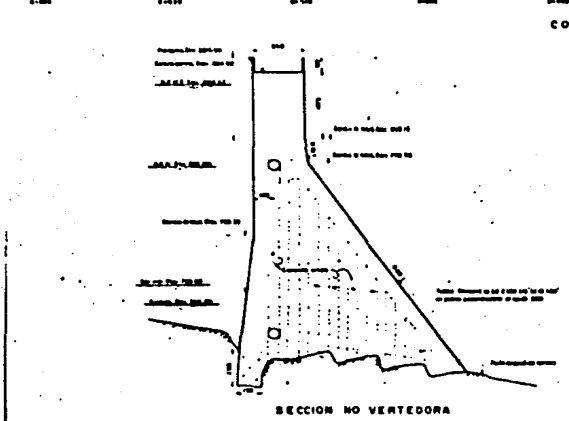
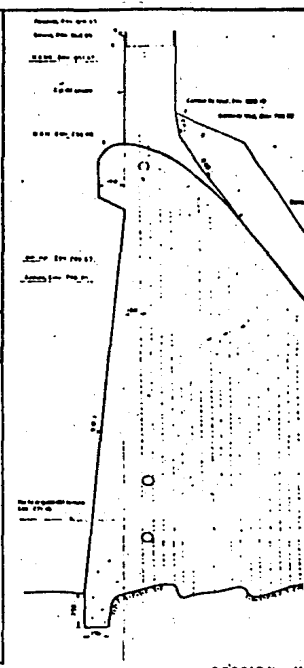
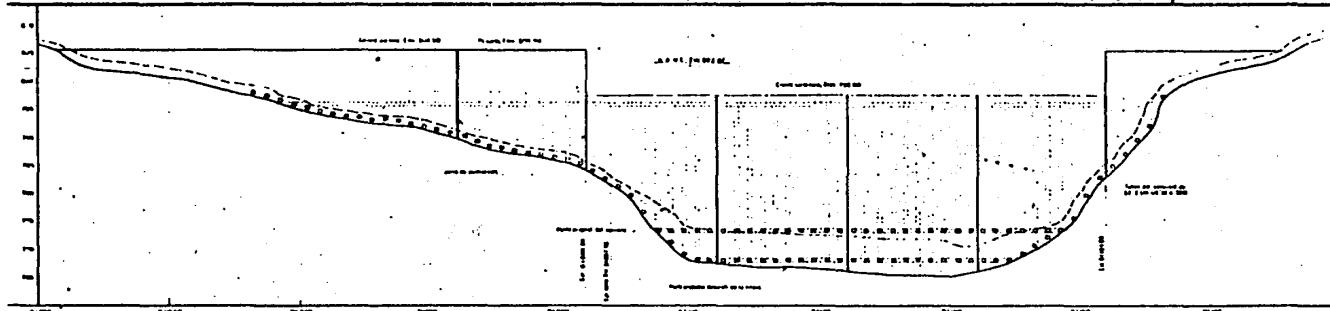
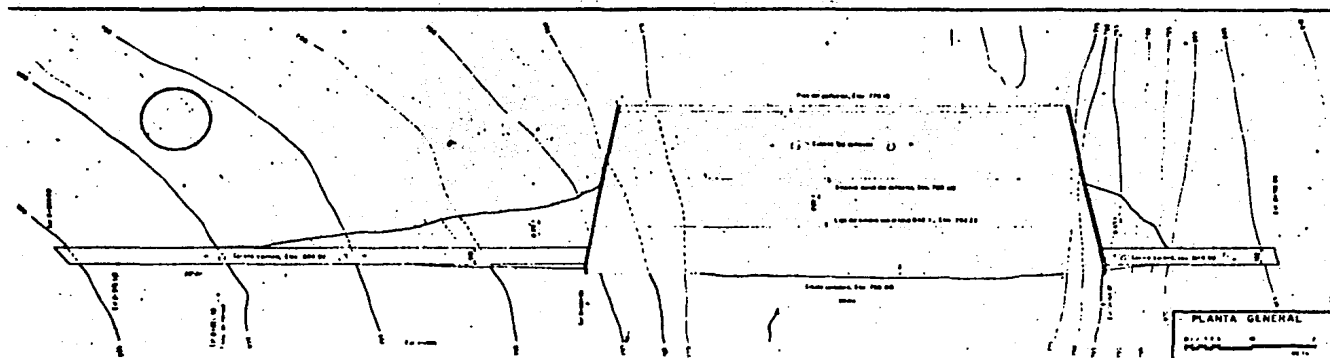
c) Disminuir la emigración a las grandes ciudades, donde por desgracia el campesino, por su falta de educación no fácilmente encuentra trabajo, creando así cinturones de miseria en las ciudades.

d) Tener fuentes de trabajo, este aspecto tiene dos partes, sumamente importantes:

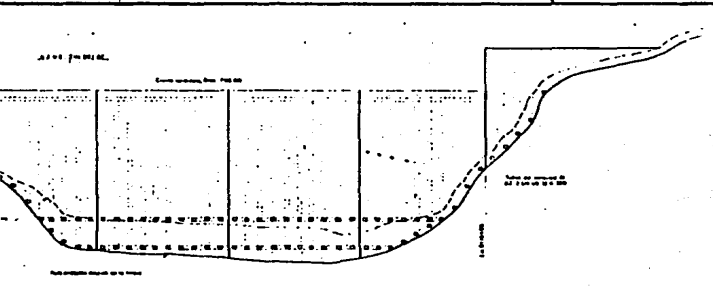
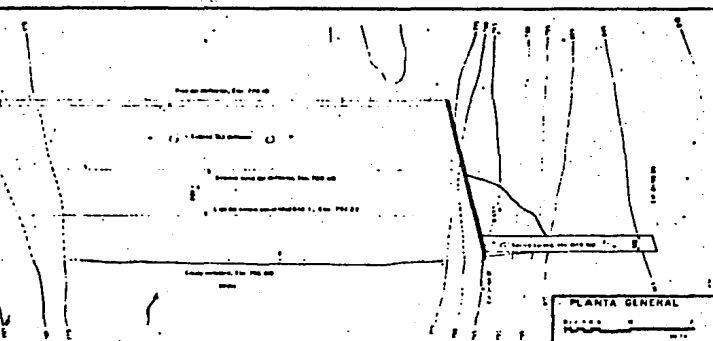
1a. Durante la construcción de la presa se proporciona trabajo al campesino, ya que este no ocupa todo su tiempo en el campo, (solo cuando siembra y cosecha). Este aspecto fue también decisivo en la elección de la cortina, al hacerla de mampostería, se necesita gran cantidad de mano de obra. El campesino al trabajar en la construcción de la presa, la siente como parte suya, lo cual trae muy buenos resultados, una vez terminada la obra.

2a. Cuando la obra entre en funcionamiento, el campesino puede dedicarse a otras actividades dentro de su población, cuando no se encuentre laborando en el campo; entre ellas pueden citarse: el comercio, las artesanías, y lo más importante, la educación.

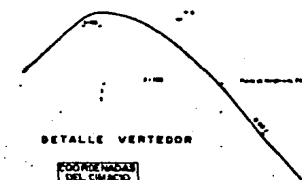
En resumen, se puede decir que con esta presa se logrará el aprovechamiento integral de los recursos con que cuenta la localidad, con el objetivo de alcanzar una superación en el nivel económico y social de los campesinos.



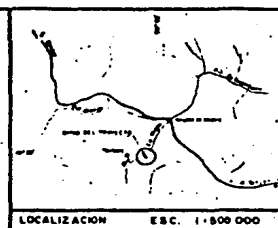
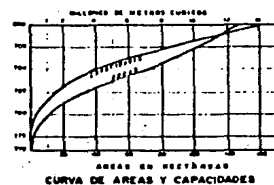
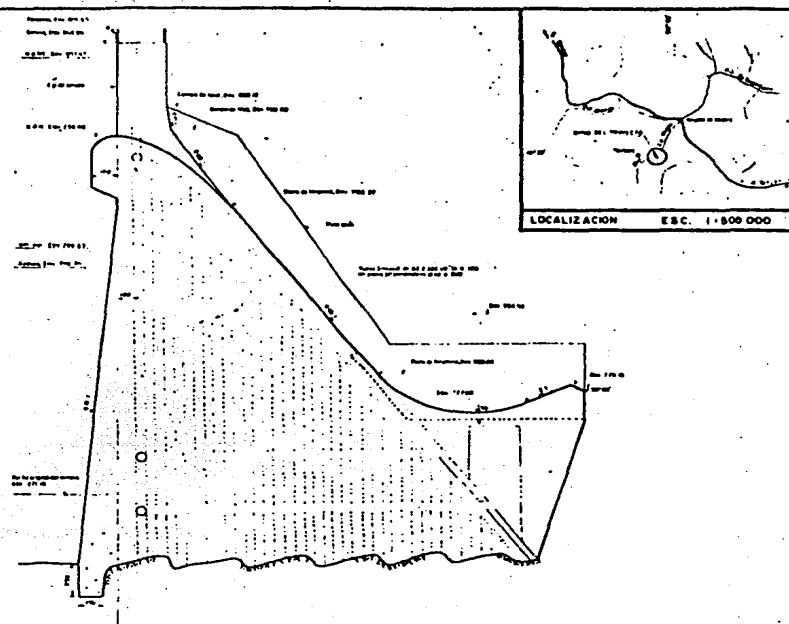
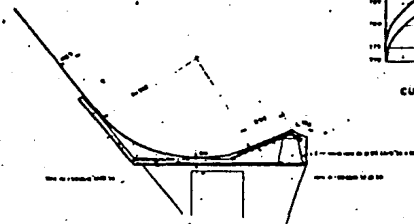
COORDENADAS DEL CUMALO	
0.000	0.000
0.001	0.001
0.002	0.002
0.003	0.003
0.004	0.004
0.005	0.005
0.006	0.006
0.007	0.007
0.008	0.008
0.009	0.009
0.010	0.010
0.011	0.011
0.012	0.012
0.013	0.013
0.014	0.014
0.015	0.015
0.016	0.016
0.017	0.017
0.018	0.018
0.019	0.019
0.020	0.020

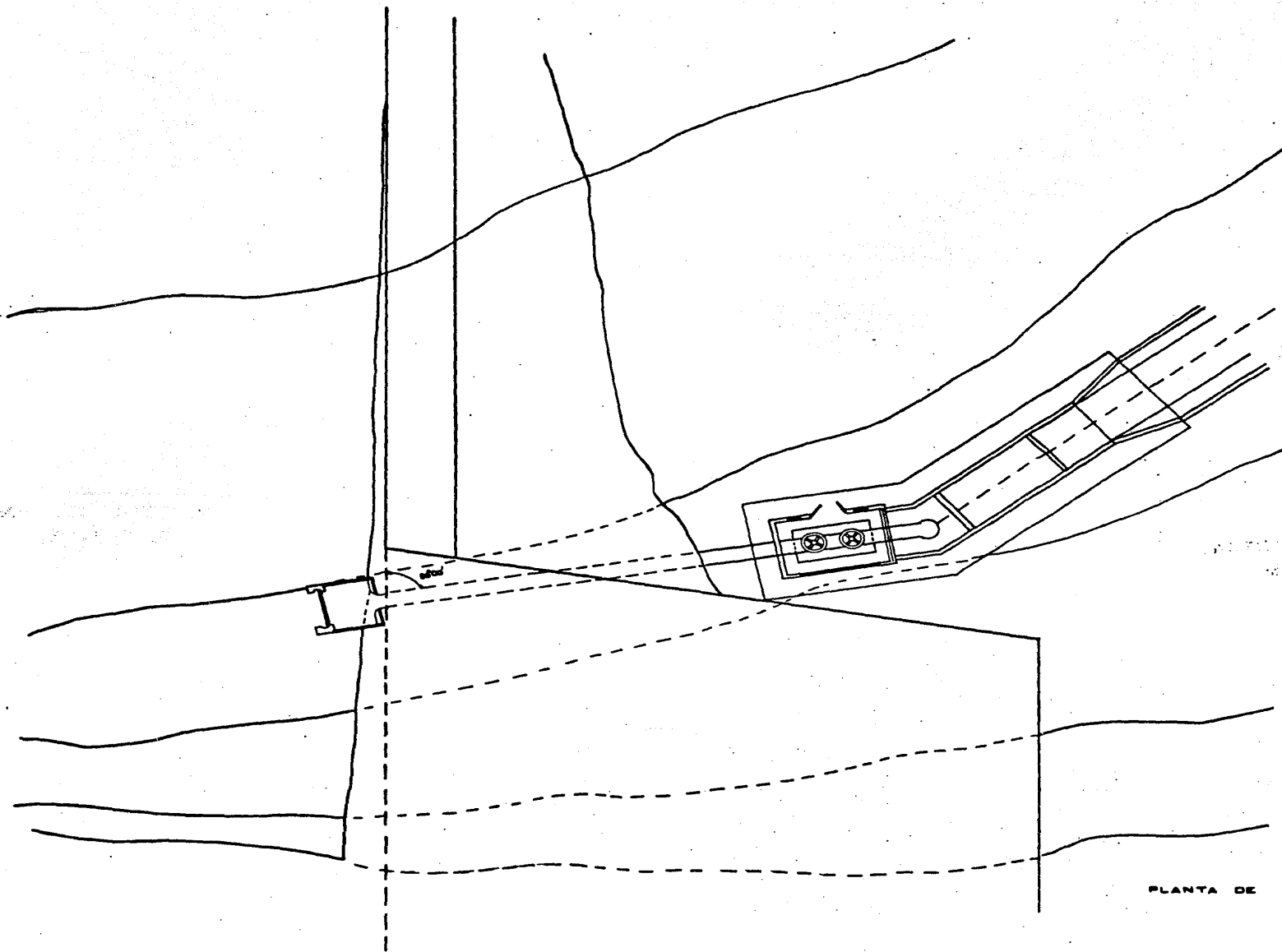


POR EL EJE LONGITUDINAL

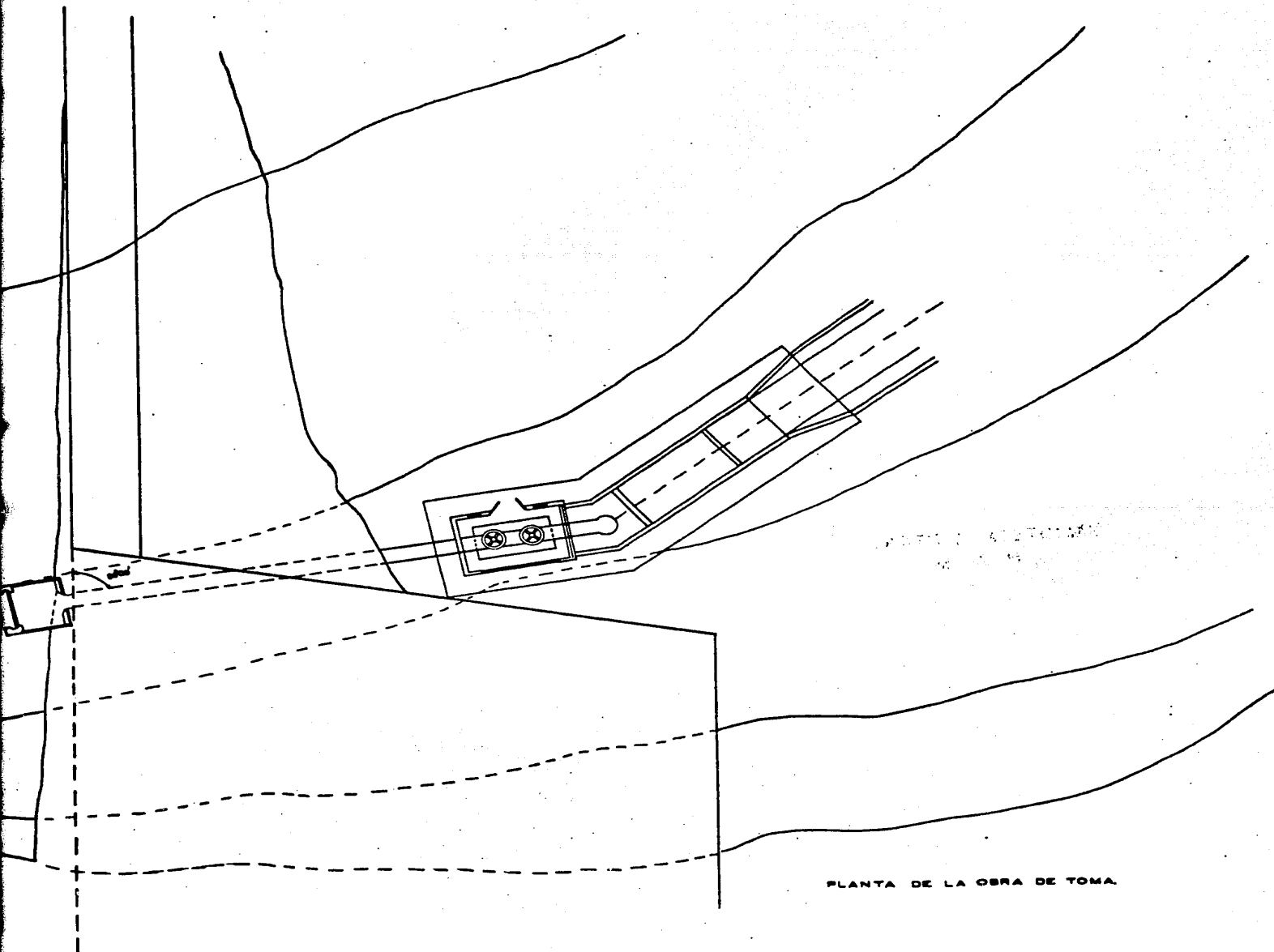


Profundidad (m)	Velocidad (m/s)
0.10	0.10
0.20	0.20
0.30	0.30
0.40	0.40
0.50	0.50
0.60	0.60
0.70	0.70
0.80	0.80
0.90	0.90
1.00	1.00
1.10	1.10
1.20	1.20
1.30	1.30
1.40	1.40
1.50	1.50
1.60	1.60
1.70	1.70
1.80	1.80
1.90	1.90
2.00	2.00





PLANTA DE



PLANTA DE LA OBRA DE TOMA.