

870115

H
2y

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**DISEÑO HIDRAULICO DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO
GARABATOS EN EL MUNICIPIO DE TOTOTLAN, JALISCO.**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JOSE FELIX LOMELI CERVANTES

GUADALAJARA, JALISCO. 1984



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	ANTECEDENTES	4
3.	CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES	6
4.	CAPITULO II ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS	11
	1. Generalidades	11
	2. Aspectos Sociales	11
	1. Demografía	11
	2. Niveles de vida y bienestar	14
	3. Servicios	16
	4. Integración social	17
	5. Aspectos políticos	17
	6. Actitudes relacionadas con la obra de riego	19
	7. Tenencia de la tierra	21
	3. Aspectos Económicos	23
	1. Infraestructura	23
	2. Uso actual del agua y organización de los usuarios	25
	3. Actividades productivas	26
	4. Ingresos familiares	30
	5. Egresos familiares	32
	4. Justificación socioeconómica del proyecto	34
5.	CAPITULO III ESTUDIOS TECNICOS DEFINITIVOS	35
	1. Estudios topográficos	35
	1. Levantamiento de la cuenca de captación	35
	2. Levantamiento del vaso de almacenamiento	39
	3. Levantamiento de boquillas	42
	2. Estudios geológicos	45
	1. Geología de la boquilla	46
	2. Geología del vaso	47
	3. Pruebas de permeabilidad	47
	4. Resultados	49

5. Conclusiones y recomendaciones	57
3. Estudios hidrológico	59
1. Generalidades	59
2. Deducción indirecta de los escurrimientos	60
3. Determinación de la estación base	63
4. Determinación del coeficiente de escurrimiento anual	63
5. Determinación de los escurrimientos mensuales	70
6. Cálculo de la evaporación neta	71
7. Determinación de las demandas de riego	84
8. Cálculo de la ley de demandas	86
9. Gráfica áreas capacidades	87
10. Procedimiento expedito para fijar la capacidad de almacenamiento	94
11. Funcionamiento aceptado del vaso	95
12. Gasto normal de la obra de toma	111
13. Determinación de la avenida máxima	111
14. Estudio de regularización de la avenida máxima	124
4. Estudios de mecánica de suelos	155
1. Generalidades	155
2. Estudios de bancos de préstamo	161
3. Estudios de laboratorio	163
4. Propiedades mecánicas	169
5. Estudio de cimentaciones	172
6. Muestreo de cimentaciones	179
7. Tratamiento de cimentaciones	181
8. Revisión por tubificación	187
9. Lineamientos generales y disposición de materiales	189
6. CAPITULO IV DISEÑO HIDRAULICO DE LA CORTINA	
1. Tipos de cortinas	194
2. Factores físicos que gobiernan la elección del tipo de cortina	197

3.	Selección del tipo de cortina	201
4.	Diseño de la cortina	202
7.	CAPITULO V DISEÑO HIDRAULICO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS	
1.	Diferentes tipos de vertedores	207
2.	Elementos constitutivos	210
3.	Diseño del vertedor	212
8.	CAPITULO VI DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA	
1.	Obras de toma en presas de almacenamiento	226
2.	Factores que influyen en la elección del tipo de obra de toma	232
3.	Mecanismos de control	234
4.	Diseño hidráulico de la obra de toma	235
9.	CAPITULO VII CALCULO DE VOLUMENES DE OBRA	248
10.	CAPITULO VIII PROGRAMA DE AVANCES DE OBRA	250
11.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	252
12.	BIBLIOGRAFIA	255

1. INTRODUCCION

Desde la época precolombina hasta nuestros días, se han construido en México un gran número de presas pequeñas con la finalidad de almacenar agua o preveer inundaciones. Los aztecas usaban por lo general bordos de tierra, los hispanos preferían para sus construcciones los diques de mampostería y, por razones de economía, posteriormente el mayor número de estas estructuras han sido construidas con suelo compactado. Generalmente tenían por objeto regar pequeñas extensiones de tierra o alimentar al ganado en zonas semiáridas del país. Con el crecimiento demográfico y el desarrollo industrial que se ha presentado en las últimas décadas, no sólo ha aumentado el número de obras de este tipo en las proximidades de los centros urbanos, sino que los objetivos de los mismos comprenden necesidades muy diversas, además de las anteriormente mencionadas, como son el abastecimiento de agua potable, retención de azolves, recargue de acuíferos por filtración, generación de energía eléctrica, control de avenidas y recreo entre otras. En el pasado, la falla de una presa no ocasionaba daños cuantiosos, pues se encontraba localizada en zonas poco pobladas y el drenaje de la región (arroyos y ríos), se mantenía expedito. La construcción de presas de almacenamiento en los principales ríos y afluentes, la ocupación de los terrenos que periódicamente inundaban esas corrientes y las vías de comunicación, han transformado la topografía regional, de modo que en el presente los perjuicios asociados a la destrucción de una presa, pueden ser mayores que los producidos por la tormenta de mayor intensidad registrada en la misma cuenca. Por esta razón en la actualidad no es aceptable correr un riesgo de esta naturaleza, haciendo imperativa la aplicación de las técnicas más idóneas, tanto en la parte referente al estudio y diseño de la obra, como en la construcción y conservación de las estructuras.

Como ya hemos dicho, la construcción de una presa puede obedecer a propósitos diversos. En primer lugar, se distinguen las que tienen por objeto el almacenar agua durante el periodo de lluvias para usarla "a posteriori" en un lapso -- más o menos largo, de las que detienen el fluido sólo transititoriamente. Al primer grupo pertenecen las estructuras que -- sirven para agua potable, riego, abrevadero, generación de -- energía eléctrica, recreo o varias de estas finalidades si-- multáneamente; el segundo grupo incluye las presas que regu-- larizan avenidas; retienen azolves o recargan acufferos. El -- valor del agua es generalmente alto cuando se trata de dotar a una población y puede no ser despreciable cuando se trata-- de regar o abrevar, justificándose realizar estudios cuidados de la permeabilidad del vaso y la cimentación de la cor-- tina, así como el tratamiento de esta última para evitar fu-- gas importantes. En cambio, son aceptadas las pérdidas de -- agua siempre que no afecten la estabilidad de la presa, cuan-- do se trata de una obra del segundo grupo.

Según su uso, las presas se clasifican en:

- De almacenamiento.- Son aquellas que se construyen pa-- ra embalsar el agua de un escurrimiento en la época en que -- ésta sobra para poder utilizarla cuando sea escasa. Las pre-- sas de almacenamiento pueden ser utilizadas para: abasteci-- miento de agua potable, generación de energía eléctrica, rie-- go, recreo, cría de peces, etc.

- De derivación.- Son aquellas que se construyen con ob-- jeto de proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas que se encarguen de -- conducirla hacia el lugar donde se va a usar.

- Reguladoras.- Se construyen para retardar el escurri-- miento de las avenidas normales, o, para reducir el efecto --

que producen las grandes avenidas que se presentan ocasionalmente. Las presas reguladoras pueden dividirse en dos tipos: en las que el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma, con un gasto que no exceda el de la capacidad del cause aguas abajo; en el otro tipo el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación, a este último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal función es recargar acuíferos. Las presas reguladoras también se construyen para retener sedimentos, llamándose a éstas a menudo presas para arrastres o azolves.

Según su proyecto hidráulico, las presas de almacenamiento pueden ser:

- Vertedoras.- Se proyectan para descargar el agua sobre su corona, debiendo estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas.

- Presas no vertedoras.- Son las que se proyectan para que no descargue el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

Con frecuencia se combinan los dos tipos para formar una estructura compuesta, que consiste, por ejemplo en una estructura de concreto de gravedad con extremos formados por terraplenes.

2. ANTECEDENTES

En el sexenio del General Lázaro Cárdenas los ejidatarios y pequeños propietarios del valle de Tototlán, iniciaron gestiones para la realización de obras de infraestructura con el objeto de hacer regables algunas extensiones del valle, así como para evitar las inundaciones que año con año afectan durante el temporal de lluvias a los ejidatarios y pequeños propietarios, haciendo difícil o imposible la realización de las labores agrícolas o provocando la pérdida de las cosechas. Estas inundaciones son debidas principalmente al mal drenaje y a la baja capacidad de desagüe que presentan los causes propios del valle, pues se encuentran enmontados y azolvados.

Recientemente se solicitó al Director General de Obras-Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, una propuesta para que fuera estudiado por parte de la institución, un sitio probable para la construcción de una presa de almacenamiento, en caso de resultar factible, sobre el arroyo "Los Sabinos" en el lugar denominado "Garabatos" del Municipio de Tototlán, Jalisco, a fin de tener riego continuo durante todo el año de algunas hectáreas.

Existen en la actualidad dos obras que están dando servicio de embalse e irrigación, La Coina y El Tule, que en conjunto benefician a 93 familias.

Localización del proyecto

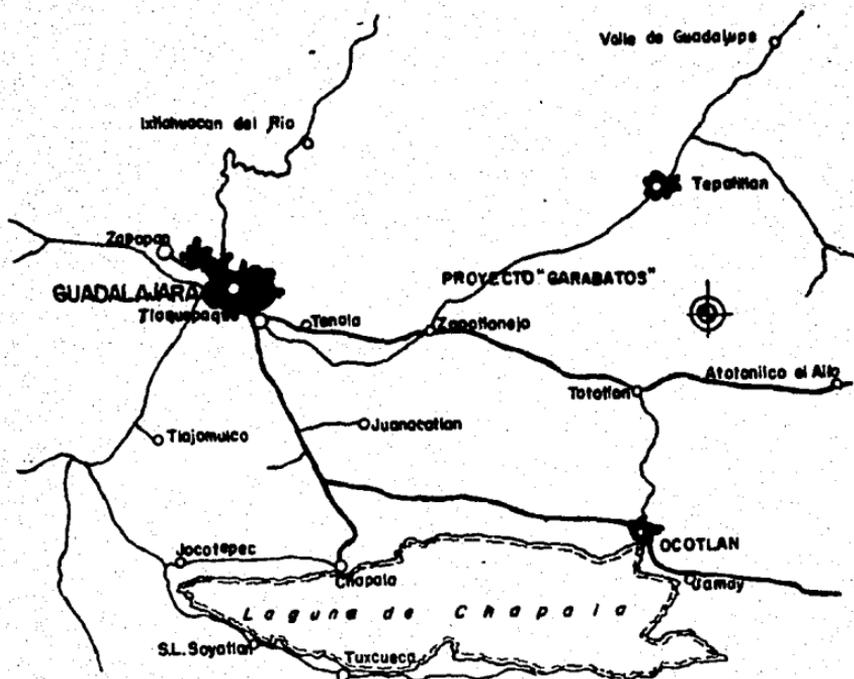
El sitio denominado "Garabatos" propuesto a estudio se localiza al oriente del Estado de Jalisco, en la región conocida con el nombre de Los Altos de Jalisco, encontrándose ubicada al noroeste de Tototlán, cabecera del Municipio del-

mismo nombre.

Sus coordenadas geográficas tomadas del mapa de carreteras del Estado, son:

Latitud Norte	20°38'
Longitud Oeste	102°41'37"

El acceso al sitio del proyecto desde Guadalajara se realiza efectuando un recorrido de 62 Kms. de la misma, por la carretera federal No. 90 a México, D.F. hasta Tototlán; -siguiendo 6 Kms. sobre la misma hasta llegar a la población de La Yerbabuena; 11 Kms. de camino de terracería para llegar al poblado de San Agustín, terminando con 6 Kms. de brecha a la rancharía de Garabatos, que se encuentra aguas arriba del eje propuesto a estudio.



3. CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES

Generalidades

Los estudios preliminares consisten generalmente en inspecciones aéreas y terrestres al lugar más factible de construcción de la cortina, el cual es generalmente solicitado por los futuros beneficiados.

Después de determinar el sitio y conocer su localización, se hacen visitas de inspección general, en donde se detectan los terrenos que son factibles de poner bajo riego para poder efectuar la viabilidad de la construcción y así saber si deberán llevarse a cabo los estudios preliminares, -- los que nos marcan el punto de partida para los estudios definitivos.

El objetivo de la planeación del proyecto es la determinación de su viabilidad. Para indicar ésta, son necesarios estudios precisos que permitan hacer un análisis correcto y obtener conclusiones definitivas respecto a los aspectos técnico y económico.

Las principales consideraciones a tomar son:

- a) Que el proyecto dé la solución a un problema social y económico, ya sea presente o futuro.
- b) Que el proyecto corresponda al fin que se persigue en forma conveniente.
- c) Que los servicios que se esperan obtener por medio del proyecto justifiquen su costo.

Los estudios preliminares a realizar comprenden:

- a) Calidad del agua
- b) Topográficos de cuenca, vaso, boquilla y zona de riego.
- c) Geológicos en cuenca, vaso y boquilla
- d) Hidrológicos
- e) Climatológicos
- f) Agrológicos
- g) Económicos

a) Calidad del agua

La calidad del agua debe ser tal, que no sea nociva para los animales, los cultivos, para el suelo en que vaya a usarse, que se pueda potabilizar y utilizar para uso doméstico; - deberá también satisfacer las normas oficiales en lo que respecta a su pureza bacteriana.

El agua que conduce el arroyo Los Sabinos, es de buena calidad siendo empleada entre otras cosas para riego y consumo del ganado desde hace muchos años; por lo general, en nuestro medio pocas veces se hace un estudio completo de la calidad del agua, cuando ésta ya ha sido usada sin problemas por los nativos durante mucho tiempo.

b) Aspectos Topográficos

1.- Cuenca.- Es de forma rectangular de 96.0 Km² con elevaciones máximas de 2,200 msnm. y mínimas de 1700 msnm. Su pendiente media sobre el arroyo principal, Los Sabinos, es del 2.3% y en su ramal el arroyo Prieto del 2.1% y en sus laderas varía entre el 3.0 y el 5.0%.

2.- Vaso.- De forma rectangular en su principio con 530-

m. de ancho y 1300 m. de largo, en donde se ensancha a 1500 m. siendo su longitud total de aproximadamente 4000 m.

3.- Boquilla.- Es de 905 m. de longitud y de 35 m. de altura, sus taludes en la margen izquierda son de 0+190 a 0-120 del 4.4%, de 0-120 a 0-040 del 0.6%, de 0-040 a 0-020 del --- 4.6%, de 0+020 a 0+094 del 10.0%, de 0+094 a 0+094 a 0+140 -- del 45.6% en donde se llega al fondo del cause que tiene 3.0-m. de ancho, en la margen derecha los taludes son de 0+145 a 0+180 del 40.8%, 0+180 a 0+217 del 9.5%, de 0 + 217 a 0+387 - del 3.6% de 0+387 a 0+560 del 4.8% y de 0+560 a 0+714 del 1.0 %.

4.- Zona de riego.- Se localiza a 12 Kms. aguas abajo en los terrenos de Tototlán, esta presa de almacenamiento además controlará avenidas que año con año inundan las tierras de -- sembradio, del valle de Tototlán.

c) Aspectos Geológicos

1.- Cuenca.- El proyecto se encuentra localizado en la - provincia fisiográfica denominada eje neovolcánico (según Edwin Raiez), caracterizado por derrames de tipo basáltico proviene de numerosos aparatos volcánicos diseminados en el área, y por depósitos lacustres formados por material fluvial derivado de las montañas, tobas y cenizas volcánicas depositados- igualmente en medio acuoso.

2.- Vaso.- En la parte superior se encuentra basalto vesicular de color gris oscuro, que presenta una zona afectada por interperismo, dando lugar a fragmentos redondeados, de es tructura esferoidal, del basalto subyacente a ésta se encuen tra una toba lacustre constituida por limos y arenisca color-crema en capas de 5.0 a 20.0 m. de espesor, bien estratificada.

3.- Boquilla.- Tiene una geología igual a la del vaso, - está constituida por aparatos volcánicos formados por derrames basálticos, tobas y cenizas volcánicas. En la margen izquierda y en la zona del cauce, se nota fracturamiento por lo que se recomienda inyectado para mejorar las condiciones del terreno con una plantilla de 20 m. de profundidad; construir trincheras de 3.0 de profundidad con un dentellón y pisonar - las perforaciones de inyectado.

d) Aspectos Hidrológicos

La precipitación media anual obtenida en base a los datos de precipitación fluvial, como se muestra en las páginas 54 a 61 del estudio Hidrológico, resultó de 915 mm. La Avenida máxima probable obtenida dentro del estudio hidrológico como veremos posteriormente resultó ser de 500.0 M3/seg.

e) Aspectos Climatológicos

Según la clasificación de Koeppen, la región tiene clima seco estepario con lluvias en verano, con otoño e invierno secos, sin cambio térmico bien definido.

La temperatura media anual es de 20°C, teniendo como máxima extrema 43.2°C y mínima extrema - 2.0°C.

f) Aspectos Agrológicos

Los terrenos de la zona de riego que se irrigarán con la presa desde el punto de vista agronómico, pueden considerarse por su modo de formación, como secundarios, en cuanto a su caracterización física y química, color, textura y drenaje son aproximadamente aluviales de color y textura de migajón limo-

so y drenaje deficiente. Los rendimientos actuales en ton/hacina: maíz 1.3 de temporal y 1.5 de riego; sorgo 1.2 de temporal, 1.5 de riego; trigo 1.5 de temporal; alpiste 1.2 de temporal; avena forrajera 9.0 de temporal, 10.0 de riego; cebada 1.3 de temporal, 1.5 de riego; garbanzo 0.9 de temporal. En ganadería se tienen 20,000 cabezas de vacuno y 8,000 de porcino.

g) Aspectos Económicos

Los estudios económicos preliminares comprenden la integración de todos los factores que intervienen en la realización de la obra, tales como el costo de los materiales, mano de obra, financiamiento, mercado de las cosechas, recuperación del capital invertido, etc., factores que influyen de manera determinante para poder dictar la conveniencia de la realización de la obra. En este momento no se hablará de ellos - pues quedan comprendidos y desarrollados de una manera amplia dentro del capítulo siguiente.

4. CAPITULO II ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS

1.- GENERALIDADES

Por medio del estudio socioeconómico, se analiza la realidad social y económica existente en las comunidades a las cuales beneficiará el proyecto. Tiene una importancia fundamental para determinar desde el punto de vista técnico y económico, qué tipo de obra debe ejecutarse.

Así mismo, nos proporciona los medios para hacer una correcta evaluación respecto al mayor o menor cumplimiento de los objetivos propuestos, a través de la comparación entre la realidad social y económica existente, antes y después de la construcción de la obra.

2.- ASPECTOS SOCIALES

2.1 Demografía

Población total, rural y urbana, por sexo y edad.

Como la población del Municipio de Tototlán será beneficiada directa o indirectamente con la realización del proyecto en estudio, es conveniente conocer sus características en general.

La población del municipio en el período 1960-1970, presenta una tasa de crecimiento promedio anual de 1.4% y en el período 1970-1980 de 0.8%, tasas muy bajas debido a que la población adulta ha tenido que emigrar.

En 1960 la población se encuentra dispersa en 64 localidades menores de 1000 habitantes, en las que radica el 53.6%

de la misma, siendo la cabecera municipal, la única con más de 2500 hab., con el 46.4% restante. En 1970 la población está asentada en 50 localidades con menos de 1000 hab., en las que residen el 55.6% del total, mientras que en Tototlán radican el restante 44.4%. En 1980 la distribución de población no varía sustancialmente en cuanto a localidades, pero la población urbana baja al 44.0% y la rural fue de 56.0%.

El análisis de la población por sexo en 1960, indica que el 50.1% son hombres y el 49.9% son mujeres; en 1970, el 50.7% son hombres y el 49.3% restante mujeres.

Con respecto a la evolución que presenta la población en su estructura por estratos de edad, en 1960 se muestra una población de edad joven, ya que la población menor de 15 años es de 45.8%, la que se encuentra en edad de 20 años o más representa el 43.6% y la de 25 años o más el 29.4%. En 1970, la situación es muy similar pues la población menor de 15 años representa el 49.8% y la de mayores de 15 años es del 50.2%. En una encuesta realizada en 1982, se encuentran modificaciones substanciales pues ahora la estructura de población se basa en un mayor número de adultos, pues los habitantes menores de 15 años son el 36.3%; por lo cual los de 15 años o más --- constituyen el 63.7% restante.

Fuerza de Trabajo y Población Económicamente Activa.

Se considera como fuerza de trabajo, a aquel estrato de población que se encuentra en edad físicamente apta para trabajar dentro de una área geográfica determinada, siendo usual tomar como edad de referencia 12 años.

Los datos de 1960, indican que la fuerza de trabajo es de 8531 personas, que representa el 62.1% de la población. En 1970, la fuerza de trabajo es de 9225, que proporciona un ---

58.8% de la población total. Para 1982, la relación fuerza de trabajo-población se incrementa al 74.1%.

El censo de población de 1960, pone de manifiesto que en Tototlán la población económicamente activa (pea), representa el 48.9%, de la cual el 5.0% está desocupada. En el censo de 1970, la "pea" se reduce a 36.8% y la desocupación al 5.9%, - debido a un importante proceso de emigración ocurrido en la - década. Para 1982, la "pea" sufre un incremento relativo al - 44.0% del cual únicamente el 0.8% se mantiene sin ocupación.

Movimiento Migratorio

La migración constituye uno de los principales problemas sociales y económicos detectados en el municipio, pues se ha visto que la situación migratoria lejos de mejorar se ha agudizado; la población económicamente activa en lugar de quedar se en el municipio, sale hacia los centros urbanos de Guadalajara y los Estados Unidos de Norteamérica, debido principalmente a la imposibilidad de encontrar medios de vida en la zona, ya que la estructura de actividades es tan débil, que no genera fuentes de ocupación en relación directa al crecimiento de las necesidades de la población.

La agricultura es de temporal, mecanizada, con base en cultivos que requieren poca mano de obra, la ganadería se desarrolla predominantemente a nivel de traspatio, por lo que no genera empleos.

La industria es muy incipiente sobresaliendo dos pequeñas fábricas, una quesería y una de tequila. La cabecera municipal carece de hoteles, los restaurantes son de mediana calidad, las escuelas, servicios médicos y otros servicios públicos, se encuentran acordes a las condiciones estáticas de la zona, con lo cual no hay una infraestructura capaz de generar empleos.

Los ingresos generados por la agricultura, no cubren los gastos familiares porque la producción es de autoconsumo, por lo cual las personas emigran para cubrir el ingreso faltante.

2.2 Niveles de Vida y Bienestar

Alimentación

La alimentación en el área del proyecto se basa principalmente en tres productos: leche, frijol y maíz, ya que los comen durante los siete días de la semana en la siguiente proporción: 89.3% leche, 96.8% frijol, 94.8% maíz. Cabe mencionar que en la leche y el maíz se detectó autoconsumo. La carne la comen a diario el 7.7% y el pescado el 2.9%, esto debido a sus altos precios y su disponibilidad.

Vivienda y Mobiliario

La vivienda es un elemento que refleja el grado de desarrollo de los habitantes de una población.

En el municipio en estudio, en una encuesta realizada en 1982 el 96.5% de las personas entrevistadas cuentan con vivienda propia. El 62.4% de las casas están construidas con la drillo, mientras que el 32.9% utilizan el adobe. Los techos son construidos en un 40.0% de teja, y en un 44.1% con concreto. Con respecto a los pisos, el 26.5% de las viviendas lo tienen de tierra. El número promedio de ocupantes por cuartos es 2.2.

En cuanto a mobiliario la encuesta realizada indicó que el 82.4% de las viviendas contaban con radio y televisión, -- las que disponían únicamente del radio son el 94.7% y las que contaban sólo con televisión son el 93.7%, los que contaban con aparatos como estufa de gas y plancha rebasan el 90.0%, -

con refrigerador cuentan el 64.1%, con teléfono sólo el 7.1%, máquinas de coser el 70.6% y de otros muebles del hogar como camas, mesas, roperos, etc., casi el 100%.

Cabe mencionar que la población sufrió una notable mejora en cuanto a vivienda y mobiliario con respecto al censo de 1970, debido principalmente a la población que emigra, --- puesto que dejan de ser una carga para la población que tiene ocupación y es además una importante fuente de ingresos para los familiares radicados en el municipio.

Vestido y Calzado

Según la encuesta realizada en la zona de estudio, sus habitantes usan regularmente ropa de algodón, mezclilla, fibras sintéticas y otros.

Sobre el uso de calzado se detectó que el 72.5% de la población usan zapatos y el 9.9% usan huaraches.

Diversiones y festividades.

La cabecera municipal cuenta con una infraestructura limitada para proporcionar diversión a sus habitantes, entre los que se encuentran: un restaurante, un café, un cine, dos discotecas y campos deportivos, siendo en los ejidos donde la escasez es casi total, por lo cual sus habitantes ocurren a las ciudades cercanas (Ocotlán y Atotonilco), a algunos centros de diversión.

Las festividades que tienen lugar en la región son las cívicas y escolares, aquellas en las que se conmemoran las fiestas patrias y las tradicionales fiestas religiosas.

2.3 Servicios

Educación

En el análisis de alfabetismo se tomó como base la población de 10 años y más, resultando en el área del proyecto la población alfabetizada de un 90.5% del total y la analfabeta del restante 9.5%, observándose una reducción importante comparada con la población analfabeta del 39.6% registrada en 1970.

Respecto al índice de escolaridad en 1982 se tiene un promedio de 4.2 años del total de la población de 6 años o más, índice muy superior al 1.5 registrado en 1970. Este fenómeno se debe a la emigración de las personas mayores con pocos años de estudio y a las 44 escuelas de educación primaria existentes, una de educación secundaria y otra técnica agropecuaria.

Salubridad

Actualmente los programas de salud pública se han dirigido al ámbito urbano del municipio, el cual cuenta con un centro de salud tipo "C" de la SSA y una clínica del IMSS y 5 médicos particulares, quedando sin servicio médico la zona rural.

Las enfermedades más comunes que afectan a la población son la parasitosis intestinal, bronquitis, amigdalitis y amibiasis, en cuanto a enfermedades transmisibles; y neurosis, hipertensión arterial y desnutrición entre las no transmisibles. Las causas principales de los padecimientos anteriores son la falta de agua potable, la precaria educación de la salud, los escasos recursos económicos, la falta de higiene y la promiscuidad.

Agua Potable y Alcantarillado

El porcentaje de viviendas con disponibilidad de agua --entubada en el municipio de Tototlán es del 82.4% de la población, servicio que se presta en la cabecera municipal y en -- los ejidos de Carrozas, San Isidro, Nuevo Refugio y Coina.

En el caso de drenaje, el 56.5% cuenta con el servicio -- en Tototlán, Carrozas y San Isidro, contando estas mismas localidades con el servicio de alcantarillado con una cobertura e infraestructura de 90%, 79% y 60% respectivamente.

Energía Eléctrica

En el municipio el servicio de energía eléctrica se presta tanto a la población de la cabecera municipal, como a todas las localidades rurales, del sistema nacional dentro de -- la división occidente.

2.4 Integración Social

La unidad de estudio en la integración social es la familia, pues ésta es la parte fundamental de la sociedad.

Se detectó que en promedio la familia está integrada por 6.5 miembros. Se detectó en el seno familiar un problema de -- psiconeurosis provocado por la emigración de los hombres, --- pues la mujer al hacerse cargo de la economía familiar, des-- cuida la educación de los hijos y origina problemas conyuga-- les.

2.5 Aspectos Políticos

Grupos de Presión

Los ejidatarios tienen como cabeza a los comisariados pa

ra negociar solicitudes básicas al gobierno.

Los grupos de ejidos pertenecen a la Confederación Nacional Campesina (CNC), a la Liga de Comunidades Agrarias (LCA) y al Partido Revolucionario Institucional, para promover el desarrollo de su comunidad.

Los pequeños propietarios no se encuentran localmente -- agrupados, algunos se encuentran afiliados en forma individual a la CNC.

Autoridades Políticas Formales

En el municipio de Tototlán los representantes legales -- del mismo son el presidente municipal y su cuerpo de regidores; la zona está representada en cada ejido por el comisario ejidal, auxiliado por el consejo de vigilancia. En general, las autoridades municipales han tenido una influencia positiva en el desarrollo de las actividades socioeconómicas, por lo que son aceptadas y respetadas.

Poder Real

El presidente es un líder natural, por lo que es aceptado por los ejidatarios, constituyéndose en su líder político. No así con los pequeños propietarios, con los cuales existen algunas diferencias sin gran trascendencia, que no ponen en peligro la realización de la obra.

Liderazgo Formal e Informal

El presidente municipal es un líder nato que influye positivamente de manera directa o indirecta en las decisiones o acciones de las localidades; habiendo logrado con sus intervenciones, soluciones prácticas a los múltiples problemas so-

ciales de la comunidad, así como la unión y organización de los ejidatarios que ha proporcionado un ambiente de tranquilidad política en la zona.

2.6 Actitudes Relacionadas con la Obra de Riego

Ante la Obra:

Como en los últimos años se han presentado problemas climatológicos que han afectado la producción agrícola en la zona de estudio, la actitud general de los productores es de -- aceptación total de la obra de riego, ya que ven en ella un medio para eliminar los riesgos que representa e incluso de -- aumentar la producción, además de ser indispensable para la -- continuación de las actividades agropecuarias.

Ante el cambio de Cultivos:

Al preguntar a los futuros usuarios sobre la posibilidad de incluir nuevos cultivos, una vez que se dispusiera de riego, se registró una respuesta afirmativa en un 96.5%, el 1.2% se mostró indiferente y el 2.3% no estuvo de acuerdo, siendo estos productores de edad avanzada que se resistían al cambio.

Ante una explotación colectiva y otras formas de producción y organización del trabajo:

Sobre este aspecto, se notó una gran resistencia de los productores, debido a que no conocen algún sistema funcional que pueda definir claramente los ingresos en función a la participación de los asociados, ya que no todos trabajan de ---- igual manera. Sin embargo, aunque no se acepta trabajar en -- forma colectiva para producir, sí existe disposición para organizarse en otras actividades, como son la comercialización,

compra de insumos, tractores y equipo, crédito y otros.

Ante una Compactación o Redistribución de la Tierra en el Area del Proyecto:

Ante este aspecto se notó una mayor resistencia, ya que el 74.1% de los entrevistados opinaron negativamente. Los productores que mostraron una actitud positiva fueron el 22.9% y sólo el 3.0% se mantuvo indiferente.

Ante los Compromisos Futuros por la Construcción, Operación y Mantenimiento de la Obra:

El 96.4% de los productores encuestados estuvo de acuerdo en participar en las erogaciones que requieren realizarse con motivo de la construcción, mantenimiento y conservación de la obra; sin embargo, aclaran que el monto debe ser adecuado a la capacidad de generación de ingresos que prevén obtener con la disposición del agua.

Ante el Crédito.

La actitud de los productores sobre el crédito, refleja que el 94.7% estuvo de acuerdo en trabajar con él, manteniéndose indiferente el 5.3% restante.

En relación al seguro agrícola y pecuario el 87.0% de los productores dijeron estar de acuerdo con él, mientras el 11.8% no lo aceptaron y el 1.2% se mantuvo indiferente.

Ante el compromiso de Participación Campesina.

Se observó que la gran mayoría de los futuros beneficiarios, estuvo de acuerdo con los compromisos que les produciría la elaboración del proyecto y una vez que se les expuso,

la forma en la cual sería su participación dentro del mismo, mostraron su entusiasmo en que todo empezara sin mayor demora.

Actitud de los Afectados.

La actitud de los afectados se puede considerar como positiva, pues no hubo problemas cuando a éstos se les explicó tanto el fin de la obra, como la manera en que van a ser indemnizados por la SARH.

2.7 Tenencia de la Tierra

Antecedentes

La tenencia de la tierra se remonta a la época de los grandes latifundios, mismos que al ser afectados por las diferentes resoluciones presidenciales dieron origen a los diversos núcleos ejidales.

Tipo de Tenencia

El municipio de Tototlán posee una superficie de 29,285 has., que representa el 0.36% de la superficie total del estado. Los ejidatarios tienen el 36.6% de las tierras municipales y el 63.4% es pequeña propiedad.

En la zona que abarca el proyecto, la superficie está distribuida de la siguiente manera: el 59.6% es propiedad ejidal siendo en promedio de 5.8 has. y el 40.4% de pequeños propietarios con un promedio de 12.2 hectáreas.

Situación Legal

El usufructo parcelario en los ejidos del proyecto, se encuentran distribuidos y constituidos mediante resoluciones -

presidenciales, la pequeña propiedad se encuentra libre de invasiones y litigios, amparada mediante escrituras privadas en casi su totalidad, quedando las restantes como escrituras públicas.

Problemática

Para tener un conocimiento completo de la problemática que, sobre la tenencia de la tierra, se vive en el valle de Tototlán, misma que en determinado momento podría frenar la realización del proyecto, fue necesario efectuar un análisis, tanto en la zona que se proyecta regar, como en el área donde se construirán propiedades ejidales y particulares.

En la encuesta realizada no se detectaron en la zona de riego problema de linderos y de acaparamiento de terrenos, el usufructo de la tierra se encuentra dentro de los límites de dotación normales. Se captó además un alto índice de abandono de parcelas, causado por las constantes pérdidas de cosechas, lo que genera en consecuencia la migración hacia otras ciudades o E.U. dejando sus parcelas a familiares o en arrendamiento. Se detectó que el 12.1% de la superficie a beneficiar se arrenda o trabaja a medias.

Las afectaciones que se llevarán a cabo con la realización del proyecto son considerables, debido a que se inundarán aproximadamente 270-00- has., con lo cual resultarán perjudicados ejidatarios de la ranchería de Garabatos, los cuales mostraron una actitud bastante favorable para ceder sus terrenos y realizar la obra, toda vez que serán indemnizados conforme lo establece la ley o se les permuta por terrenos en la futura zona de riego.

3.- ASPECTOS ECONOMICOS

3.1 Infraestructura

Vías de Comunicación

La obra de infraestructura con que cuenta el municipio - de Tototlán, lo ha colocado dentro de las localidades privilegiadas en el interior del estado, pues hasta 1978 la longitud de sus carreteras era de 104.2 km. que representa 30.78 kms.- por cada 100 km². de superficie. De éstos, 24.5 km. corresponden a caminos pavimentos, 14.2 km. a revestidos y 65.5 km. a caminos de terracería.

El municipio es atravesado por dos ramales principales:

Guadalajara-Atotonilco-La Piedad-México.

Vía corta a la ciudad de México.

Guadalajara-Ocotlán-La Barca-México.

Ruta corredor industrial.

Tototlán no cuenta dentro del límite municipal con vías férreas, la estación más cercana se encuentra en Ocotlán, a - 30 km. siguiéndole la de Atotonilco a 31 kms. ambas sobre la ruta a las ciudades de Guadalajara y México, respectivamente.

También se carece del servicio de Aeropuertos, los más cercanos se encuentran en Ocotlán y Guadalajara.

Medios de Comunicación

En la cabecera municipal, hay una agencia de teléfonos - con servicio local de capacidad de 45 líneas y servicios para larga distancia con tres líneas; actualmente se construye una central móvil para ampliar el servicio. También se cuenta con

una agencia de correos y una de telégrafos, careciendo de estaciones de radio y télex.

Algunos ejidos cuentan con teléfono rural controlado -- por la Secretaría de Comunicaciones, pero la mayoría carece totalmente de los servicios antes mencionados, teniendo que recurrir a la cabecera municipal para hacer uso de ellos.

El transporte es regular entre la capital del estado y Tototlán, ya que cuenta con líneas de camiones, tanto locales como de paso. En el medio ejidal, el transporte es deficiente, pues únicamente los ejidos de Nuevo Refugio y Carrozas cuentan con una línea que realiza el servicio.

Bodegas e instalaciones de beneficio de productos agrícolas.

Existen en la cabecera municipal una bodega particular de 12000 ton. de capacidad rentada por CONASUPO. El ejido de Carrozas cuenta con dos unidades de almacenamiento de 500 -- ton. cada una. En el poblado de San Antonio de Fernández, -- del municipio de Atotonilco, se encuentra una bodega de 4500 ton., que también es usada por los agricultores de Tototlán.

Como actualmente la producción de grano en el municipio es de 45000 ton., existe un déficit de aproximadamente 30000 ton.

Sobre la carretera a Ocotlán se encuentra una enfriadora receptora de Liconsa, con capacidad de 18000 litros de leche, la cual tiene como zona de influencia la parte sur del municipio.

Obras Hidráulicas

Existen tres obras de este tipo dando servicio en el municipio y son la presa La Coina con capacidad para regar 420 has., la presa El Tule para regar 72 has., y la presa derivadora La Yerbabuena.

3.2 Uso Actual del Agua y Organización de los Usuarios

Las formas de uso del agua en la zona del proyecto se describen a continuación: se da mediante dotación al 75% de los usuarios, por concesión al 9.6%, englobándose en el rubro de "otros" un 15.4%, los que utilizan el agua extraída de pozos artesianos y a cielo abierto.

La agricultura de riego en la zona de estudio es muy significativa, sólo el 30.6% de los usuarios hacen uso del agua. La organización de los usuarios es mínima, ya que sólo consiste en un programa de uso al mes.

Los principales problemas que se presentan son la falta de agua en tiempo de secas y las inundaciones en tiempo de aguas, así como la falta de organización para el uso del agua de las presas de La Coina y El Tule.

La distribución y disponibilidad del agua está restringida y sólo cumple funciones complementarias al temporal, -- las actuales fuentes de abastecimiento son las presas de La Coina y El Tule y la distribución se hace a través de canales en su mayoría azolvados y en mal estado, lo que conduce a la falta de agua y al deficiente servicio de las presas.

Actualmente se aplican los sistemas de riego por bombeo en el 67.1% de la superficie de riego en la zona del proyec-

to, de riego por gravedad en el 28.4%, riego por aspersión y humedad en el 3.4% y por goteo en el 1.1%.

Las erogaciones, el costo de producción y conservación del sistema de riego se realizan a través de cooperación de los usuarios, que aportan 3000 pesos por hectárea al año y la mano de obra requerida.

3.3 Actividades Productivas

Agricultura

La actividad agrícola descansa en la producción de los cultivos básicos, entre los que destacan el maíz, sorgo, trigo y garbanzo. Actualmente todas las actividades para el desarrollo de la producción agrícola se efectúan de manera individual.

El municipio de Tototlán cuenta con una superficie de 29285 has. que se clasifican de la siguiente manera: las tierras de labor ocupan un 33.6%, los bosques 7.2%, los pastos 51.3% y finalmente, las tierras improductivas son el 7.9%.

A nivel de la zona del proyecto los cuales se han clasificado de la siguiente manera: un 81.7% son tierras de labor un 14.8% bosque y 3.5% son pasto. En cuanto a las tierras de labor un 78% son tierras bajo condiciones de temporal y el 22% restante cuentan con riego.

Los rendimientos obtenidos en la producción de sorgo y maíz en la zona del proyecto, son superiores a las medias nacionales y estatales, por lo que se consideran satisfactorios.

La mayoría de los productores recurren al crédito que otorga Banrural para apoyar su producción. Los servicios de asistencia técnica son casi inexistentes en la zona del proyecto, lo cual impide que el productor haga uso adecuado de los insumos que utiliza para la producción.

La comercialización actual del maíz y del sorgo tienen canales definidos para su venta. Sin embargo, el precio de garantía es bajo con relación a los costos, lo cual desestimula la producción.

Los costos de producción actuales en los principales productos son muy elevados, así como también los incrementos anuales que experimentan por la inflación.

Ganadería

Las actividades pecuarias en la zona del proyecto se desarrollan predominantemente a nivel doméstico, siendo las especies explotadas los bovinos, caprinos y porcinos.

La principal actividad de la zona es la ganadería orientada a la producción de leche, pero su manejo es tradicional y genera elevados costos de producción, de tal manera que la utilidad del productor lo constituye únicamente el trabajo personal que desarrolla.

El servicio de asistencia técnica, crédito y seguro al productor es insuficiente, esta falta de apoyo al productor limita el empleo de mejores técnicas de manejo, así como el incremento de la producción.

La comercialización de la leche es deficiente; los precios actuales que recibe el productor por litro son bajos con relación a sus costos, reduciendo significativamente sus

márgenes de utilidad y desalentando la producción, lo cual impide realizar la venta de leche y de sus insumos en conjunto, con lo cual se obtendrían mejores precios.

Las técnicas de producción utilizadas generan bajos volúmenes de producción de leche.

La producción de ganado porcino se orienta hacia dos aspectos, la cría y la engorda, su comercialización no se ha establecido en forma constante y definida, sino que se da -- por medio de los intermediarios y carniceros.

La producción de caprinos lleva consigo la producción de leche de cabra, los chivos adultos son vendidos para proporcionar birria y los pies de cría se venden a diferentes regiones del estado y del país. Con la leche se elaboran cajeta, natilla o chiclosos.

Psicultura

Esta actividad es totalmente incipiente, dado que sólo se realiza en la presa de La Coina con carácter de autoconsumo, por lo que no tiene relevancia como actividad económica.

Apicultura

No existe el aprovechamiento de esta actividad a nivel comercial en el área del proyecto, aplicándose métodos rudimentarios, teniendo carácter de autoconsumo y siendo mínima su importancia económica.

Silvicultura

Como las tierras están abiertas en su totalidad al cultivo no hay explotación silvícola en la zona, por no existir el recurso natural, sin embargo, en el área de influencia --

existen especies de robles, encino y palo dulce que no se explotan.

Producción Industrial

En esta actividad resalta la ausencia de infraestructura industrial y poco desarrollo, lo que ha contribuido a desalentar la actividad, no cumpliendo con la función que le corresponde de absorción de mano de obra que se rechaza del sector primario y fundamentalmente del agrícola.

Las industrias se caracterizan por ser pequeñas unidades familiares, por lo cual no es una actividad permanente. El tamaño de éstas es reducido dando ocupación a 1 ó 2 personas por empresa.

Producción Artesanal

Esta es un área productiva que se desaprovecha totalmente, pues no existe tradición en ninguna rama de esta actividad, razón por la cual es difícil su desarrollo.

Comercio

La actividad comercial está poco desarrollada, ya que predominan los establecimientos manejados a nivel familiar con los tradicionales sistemas de comercialización, con bajos niveles de ocupación, por lo que la contribución de esta actividad en la absorción de mano de obra es limitada. El grupo correspondiente a la compra y venta de alimentos, bebidas y productos de tabaco constituyen el mayor número de establecimientos del total de la actividad comercial, pero la poca diversidad de productos, calidad y precio en la oferta han originado que un número significativo de las compras las realicen en Atotonilco y Ocotlán.

Servicios

Los servicios que se brindan en general se caracterizan

por ser insuficientes y de bajo nivel ocupacional.

En el sector salud la población se encuentra desprotegida al no estar integradas a los servicios salas de operación, teniendo que trasladar a los pacientes a Ocotlán.

No existe la infraestructura de hospedaje necesaria, -- por lo que en caso de requerir pernoctar, hay que trasladarse a ciudades cercanas.

Los servicios que se brindan en la elaboración de alimentos y bebidas adolecen de falta de higiene, lo que limita su demanda y su desarrolla.

En los aspectos recreativos y de esparcimiento su cobertura es sumamente limitada, por lo cual, la población tiene que trasladarse hacia ciudades más cercanas para cubrir esta necesidad.

El poco desarrollo de los servicios, se debe a que no existe una demanda de los mismos por la falta de poder adquisitivo de la población y la falta de desarrollo de la agricultura y la industria.

3.4 Ingresos Familiares

En base a los ingresos totales, se estimó que el ingreso medio familiar anual para el sector agropecuario, es para los ejidatarios de 79338 pesos y para los pequeños propietarios de 61635 pesos, para un promedio general de 238520 pesos.

El ingreso medio mensual de la población es de 23980 pe

sos. Sin embargo, no es representativo de la economía general del municipio, porque el sector de la pequeña propiedad tiene un ingreso mensual promedio de 58709 pesos, superior al promedio de la comunidad, mientras los ejidatarios tienen un ingreso de 9099 pesos mensuales.

Agricultura

La agricultura es la principal fuente de ingresos, pues representa el 52.5% en el sector ejidal y el 51.7% en la propiedad privada. El ingreso medio familiar de los ejidatarios es de 41649 pesos anuales y en los pequeños propietarios de 308417 pesos. Estas diferencias se deben a que las parcelas de los pequeños propietarios son más grandes y a la vez, obtienen mayores rendimientos que los ejidatarios.

Pecuaría

El ingreso pecuario en los ejidatarios representa el 46.7% del ingreso agropecuario y en los pequeños propietarios el 49.1%. El ingreso medio familiar de los ejidatarios es de 37692 pesos, mientras que el de los pequeños propietarios alcanza 301524 pesos.

Jornaleo

El trabajo de jornalero se realiza dentro de las actividades del ejido y representa un ingreso anual de 13907 pesos, pues la actividad es eventual.

Otras actividades

Otras actividades complementarias al ingreso de la población son servicios, industria y comercio. Los ingresos totales por estos conceptos son de 39481 pesos anuales en promedio, siendo para los ejidatarios de 15870 pesos y para los pequeños propietarios de 94573 pesos.

3.5 Egresos Familiares

La encuesta realizada a los beneficiarios del proyecto -- reflejó dos tipos de gastos familiares diferentes: los de -- los ejidatarios y los de los pequeños propietarios.

El gasto mensual de los ejidatarios para 1982 fue de -- 8037.1 pesos, que se distribuyen de la siguiente manera:

CONCEPTO	PESOS	PORCENTAJE
Alimentación	4372.7	54.4
Vestuario	1295.5	16.1
Medicinas y Médico	679.1	8.4
Transporte	243.6	3.0
Art. de aseo	575.9	7.2
Art. Escolares	309.1	3.9
Diversión	50.0	0.6
Impuestos	333.9	4.2
Otros	177.3	2.2

Los pequeños propietarios tienen gastos más altos, pues su poder de compras es mayor, debido a que obtienen mejores rendimientos de producción y cultivan mayor número de hectáreas.

El valor total del gasto de los pequeños propietarios -- es de 17620.3 pesos, suma que se descompone en la siguiente -- forma:

CONCEPTO	PESOS	PORCENTAJE
Alimentación	7692.5	45.2
Vestuario	1406.3	8.0
Médico y Medicinas	1681.5	9.5
Transporte	3425.0	19.4
Art. de aseo	725.0	4.1
Art. Escolares	731.3	4.2
Diversión	500.0	2.8
Impuestos	418.1	2.4
Otros	770.6	4.4

Como un compendio informativo se presenta el ingreso total medio de la población investigada que fue de 12064.7 pesos, suma que se descompone de la forma siguiente:

CONCEPTO	PESOS	PORCENTAJE
Alimentación	5884.2	48.7
Vestuario	1342.1	11.1
Médicos y Medicinas	1103.7	9.1
Transporte	1583.2	13.2
Art. de aseo	638.7	5.3
Art. Escolares	486.9	4.0
Diversión	239.5	2.0
Impuestos	369.4	3.1
Otros	427.1	3.5

4.- JUSTIFICACION SOCIOECONOMICA DEL PROYECTO

Dentro del estudio realizado se ha hecho evidente la necesidad del proyecto, ya que las estimaciones de lo que puede acontecer en el futuro sin el mismo, son bastante negativas; en conciencia la única alternativa para que el área de riego de Tototlán pueda salir del estancamiento en que se encuentra, es realizar el proyecto.

Adicionalmente no existe otro proyecto viable que pueda ayudar a mejorar la situación actual, pues la industria sólo podrá ser un factor dinámico en la medida que el sector primario proporcione el despegue, para que la economía en conjunto se mueva.

En este estudio se llegó a la conclusión de que "siendo el Valle de Tototlán un lugar propicio para la agricultura y la ganadería y estando situado en un lugar estratégico en relación a la capital del estado, es necesario que se programe su desarrollo con obras de infraestructura de riego, con el fin de integrar esta zona a una nueva economía, en forma tal que a la vez que los moradores se beneficien económicamente, contribuyan con la balanza productiva y comercial.

5. CAPITULO III ESTUDIOS TECNICOS DEFINITIVOS

Estos estudios nos sirven de apoyo para diseñar todas las estructuras que intervienen dentro de la obra, mismos -- que son:

1. Estudios Topográficos
2. Estudios Geológicos
3. Estudios Hidrológicos
4. Estudios de Mecánica de Suelos

1. Estudios Topográficos

Las estructuras topográficas que deberán llevarse a cabo y que estarán destinados a la planeación y desarrollo del proyecto son:

- 1) De Cuenca de Captación
- 2) De Vaso de Almacenamiento
- 3) De Boquilla

1.1 Levantamiento de Cuenca de Captación

El levantamiento topográfico de una cuenca de Captación generalmente se realiza para determinar su área y forma de concentración de los escurrimientos, a fin de utilizar esos datos en la solución de problemas hidrológicos.

Al hacer el levantamiento de una cuenca, deben obtenerse los siguientes datos:

- Area y forma de la cuenca
- Forma de concentración de los escurrimientos
- Cubierta vegetal

- Geología superficial
- Existencia dentro de la cuenca de obras hidráulicas, centros urbanos, vías de comunicación, etc.

Datos que serán de mucha utilidad para estimular el coeficiente de escurrimiento.

La cuenca es de forma rectangular de 96.0 km² de superficie, su pendiente media sobre el arroyo principal, Los Sabinos, es de 2.3% y la de su ramal el arroyo Prieto es de -- 2.1%, sus laderas presentan una superficie que varía entre - el 3.0% y el 5.0%.

En el aspecto vegetación, encontramos que el 3.6% de la cuenca en su parte alta son bosques, que en su piso inferior el 40.0% son encinos y pinos y su piso inferior está cubierto por zacate en un 80.0%; tiene la cuenca un 40.0% de chaparrales, superficie que está constituida en su piso superior por 50.0% de nopales y huizaches, y el 75.0% de su piso inferior es zacate; hay un área de un 30.0% de sembradíos de temporal en las cuales se cultivan maíz, frijol y sorgo; también se tiene un 0.3% de lagunas y rancherías y por último, - la cuenca presenta un 27.1% de terrenos cerriles cubiertas - de pasto. La erosión de la región es de tipo hídrico en su parte alta muy notable en los caminos, que provoca arrastre de azolves, por esta razón es recomendable forestar la zona.

En cuanto al aspecto geológico, el sitio en estudio se caracteriza por presentar derrames del tipo basáltico, en -- partes cubiertos por tierra vegetal arcillosa color rojizo - debido a la alteración que provoca el basalto.

El levantamiento de la cuenca de captación, presenta -- dos etapas principales: la identificación del parteaguas y -

5. CAPITULO III ESTUDIOS TECNICOS DEFINITIVOS

Estos estudios nos sirven de apoyo para diseñar todas - las estructuras que intervienen dentro de la obra, mismos -- que son:

1. Estudios Topográficos
2. Estudios Geológicos
3. Estudios Hidrológicos
4. Estudios de Mecánica de Suelos

1. Estudios Topográficos

Las estructuras topográficas que deberán llevarse a ca- bo y que estarán destinados a la planeación y desarrollo del proyecto son:

- 1) De Cuenca de Captación
- 2) De Vaso de Almacenamiento
- 3) De Boquilla

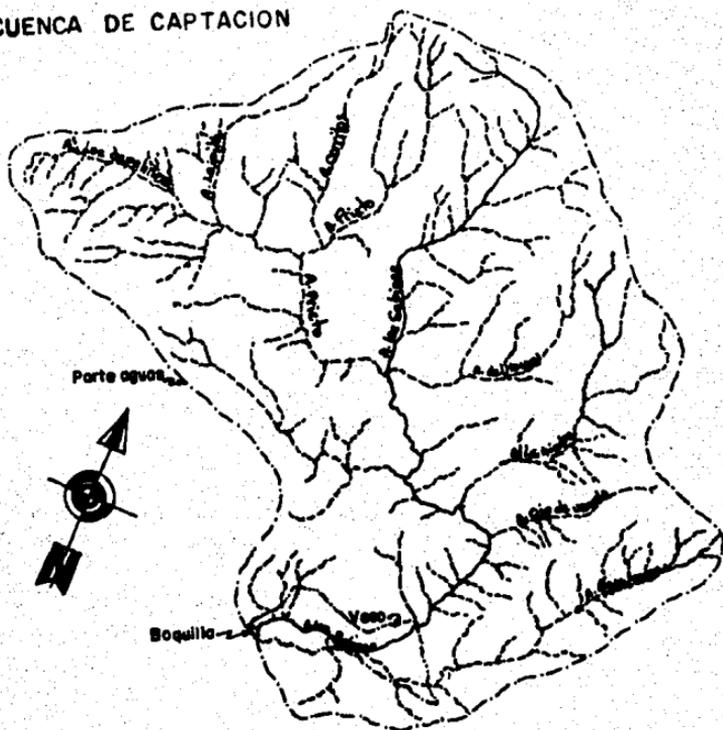
1.1 Levantamiento de Cuenca de Captación

El levantamiento topográfico de una cuenca de Capta---- ción generalmente se realiza para determinar su área y forma de concentración de los escurrimientos, a fin de utilizar es tos datos en la solución de problemas hidrológicos.

Al hacer el levantamiento de una cuenca, deben obtener- se los siguientes datos:

- Area y forma de la cuenca
- Forma de concentración de los escurrimientos
- Cubierta vegetal

CUENCA DE CAPTACION



SUPERFICIE = 96.0 KM²
ESCALA 1:50 000

La precisión requerida, teniendo en cuenta el uso que se les dará a los datos obtenidos, es de 1:100; en los cierres de las poligonales de apoyo se acepta de 1:500.

1.2 Levantamiento del vaso de Almacenamiento

El levantamiento de un vaso de almacenamiento tiene por objeto determinar su plano topográfico el cual servirá para:

- Conocer su capacidad a diferentes elevaciones.
- Conocer las áreas de embalse a diferentes elevaciones para poder estimar las pérdidas por evaporación y la capacidad a efectos de regulación.
- Apoyo de los estudios geológicos.
- Determinar las áreas y distribuciones de propiedades que pueden ser inundadas y poder valorar las indemnizaciones correspondientes.

El levantamiento del vaso se divide en dos pasos:

1. Establecimiento de puntos de control.
2. Configuración del terreno y levantamiento de detalle.

1. Para apoyo del levantamiento, se llevarán poligonales trazadas con tránsito y cinta de acero o tránsito y esta día a través de sitios ventajosos para la configuración del terreno, como lo son, caminos, linderos, cauces, etc., para reducir las brechas.

Como origen del levantamiento, se eligió un punto situado sobre el eje previamente establecido para apoyo de la boquilla y de ese punto partió la poligonal principal, trazada

a lo largo del vaso de la cañada del arroyo, provocando que los vértices cumplan la condición de configuración. La poligonal es abierta, comprobando las distancias haciendo lecturas hacia atrás en cada cambio de estación, hasta dominar una elevación mayor de 5 a 10 m. a la elevación del embalse-propuesto. Así mismo, aguas abajo del eje se prolongará 300-mts.

Por la amplitud del vaso fue necesario medir longitudes próximas a 1000 m., estableciendo apoyos laterales por medio de poligonales secundarias, que se trazan partiendo de la poligonal principal y de preferencia se llevan a lo largo de los arroyos, siguiendo el mismo criterio aplicado a la poligonal principal.

Los ángulos de los vértices en las poligonales se miden en forma directa, repitiendo en cada estación el instrumento de medición del ángulo, de manera que en la repetición quede acumulado el valor de dicha lectura y con la condición de que al terminar la segunda observación, el instrumento quede en posición inversa con respecto a la primera. De esta manera, al terminar la medición de cada ángulo se tiene la seguridad de haberla ejecutado con la precisión del instrumento y sin equivocaciones.

Las poligonales deben monumentarse en dos vértices consecutivos a cada kilómetro y, en casos de poca longitud a cada 500 mts.

El cierre angular de las poligonales principales debe estar dentro de la tolerancia que da la fórmula:

$$T = 2a \sqrt{n}$$

T = Tolerancia expresada en minutos

a = Aproximación del aparato expresada en minutos.

n = Número de vértices de la poligonal

El cierre angular debe estar dentro de la tolerancia -- 1:500.

Para el control vertical de las levantamientos se nivelan todos los vértices de la poligonal con nivel fijo, comprobando la nivelación cada 500 mts. regresando al banco de partida.

El desnivel que se obtenga entre los bancos de nivel debe estar dentro de la tolerancia que da la fórmula:

$$T = 6 \sqrt{n}$$

T = Tolerancia en mm.

n = número de estaciones

2. La configuración del terreno, el levantamiento catastral y los detalles del vaso se hacen con métodos taquimétricos con plancheta, sirviendo de apoyo los vértices de las poligonales previamente trazados y nivelados. Para obtener las cotas secundarias en la configuración, se deberá evitar hasta donde sea posible correr nivelaciones con nivelaciones -- con nivel de mano o montado, ya que este método proporciona pobreza de datos, además de que no permite levantar simultáneamente los datos catastrales y los de detalle del vaso.

Los datos que se incluirán en esta última parte del levantamiento, serán aquellos que intervengan en el uso actual del terreno del vaso, como: tierras ganaderas o agrícolas, - áreas de riego por gravedad, por bombeo o temporal, tipos de cultivos en desarrollo, propiedades ejidales y particulares,

así como zonas ocupadas por construcciones, caminos, etc.

El plano debe tener el control horizontal y vertical de la configuración, con equidistancia entre las curvas de nivel a cada metro y en el que aparezcan en él las poligonales de apoyo establecidas, linderos de propiedad, construcciones, caminos, etc.

También es usual incluir en el planotopográfico la gráfica de áreas y capacidades del vaso de almacenamiento, pues ésta se obtiene como se explicará más adelante en el estudio hidrológico a partir de este plano.

1.3 Levantamiento de Boquillas

El levantamiento topográfico de las boquillas se hace con los siguientes propósitos:

- Contar con un apoyo para las exploraciones geológicas.
- Disponer de un plano topográfico detallado para el diseño de la cortina y las obras auxiliares.
- Establecer puntos de control y apoyo que serán utilizados para el control de líneas y niveles durante la construcción.

El levantamiento de la boquilla constará de dos partes:

1. Establecimiento de puntos de control y apoyo.
- 2.- Configuración del terreno y levantamiento de detalle

1.- Los puntos de control o de apoyo se fijarán por medio de poligonales corridas con tránsito y cinta de acero --

utilizando el método de medición directa de ángulos.

Primeramente se traza la línea correspondiente al eje - de la cortina; en seguida se llevará una poligonal a lo largo del cauce del río aguas arriba y abajo del eje, ligada a la primera y en una longitud necesaria, para cubrir un poco más del área que ocupará la cortina y las obras auxiliares. - Los vértices de las poligonales se nivelarán con nivel montado, referenciándose.

Los puntos de control deberán monumentarse y referen---ciarse para su fácil localización, ya que éstos servirán de apoyo para el trazo de la cortina y de las obras auxiliares. Los monumentos se referirán al nivel del mar preferentemente.

2. La configuración y el levantamiento de detalles se - harán por medio de secciones transversales al eje y nivela--das con nivel fijo. Se debe procurar detallar los cauces naturales, acantilados, talwegs, sitios probables para alojar el vertedor de demasías y su canal de descarga; para lo cual se deberá procurar establecer poligonales secundarias.

Para esta clase de levantamientos se deberá tener una - precisión mayor; para el cierre lineal de las poligonales se admite una tolerancia de 1:5000.

El cierre angular debe estar dentro de la tolerancia - expresada por la siguiente fórmula:

$$T_a = a \sqrt{n} \quad \text{en donde:}$$

T_a = Tolerancia angular expresada en minutos.

a = aproximación del aparato, expresada en minutos.

n = número de vértices de la poligonal

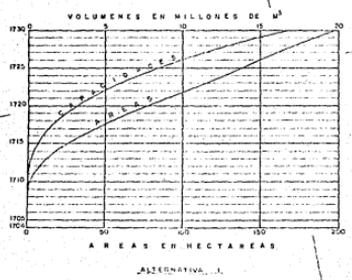
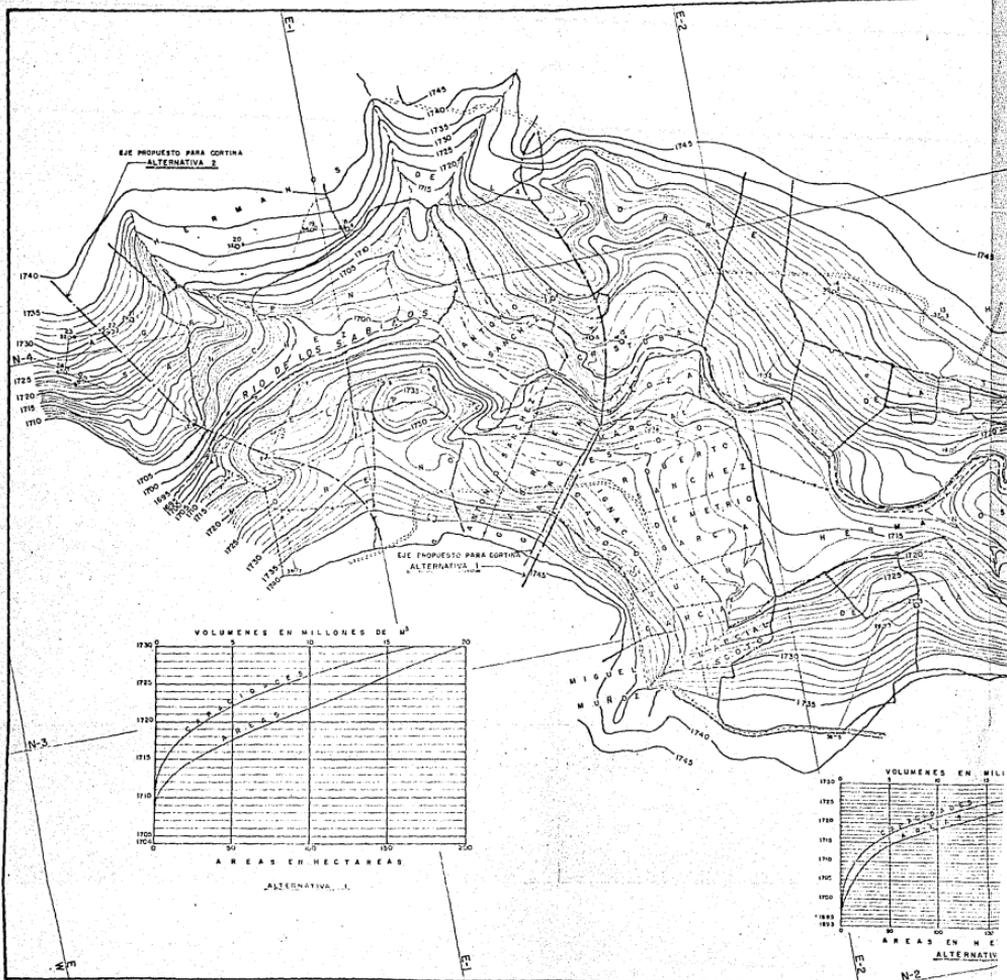
La tolerancia en las nivelaciones estará dada por la fórmula siguiente:

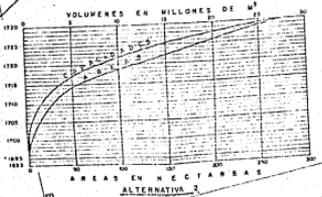
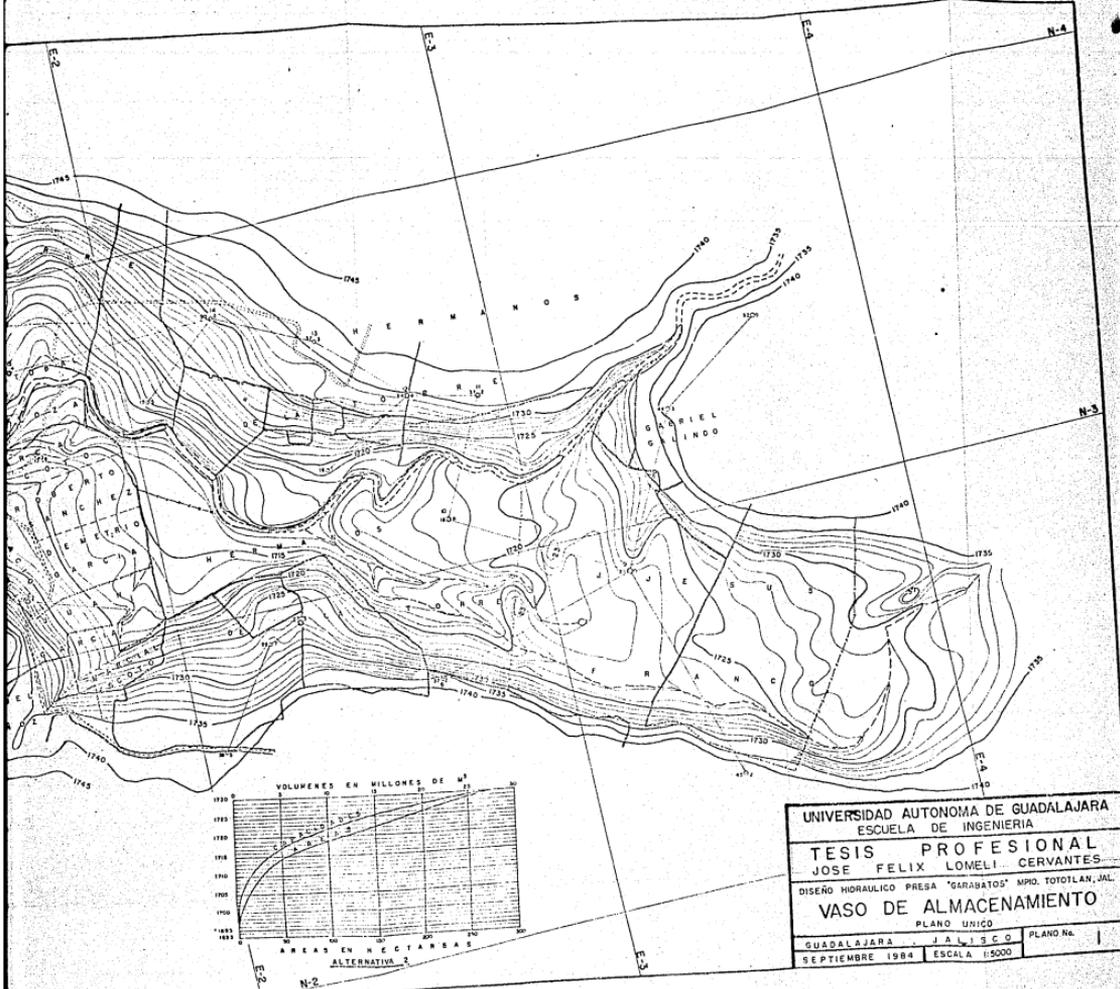
$T_n = 10 \sqrt{k}$ en donde:

T_n = Tolerancia en milímetros

k = número de kilómetros nivelados

Como resultado del trabajo anterior se formará el plano respectivo que contenga la planta con curvas de nivel equidistantes a un metro y el perfil de la boquilla, en el que aparecerán los datos necesarios para proyectar las estructuras necesarias de que constará el proyecto. Así mismo se dibujará el control horizontal y vertical de los levantamientos señalando cadenamamientos y elevaciones de los vértices de la poligonal, puntos principales de apoyo y monumentos, los que deberán de hacerse destacar.





UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
 ESCUELA DE INGENIERIA

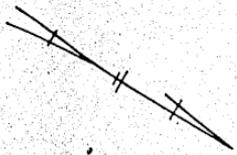
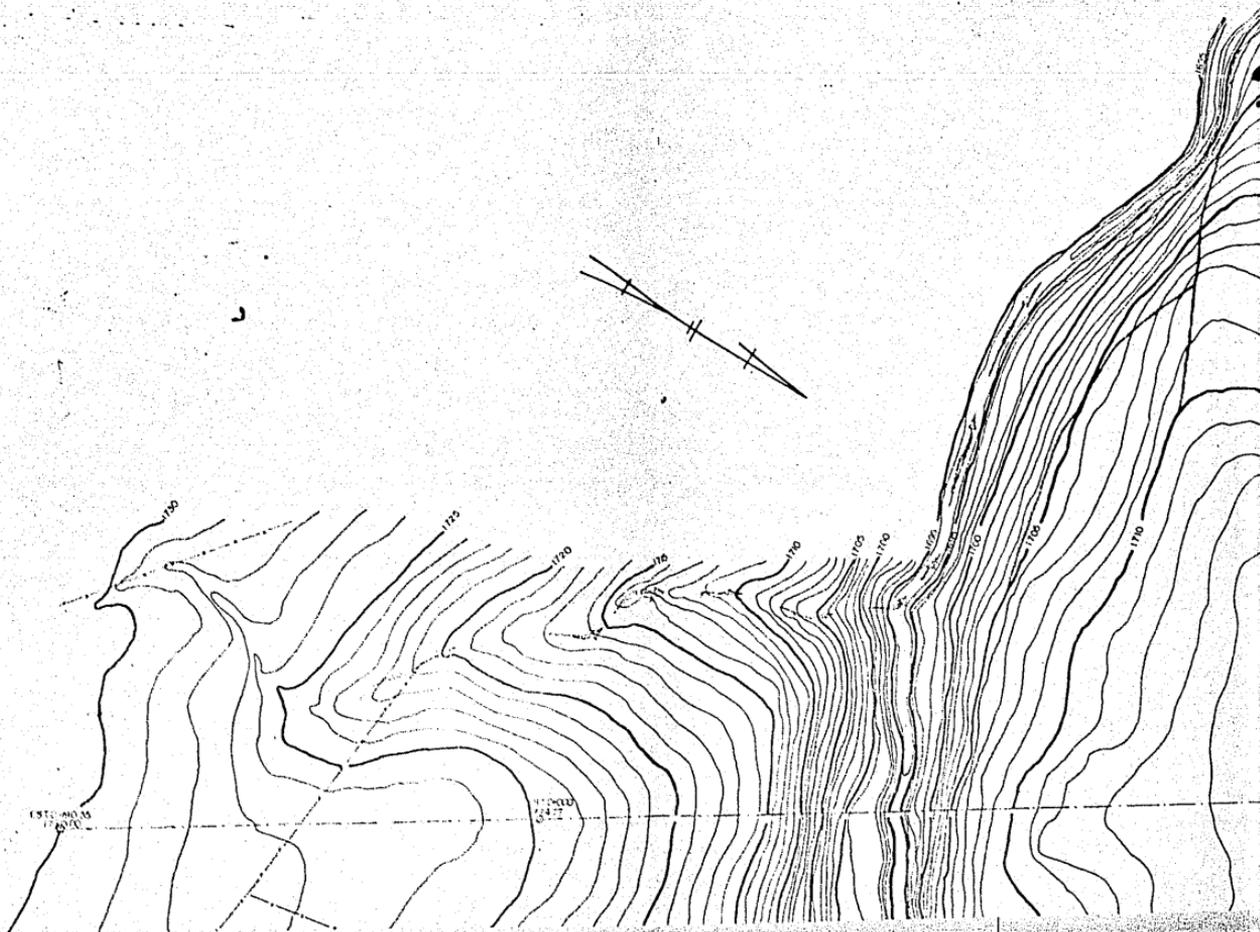
TESIS PROFESIONAL
 JOSE FELIX LOMELI CERVANTES

DISENO HORRUALICO PRESA "GARABATOS" MPO. TOTOTLAN, JAL.

VASO DE ALMACENAMIENTO

PLANO UNICO

GUADALAJARA JALISCO PLANO No. 1
 SEPTIEMBRE 1984 ESCALA 1:5000



1750 40.55
1700

1700 44.27

1700

1725

1720

1716

1710

1705

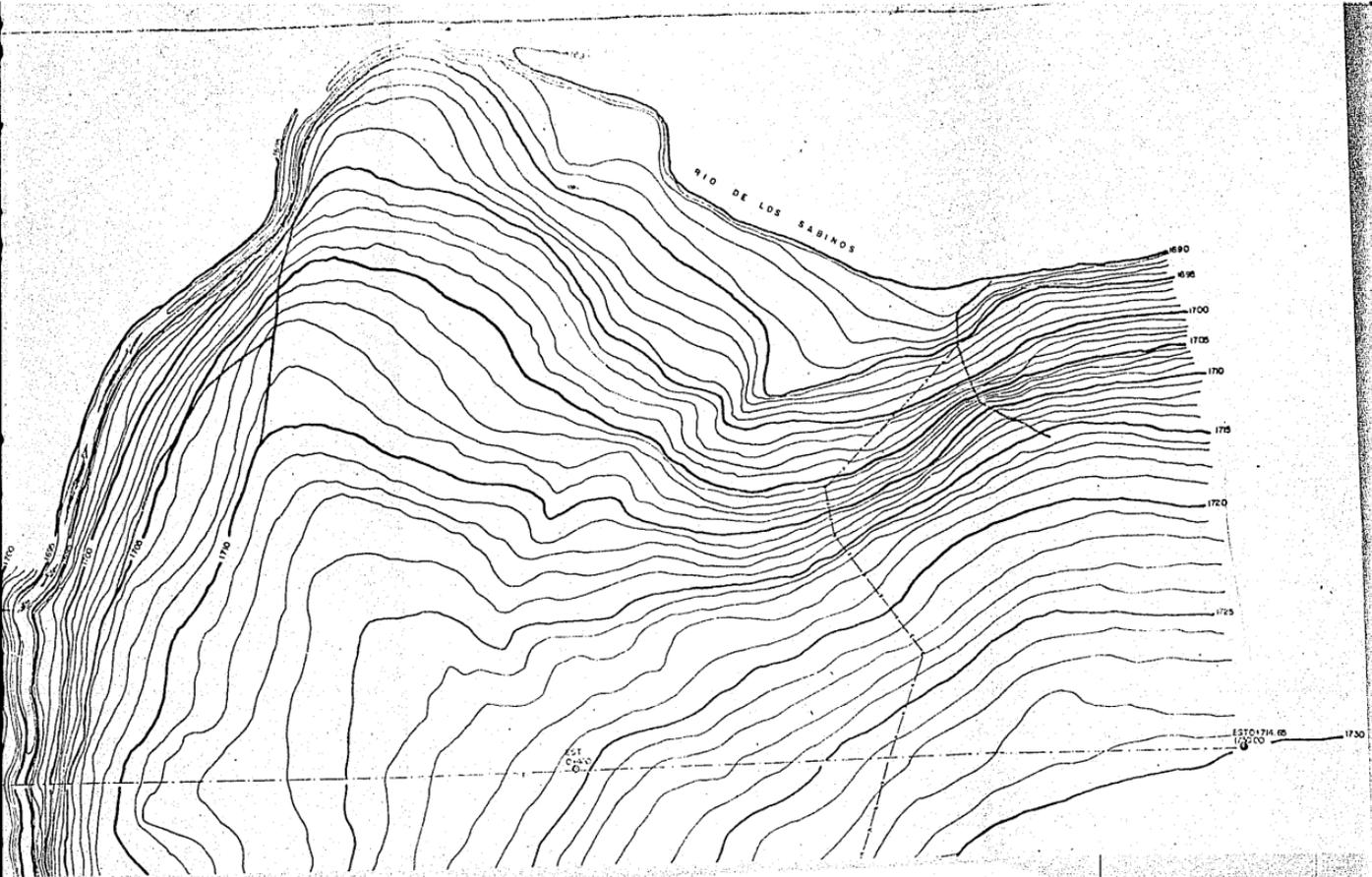
1700

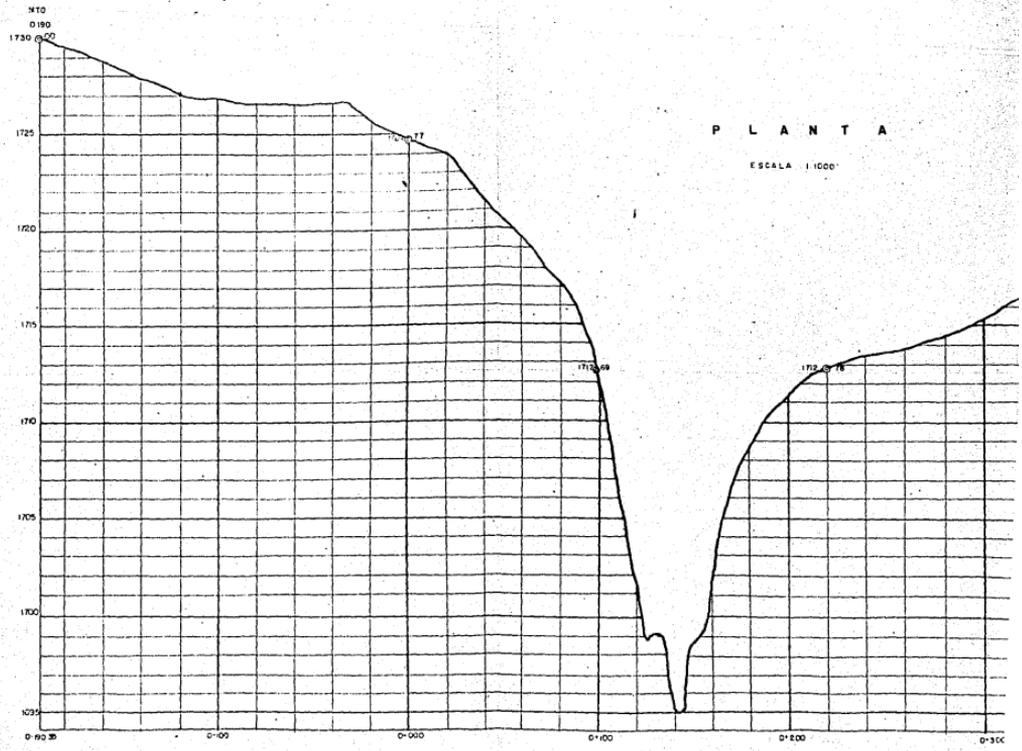
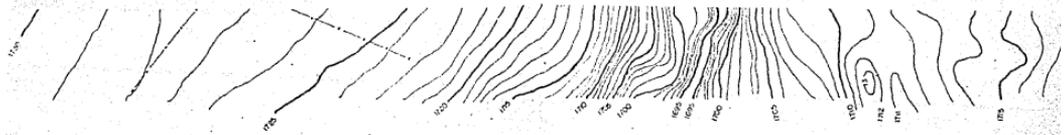
1700

1700

1700

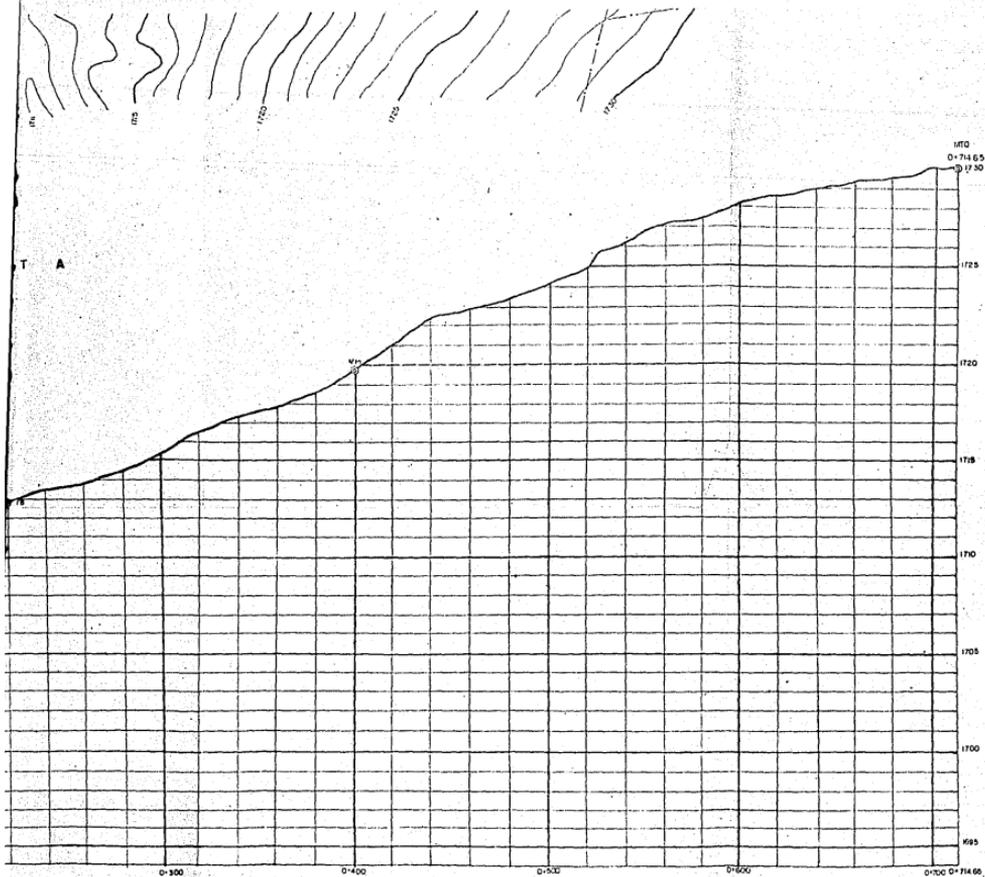
1710





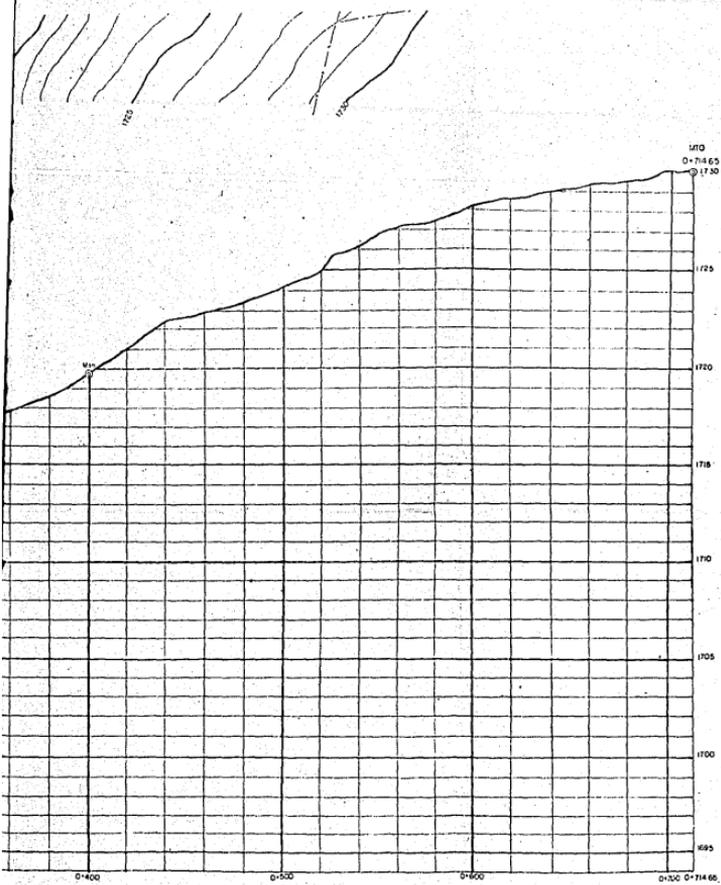
P L A N T A
 ESCALA 1:1000

P E R F I L
 HOR. 1 : 1000
 ESCALAS VER. 1 : 100



ERFIL
 ALAS HOR. 1:1000
 VER. 1:100

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GU	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESI	
JOSE FELIX LOMELI C	
DISEÑO HIDRÁULICO	PRESA GARABATO
BOQUIL	
PLANO UNICO	
GUADALAJARA JALISCO MEXICO	



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
JOSE FELIX LOMELI CERVANTES	
DISEÑO HORRÁLICO PRESA GARABATOS MPO TOTOTLAN JAL BIOQUILLA	
PLANO UNICO	
GUADALAJARA JALISCO MEXICO	2

2. Estudios Geológicos

Los estudios geológicos para este tipo de aprovechamientos revisten una capital importancia, en virtud de que pequeñas infiltraciones pueden originar el fracaso de la obra, dado que los almacenamientos son pequeños.

Es obvio que estos estudios deben ser orientados a obtener con la menor erogación posible, el máximo conocimiento; pero por ninguna circunstancia se deben escatimar erogaciones para su ejecución.

Los estudios que se realizarán previamente a los trabajos de exploración son los siguientes:

Se levantará un plano de la geología superficial de la zona en proyecto, abarcando boquilla y vaso, en el que deben aparecer las condiciones generales de estructura geológica y secuencia estratigráfica. Como complemento al plano indicado y siempre que sea posible, se debe hacer la clasificación y la medición de los sistemas de fracturamiento de los afloramientos de las rocas que constiruyen la boquilla, con el fin de correlacionar su geometría y su intensidad, con la estabilidad de los cortes y obras de excavación que puedan requerir los diseños de la obra.

Estos levantamientos de Geología Superficial servirán para interpretar en forma general, cuáles son las características significativas de las estructuras geológicas y los de resistencia, estabilidad y permeabilidad de las formaciones de la zona, la excavación de pozos a cielo abierto, localizados adecuadamente en base a estos levantamientos permiten ampliar la información geológica que en caso de que aún se considere incompleta, se deberá establecer un programa de sondeos exploratorios con máquina, que defina con detalle las -

características geológicas necesarias para el correcto desarrollo del proyecto.

2.1 Geología de la Boquilla

Se hará el levantamiento detallado, para relacionar la geología local con las diferentes partes estructurales de la obra hidradlica: cortina, vertedor y obra de toma. Se pondrá especial atención a la zona de cimentación de la cortina, en lo que se refiere a la permeabilidad y la resistencia de la roca o suelo que en ella exista.

Para llevar a cabo lo anterior, se excavarán pozos a -- cielo abierto a lo largo del eje topográfico propuesto, incluyendo uno como mínimo aguas arriba y otra aguas abajo, sobre el cauce. El número de pozos debe ser el necesario para definir el perfil geológico.

La localización de los pozos, se hará de acuerdo a las características topográficas y geológicas, llevándose hasta una profundidad máxima de 8.0 m., tratando de llegar al material aceptable para el desplante de la obra propuesta. Donde la roca sana aflora pueden omitirse las excavaciones, excepto si se localizan sobre accidentes geológicos, tales como: fallas, fracturas, cuerpos permeables o formaciones muy fracturadas.

Cuando el espesor de los materiales inapropiados para -- la cimentación como escombros, roca intemperizada o fracturada, sea considerable, conviene que las exploraciones sean -- completadas con sondeos a máquina.

2.2 Geología del Vaso

Es preciso levantar con todo detalle las estructuras -- geológicas como hoquedades en rocas solubles, fracturas y fallas abiertas, cuerpos permeables, etc., así como la capa superficial impermeable que cubre a la roca, para relacionarlas con la cota de embalse a fin de predecir los posibles -- efectos permeables en relación al almacenamiento, para de esta manera prever la posibilidad de ejecución de tratamientos locales económicamente factibles, como el inyectado, tendido de arcilla protegida por rezaga, en alguna o algunas zonas - del vaso, que presenten características permeables de carácter desfavorables para el correcto funcionamiento del vaso.

2.3 Pruebas de Permeabilidad

Con objeto de verificar el grado de permeabilidad de -- los materiales que constituyen el vaso o la boquilla, es deseable efectuar pruebas de permeabilidad de campo, las que - se pueden hacer en el fondo de los pozos a cielo abierto a - medida que avanza la excavación de los mismos; estas pruebas proporcionan una estimación cualitativa.

La prueba de campo consiste en excavar un cubo de 30 cm. de lado por ejemplo, se llena con agua varias veces para saturar el terreno, una vez cumplido este requisito, se vuelve a llenar; por el tiempo que transcurre en ser absorbida ésta, se juzga sobre la permeabilidad del material. El control de las pruebas se hace midiendo cada hora el abatimiento que -- presenta el espejo de agua, formándose con estos datos una - curva, niveles de agua en función del tiempo; en el eje de - las ordenadas se anotan los niveles en centímetros y en el - de las abcisas, el tiempo en horas.

Se estima que un terreno es poco permeable si el agua - tarda entre 25 y 30 horas en infiltrarse totalmente.

En los casos en que se considere necesario hacer pruebas de permeabilidad más precisas, se podrá recurrir a las pruebas Lefranc o Lugeón, o cualquier otro tipo de prueba relativa. Los ensayos Lefranc se hacen en terrenos granulares, desde acarreo de río hasta materiales de grano fino, como tobas arenosas, limos, tobas arcillosas, etc., las Lugeón en rocas fracturadas.

Los datos obtenidos en el estudio geológico se presentan a continuación:

Fisiografía

La región se localiza dentro de la provincia fisiográfica denominada "Zona de Fosas Tectónicas y Vulcanismo Reciente", (Manuel Alvarez Jr. 1961), caracterizada en el área por la existencia de valles amplios, rodeados por mesetas y volcanes de naturaleza basáltica.

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

Geología Regional

La región, está constituida por derrames basálticos provenientes de numerosos aparatos volcánicos diseminados en el área y por depósitos lucastrales formados por material fluvial derivado de las montañas, tobas y cenizas volcánicas deposi-

tadas igualmente en medio acuoso.

Geología de la Boquilla y el Vaso

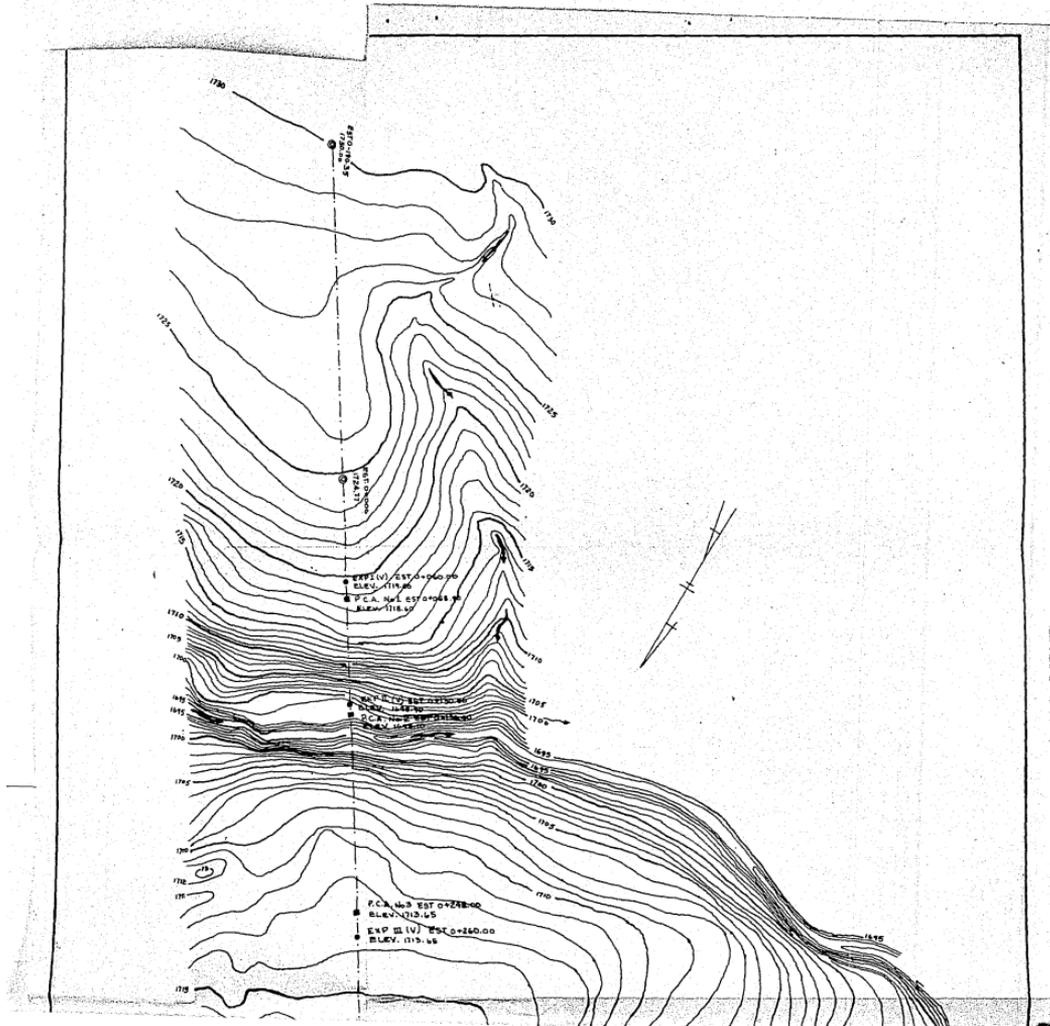
Ambas márgenes de la boquilla, están constituidas en la parte superior, por basalto vesicular de color gris oscuro, que presenta una zona afectada por el intemperismo, que ha dado lugar a la formación de fragmentos redondeados, hasta de 1.50 m. de diámetro, presentando una estructura esferoidal, empacados en material arcilloso, de color rojo profundo debido a la alteración del basalto. Esta alteración alcanza un espesor de 4.80 m. cortado en la Exp. III (v), Est. 0+260, hacia abajo, el basalto se presenta fracturado pero sin alteración. El espesor máximo de este derrame basáltico cortado en la Exp. I (v), Est. 0+060.

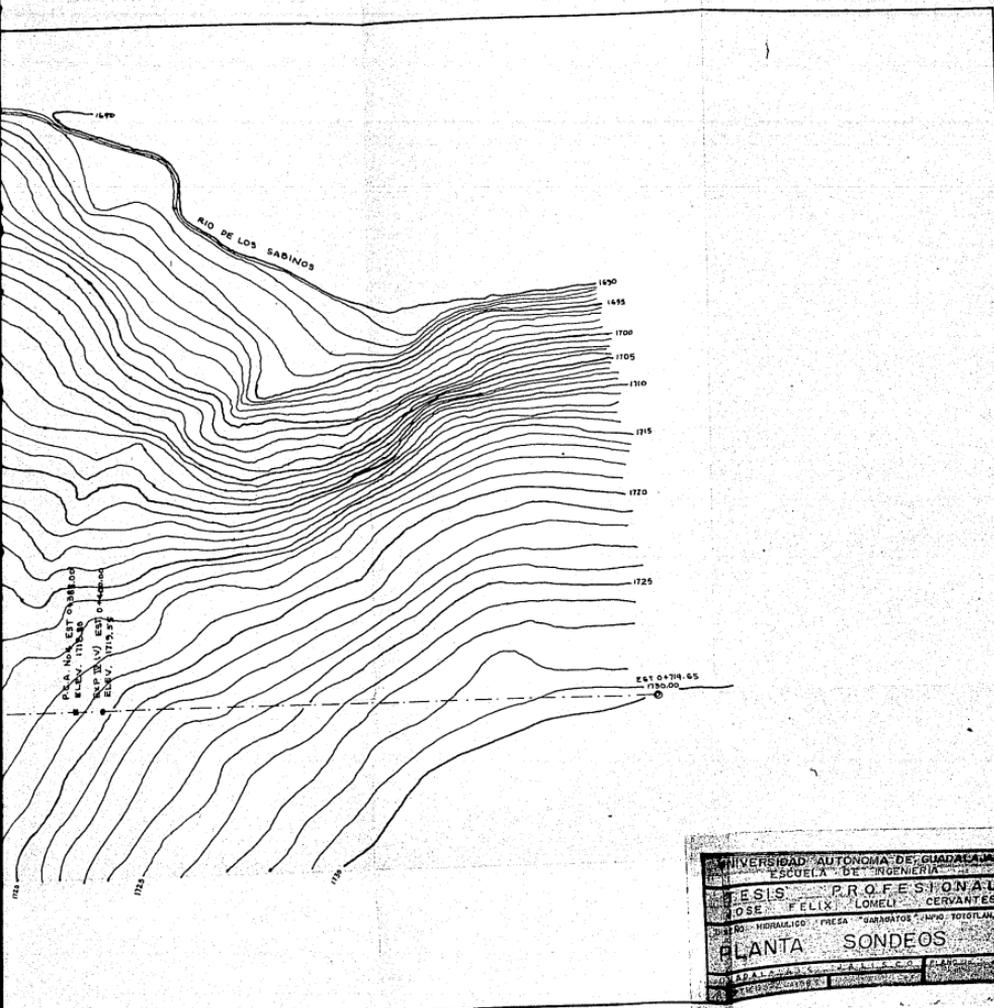
Subyaciendo el basalto descrito, se encuentra un cuerpo de forma tabular de 11.0 m. de espesor promedio, de toba lacustre, constituida de arenisca y limo, de color crema claro, en capas de 5 a 20 cm. de espesor, perfectamente estratificadas en posición casi horizontal, que tiene rumbo N 80° W con 6° de echado al SW. Este depósito, descansa en aparente concordancia sobre un derrame de basalto vesicular, de color café rojizo que tiene fracturas rellenas de archilla. La Exp. II (v), Est. 0+130 cortó 11.05 m. de este material.

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

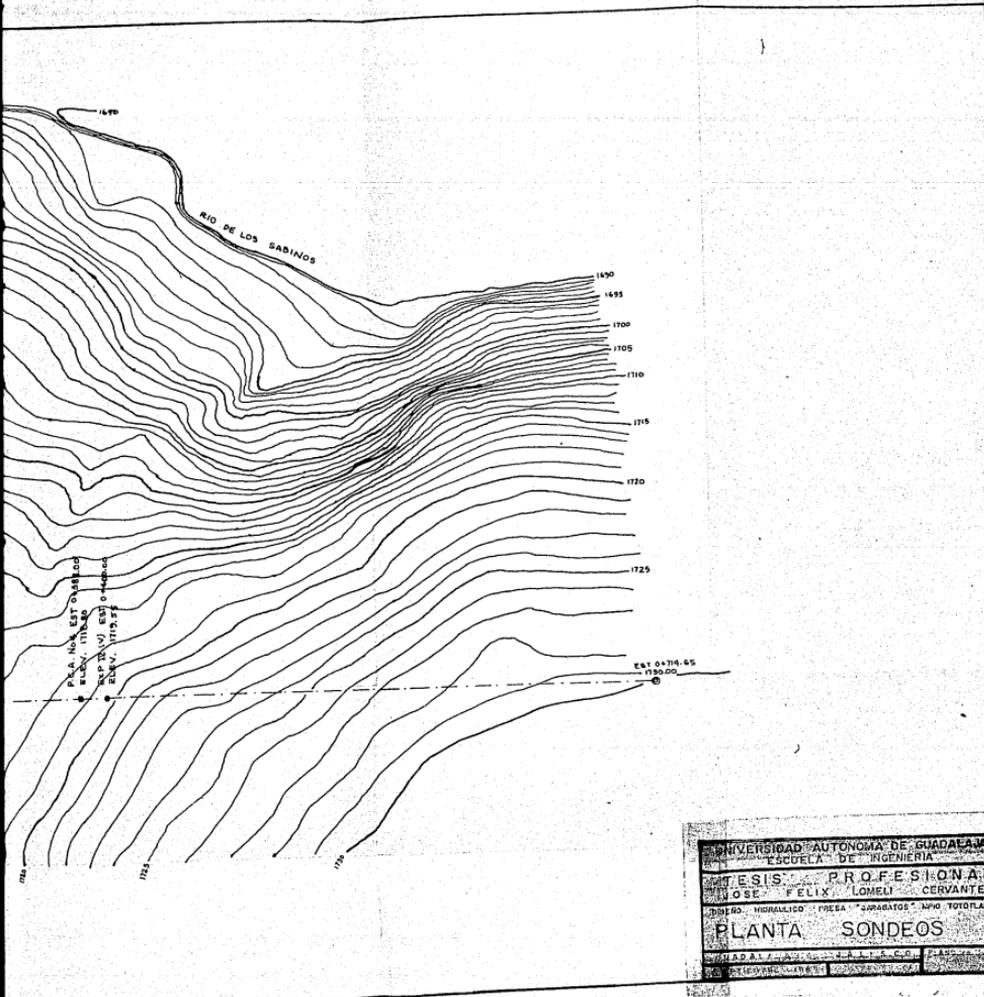
2.4 Resultado de las Exploraciones

Se realizaron 4 sondeos a lo largo del eje, dos en la -





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERÍA	
TESIS	PROFESIONAL
DE	DE
DE HIDRÁULICO	DE PRESA
DE FELIX LOMEQUE	DE CERVANTES
PLANTA SONDEOS	
DE	DE
DE	DE
DE	DE



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
 ESCUELA DE INGENIERÍA
 TESIS PROFESIONAL
 JOSE FELIX LOMELI CERVANTES
 TÍTULO: HIDRÁULICO PRESA "SABINOS" ANFO TOTOTLAN, JALISCO
 PLANTA SONDEOS
 GUADALAJARA, JALISCO, C. J. M. C. S. P.
 1963

margen izquierda, estando uno inmediato al cauce y los otros dos en la margen derecha, excavándose 4 pozos a cielo abierto distribuidos de igual manera.

Exp. I (v) Est. 0+060 Elev. 1719.60 Prof. total 23.40m.

DE	A	DESCRIPCION
0.00	2.80	Fragmentos de basalto vesicular --- arredondados, incluidos en material arcilloso, de color rojo, producto de la alteración del mismo basalto.
2.80	8.70	Basalto vesicular, de color gris -- oscuro, muy fracturado.
8.70	10.50	Basalto vesicular, fracturado.
10.50	12.30	Basalto vesicular, sano.
12.30	16.65	Basalto vesicular, muy fracturado.
16.65	18.30	Basalto vesicular, fracturado.
18.30	23.40	Toba lacustre color crema

Profundidad del tubo de ademe 13.80 m.; hubo pérdida total del agua de enjuague en los siguientes tramos; de 9.92 m a 10.50 m. y de 12.38 m a 13.27 m; el nivel del espejo del agua descendió hasta 16.40 m; el promedio de recuperación de las muestras extraídas fue: 76.15%.

Exp. II (v) Est. 0+130 Elev. 1698.90 Prof. total 23.20m.

Profundidad en m.		Descripción
DE	A	
0.00	4.70	Acarreo
4.70	9.25	Toba lacustre alterada
9.25	12.15	Toba lacustre, crema
12.15	23.20	Basalto vesicular café rojiza, sano.

Profundidad del tubo de ademe 4.70 m; el promedio de recuperación de la muestra extraída fue: 80.00%. No se reportó nivel del agua de prueba por estar influido éste por la corriente del río.

Exp. III (v) Est. 0+260 Elev. 1713.65 Prof. total 24.75m.

Profundidad en m.		Descripción
DE	A	
0.00	1.20	Tierra vegetal
1.20	4.80	Basalto vesicular alterado, con --- fragmentos arredondados, empacados en arcilla roja, producto de su alteración.
4.80	9.50	Basalto vesicular, poco fracturado.
9.50	22.50	Toba lacustre, crema.
22.50	24.75	Basalto vesicular café rojizo, muy alterado.

Profundidad del tubo de ademe 5.20 m; el nivel del espejo del agua descendió 9.30 m; el promedio de recuperación de las muestras extraídas fue: 79.53%.

Exp. IV (v) Est. 0+400 Elev. 1719.55 Prof. total 23.25 m.

Profundidad en m.		Descripción
DE	A	
0.00	2.26	Basalto vesicular alterado, de color negro con fragmentos arredondados, empacados en arcilla roja, producto de su alteración.
2.26	10.85	Basalto vesicular, de color negro, sano.
10.85	22.80	Toba lacustre color crema.
22.80	23.25	Basalto vesicular color café sano.

Profundidad del tubo de ademe 3.00 m; el nivel del espejo del agua descendió hasta 12.00 m; el promedio de recuperación de las muestras extraídas fue: 82.62%.

Pozos a Cielo Abierto

Todos los pozos se excavaron con la sección de 2.00 x - 2.00 m.

P.C.A. No. 1	Est. 0+068.90	Elev. 1718.60	
Profundidad en m.		Descripción	
DE	A		
0.00	1.30	Fragmentos de basalto vesicular, hasta de 80 cm. de diámetro, empaquetados en material arcilloso - de color rojo ocre, producto de la alteración del basalto.	

P.C.A. No. 2	Est. 0+130.40	Elev. 1698.10	
Profundidad en m.		Descripción	
DE	A		
0.00	1.20	Acarreo	

P.C.A. No. 3	Est. 0+248.00	Elev. 1713.65	
Profundidad en m.		Descripción	
DE	A		
0.00	0.80	Tierra vegetal	

P.C.A. No. 4	Est. 0+388.00	Elev. 1718.80	
Profundidad en m.		Descripción	
DE	A		
0.00	1.20	Basalto en fragmentos arredondados, empaquetados en arcilla roja, producto de la alteración del mismo.	

Pruebas de Permeabilidad

Se realizaron pruebas del tipo Lugeón en las cuatro exploraciones efectuadas.

Exp. I (v)	Est. 0+060	Elev. 1719.60
Tramo probado en m.		Resultados
DE	A	
0.00	4.00	Zona no probada debido a la alteración de la roca.
4.00	9.00	Zona altamente permeable. No de terminada analíticamente.
9.00	10.60	Zona altamente permeable, N.D.A.
10.60	11.60	Zona no probada.
11.60	13.85	Zona altamente permeable.
13.85	15.00	Zona no probada.
15.00	18.40	Zona altamente permeable.
18.40	23.40	Zona impermeable. Presenta fuerte destaponamiento a partir de 5.000 kg/cm ² . La gama descendente indica tendencia a la obturación.

Los tramos no probados se encuentran donde la roca se presenta alterada y muy fracturada, por lo que no fue posible que sellarón los empaques.

Las zonas clasificadas como altamente permeables, están constituidas por basalto vesicular que en su mayor parte se encuentra fracturado, debido a lo que su comportamiento durante las pruebas fue el de consumir grandes gastos de agua (hasta 200 lt/min.), a presiones bajas (la menor de 0.200 kg/cm²).

La toba lacustre que subyace al basalto antes mencionado y que se probó en el último tramo es impermeable hasta -- presiones del orden de 5.000 kg/cm².

Exp. II (v)		Est. 0+130	Elev. 1698.90 m.
Tramo probado en m.		Resultados	
DE	A		
0.00	5.70	Zona no probada, se presenta un espesor de acarreo de 4.70 m.	
5.70	10.70	Zona altamente permeable, N.D.A.	
10.70	15.70	Zona poco permeable 4.4 U.L. - Presenta fuerte destaponamiento a partir de 5.500 kg/cm ² y tendencia a la obturación de sus -- ductos en la gama descendente.	
15.70	20.70	Zona impermeable 0.0 U.L.	
20.70	23.20	Zona impermeable 0.0 U.L. Con -- pequeños destaponamientos a <u>par</u> tir de 2.470 kg/cm ² .	

El tramo altamente permeable está constituido por la toba lacustre que en su parte superior está alterada, comportándose poco permeable en la parte inferior y en el contacto de ésta con el basalto vesicular subyacente, resultando impermeable en su parte inferior.

Exp. III (v)		Est. 0+260	Elev. 1713.65 m.
Tramo probado en m.		Resultados	
DE	A		
0.00	6.20	Zona no probada, donde se tiene 1.20 m. de tierra vegetal y basalto muy fracturado y alterado.	

6.20	11.20	Zona impermeable 0.0 U.L. Presenta fuerte destaponamiento a partir de 5.000 kg/cm ² y remoción de material en la gama descendente.
11.20	16.20	Zona impermeable 0.6 U.L. Con destaponamientos parciales sucesivos a partir de 2.500 kg/cm ² y ligera saturación del material en la gama descendente.
16.20	21.20	Zona impermeable 0.0 U.L. Pequeño destaponamiento a 5.000 kg/cm ² y tendencia a la obturación en la gama descendente.
21.20	24.75	Zona muy permeable 44.2 U.L.

El contacto entre el basalto vesicular y la toba lacustre, probada en el primer tramo resultó impermeable hasta presiones del orden de los 5.000 kg/cm². De los tres tramos restantes sólo el último, donde se localiza el contacto de dicha toba con otro basalto vesicular de color café, resultó muy permeable 44.2 U.L.

Exp. IV (v)		Est. 0+400	Elev. 1719.55 m.
Tramo probado en m.		Resultados	
DE	A		
0.00	4.00	Zona no probada, debido a la alteración del basalto.	
4.00	9.00	Zona impermeable 1.6 U.L. Presenta pequeños destaponamientos parciales sucesivos a partir de 2.500 kg/cm ² . y obturación de sus conductos en la gama descendente.	

14.00	19.00	Zona impermeable 0.0 U.L. Presenta pequeños destaponamientos a partir de 2.500 kg/cm ² y obturación de sus ductos en la gama descendente.
19.00	23.25	Zona impermeable 2.3 U.L. Con fuerte destaponamiento a partir de 5.000 kg/cm ² y tendencia a la obturación en la gama descendente.

En general este sondeo resultó impermeable, a presión - de 7.500 kg/cm² en los tres primeros tramos y a 5.000 kg/cm² en el último.

Resumen

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

En la Exp. II (v) Est. 0+130, cerca del cauce, se localiza, abajo de los acarros, el tramo comprendido entre 5.70 y 10.70 m. de profundidad, con características de alta permeabilidad, constituido por toba lacustre, el contacto de ésta con el basalto vesicular café subyacente es poco permeable, 4.4 U.L. hasta presiones del orden de 5.000 kg/cm².

En la margen derecha, Exp. III (v) Est. 0+260, se presenta una zona muy permeable, tramo de 21.20 m. a 24.75 m. - con 44.2 U.L., contacto entre la toba lacustre y el basalto-vesicular café subyacente.

En la Exp. IV (v) Est. 0+400, se presentan condiciones-

de impermeabilidad en los cuatro tramos probados, desde 4.00 m. hasta 23.25 m., en los que se cortaron basalto vesicular-color negro sano, toba lacustre y basalto vesicular de color café sano.

Materiales de Construcción

En las cercanías del sitio se localizan cantidades suficientes de arcilla y roca basáltica, escaseando la arena y la grava; cemento, fierro y madera se consiguen en la ciudad de Guadalajara.

2.5 Conclusiones y Recomendaciones

1. Las rocas que constituyen la boquilla y el vaso, son dos corrientes de basalto vesicular, fracturado, separadas por un cuerpo de forma tabular de 11.00 m. de espesor, de toba lacustre estratificada, en posición casi horizontal, constituida por capas de espesor de 5 a 20 cm. de limo, arena y brecha pumítica. El basalto superior está alterado y ha dado lugar a la formación de fragmentos arredondados, incluidos en material arcilloso de color rojo, producto de la misma alteración del basalto, que alcanzó un espesor de 4.80 m. en la Exp. III (v) Est. 0+260.

2. De acuerdo con los resultados de las pruebas de permeabilidad efectuadas en cuatro exploraciones a lo largo del eje de la boquilla, la margen izquierda y la zona del cauce resultaron permeables por su fracturamiento y alterabilidad respectivamente, no sucediendo así en la margen derecha.

Pero tomando en cuenta la experiencia tenida en la construcción de presas en esta zona tales como: Lagunillas y El-Alto Tule, construídas en materiales semejantes a los de es-

te sitio y que están operando satisfactoriamente, ayudadas por el azolve arcilloso rojizo, producto de la alteración -- del basalto que impermeabiliza, se recomienda hacer un tratamiento de inyectado para impermeabilización, que mejora las condiciones encontradas.

El programa a seguir se recomienda sea:

a) Formar una pantalla de 20.00 m. de profundidad con -- dos progresiones de 10.00 m. cada una, en cuya primera etapa las perforaciones tendrán una distancia de 10.00 m. entre sí.

b) Tomar en cuenta las presiones que se aplicarán, considerando las utilizadas en las pruebas Lugeón.

c) Construir una trinchera de tres m. de profundidad -- con un dentellón en la parte inferior, con el fin de interceptar la zona superficialmente alterada y apoyar las perforaciones del inyectado.

3. Bajo las condiciones descritas, se considera que el sitio puede ser aceptable geológicamente, para la construcción de una presa de almacenamiento de tierra, alojando el -- vertedor en la margen derecha, pues tiene las mejores cualidades geológicas (mayor capacidad de carga y material más sa no e impermeable) y su ladera es más tendida, con lo que la excavación a realizar representa un volumen menor.

3. Estudios Hidrológicos

El estudio hidrológico para un pequeño almacenamiento - tiene por objeto determinar dentro de límites económicos, la capacidad que resulte más adecuada de acuerdo con las características hidrológicas de la corriente por aprovechar y la disponibilidad de tierras. También nos permite fijar las características hidráulicas de la obra de Toma y la de Excedencias.

En este capítulo se expone en términos generales, la secuencia de cálculo que se sigue en un estudio para definir - la capacidad de almacenamiento y, la superficie de riego correspondiente.

3.1 Generalidades

Teniendo como base los resultados del Estudio Hidrológico para un aprovechamiento por almacenamiento, es decir, habiendo determinado la superficie por beneficiar y las capacidades más convenientes de azolve, útil y total de la presa, - así como de las obras de toma y excedencias, se procede a - efectuar el diseño de la cortina y sus estructuras de toma y excedencias, previamente elegido el tipo de presa más adecuado con las características geológicas y topográficas de la - boquilla.

De lo anteriormente expuesto se deduce la importancia - que tienen los estudios hidrológicos al ser la base para un futuro aprovechamiento.

Régimen de la corriente por regularizar. El conocimiento del régimen de la corriente de un río, no puede hacerse - sino en virtud de la determinación de los gastos hidráulicos

escurridos por él durante el período de tiempo mayor posible, pudiéndose obtener por cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Directamente, por medio de aforos
- b) Indirectamente, en forma aproximada, determinando los gastos en función de los tres factores analíticos -- que los producen, a saber: las lluvias, el área de la cuenca y el coeficiente de escurrimiento que hay que aplicar, para determinar en forma aproximada los escurrimientos ocurridos en el sitio donde se desea conocer el régimen de corriente.

Debido a que las obras de pequeña irrigación por razón natural se localizan normalmente en las partes altas de los ríos, o de sus afluentes y otras en arroyos torrenciales, generalmente se carece de aforos para el estudio de estos -- aprovechamientos.

Cuando se cuenta con datos de aforo, el estudio hidrológico se simplifica y los resultados obtenidos de su análisis son más apegados a la verdad que cuando el estudio está basado en escurrimientos deducidos.

A continuación se explica el procedimiento a seguir, para la obtención de los escurrimientos cuando se carece de -- aforos.

3.2 Dedución Indirecta de los Escurrimientos

Lluvia.- Generalmente se tropieza en esta parte del estudio con la carencia de observaciones pluviométricas continuadas por un número suficiente de años, motivo por el cual

hay la necesidad de proceder en la forma que a continuación se indica para determinar la precipitación media de la cuenca.

- **Precipitación Media Anual de la Cuenca.**- Para su obtención se localizan las estaciones pluviométricas más convenientes, por su relativa proximidad a la cuenca y con el mayor número de observaciones posibles, pudiendo darse el caso de contar con alguna ubicada dentro del parteaguas de la cuenca.

Se escogen las que tengan un período común (mínimo 3), procurando que abarquen en su totalidad la cuenca, con ellas se trazan las isoyetas correspondientes a la precipitación media anual de cada estación. En estas condiciones las isoyetas paralelas y equidistantes, motivo por el cual, al centro de gravedad de la cuenca le corresponde una precipitación sensiblemente igual a la precipitación media de la cuenca. Teniendo en cuenta lo anterior, por simplificación conviene tomar ésta como valor correspondiente a la precipitación media anual de la cuenca, en el período considerado para las isoyetas.

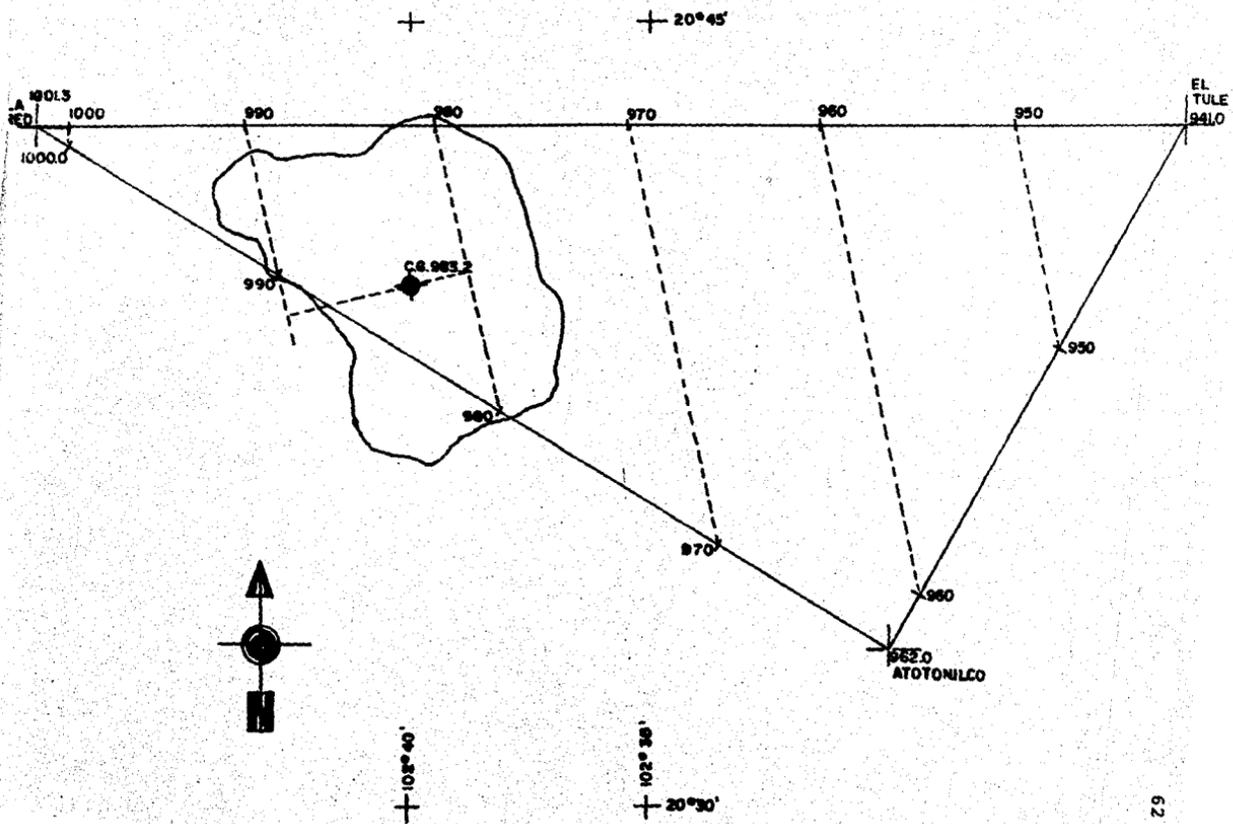
Las estaciones utilizadas para este estudio por ser las más convenientes, según se expuso en los párrafos anteriores y que cuentan con un período común de observaciones de 10 años (1962-1971), son:

Atotonilco: Precipitación media anual de 962.0 mm.

El Tule: Precipitación media anual de 941.0 mm.

La Red: Precipitación media anual de 1001.3 mm.

Para determinar el escurrimiento medio anual de la cuenca en el período considerado, bastará con multiplicar este -



valor por el área de la cuenca y por el coeficiente de escurrimiento medio anual probable.

3.3 Determinación de la "Estación Base".- Como generalmente el período considerado para dibujar las isoyetas, no es lo suficientemente amplio para darnos una idea de las fluctuaciones del escurrimiento y por consiguiente del comportamiento del vaso, hay la necesidad de ampliar el período considerado. Para ello se supone que dentro de la zona abarcada por las isoyetas, se tiene la misma ley de variación de la precipitación, es decir, que cuando en las estaciones consideradas aumenta la precipitación, en una estación ficticia ubicada en el centro de gravedad de la cuenca, ocurre lo mismo y viceversa.

Basados en lo anterior, se elige la estación pluviométrica más conveniente como "estación base", debiendo ser de preferencia la más cercana al centro de la cuenca y contar con el mayor número de registros mensuales de precipitación. En esta ocasión no se pueden satisfacer las dos condiciones anteriores, por lo que se prefirió la segunda condición al elegir la estación Atotonilco como estación base, para el estudio al tener un período de observaciones constantes de 29 años (1943-1971), para una precipitación total de 25964.1 mm. lo que nos proporciona una precipitación media anual durante este período de 895.3 mm.

3.4 Coeficiente de Corrección de la precipitación de la Estación Base.- Elegida la estación base, se divide el valor de la precipitación media anual del centro de gravedad de la cuenca, por la precipitación media de la estación base, según los valores obtenidos en el período de isoyetas conside-

rado. Al cociente de la relación anterior se le llama "coeficiente de corrección de la precipitación", designándolo: Kc.

Precipitación del c.g. de la cuenca: 983.2 mm.

Precipitación de la Est. Base: 962.0 mm.

Coficiente de Corrección Kc: 1.022

Teniendo el valor anterior, bastará multiplicar por este coeficiente, las precipitaciones mensuales registradas en la estación base, para deducir los correspondientes a la --- cuenca.

Cuenca.- En el caso de un estudio preliminar o anteproyecto de un aprovechamiento de cierta importancia, no es necesario efectuar el levantamiento de la cuenca para determinar su extensión, pudiendo para ello recurrirse al auxilio de una carta geográfica a la que se tenga confianza. Actualmente los mejores levantamientos de este tipo son los efectuados por la Comisión de Estudios del Territorio Nacional - (CETENAL).

La cuenca de estudio se localizó en los planos 13Qf-(8) y 13Qf(9) realizados por el CETENAL con escala 1:100000 presentándose un detalle muy importante en estos planos, existe una discontinuidad entre los arroyos, es decir, se encuentran aislados y no desembocan a ningún arroyo. Por tanto, -- se utilizó como referencia el sitio de la boquilla, se trazó la cuenca tomando como referencia los arroyos que figuran en el campo. La cuenca así trazada coincide con la de campo y tiene un área de 95 km². por 97 km². de la de campo. Las semejanzas que se presentaron en las cuencas y en los arroyos, y al no encontrarse falla alguna al revisar detalladamente dichas cuencas, nos conducen a considerar un promedio de las áreas como el área que se tomará para la elaboración del es-

tudio, esto es Area de la Cuenca para Cálculo: 96 km².

Se proponen de los estudios realizados en el campo dos alternativas para ubicar la boquilla, pero se llegó a la conclusión de que la de mejores perspectivas es la alternativa No. 2 (incluida en el plano de localización del presente estudio).

-Coeficiente de Esgurrimiento.- Adn cuando no se cuente con abundantes datos de precipitación para obtener con precisión la correspondiente a la cuenta, y en la determinación del área de ésta pueda haber algún error de poca cuantía, estos tienen poca repercusión en la deducción de los escurrimientos, no ocurriendo así con el valor del coeficiente de escurrimiento, cuya determinación cuando no se cuenta con datos de aforo que sirvan para su obtención, está sujeta a cierta incertidumbre.

-Determinación del Coeficiente de Esgurrimiento.- El procedimiento para determinar el valor probable del coeficiente de escurrimiento para un aprovechamiento en estudio, cuando no se tienen datos de aforo, consiste en comparar su cuenca con otra u otras, cuyas características de climatología, extensión, pendiente, vegetación, geología, forma de concentración, etc., sean semejantes y en las cuales se cuenta con datos de aforo, que hayan permitido previamente la deducción de los coeficientes de escurrimiento anuales. Como en la generalidad de los estudios no es posible obtenerlos de esta forma, la deducción de los coeficientes de escurrimiento anuales se obtendrá en la forma siguiente:

Coeficiente de Esgurrimiento Anual

Utilización.- Se empleará para determinar los escurri-

mientos probables en forma aproximada.

Factores.- Depende fundamentalmente de tres factores: la precipitación, el tipo de suelo y el uso (o la cubierta), del suelo. Otro factor, que es la pendiente media de la cuenca, no es tomado en consideración.

1. **Precipitación.**- Se hará intervenir la precipitación anual, en milímetros, para el cálculo del coeficiente de escurrimiento anual.

2. **Tipos de suelo.**- Los suelos interesan en cuanto a su mayor o menor permeabilidad, y se clasifican en tres tipos:

A.- Suelos muy permeables, tales como arenas profundas, loes poco compactos.

B.- Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad, loes algo más compactos que los correspondientes a los suelos A, terrenos migajosos.

C.- Suelos casi impermeables, tales como arenas o loes muy delgados sobre una capa impermeable, o bien de arcilla.

3. **Uso (o cubierta) del suelo.**- En la tabla 1, se han considerado diversos usos (o cubiertas), del suelo; si lo observado en el reconocimiento no corresponde a ningún uso (o cubierta), de los que aparecen en la tabla, el Ingeniero decidirá, según su criterio, a cuál o cuáles de ellos se asemeja más.

Fórmulas:

Para $k < 0.15$, se usará la fórmula:

T A B L A 1. - Valores de k

Uso (o cubierta) del suelo	Tipo de suelo		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos:			
en hilera:	0.24	0.27	0.30
	0.24	0.27	0.30
	0.24	0.27	0.30
Pastizal:			
% del suelo cubierto o pastoreo			
más del 75% - poco	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75% - regular	0.20	0.24	0.30
menos del 50% -excesivo	0.24	0.28	0.30
Bosque:			
Cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
Cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.26
cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.28
cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos, incluyendo derecho de vfa	0.27	0.30	0.33
Pradera Permanente	0.18	0.24	0.30

$$C_e = k \frac{P-250}{2000} \text{ ----- (1)}$$

para $K > 0.15$, se usará la fórmula:

$$C_e = k \frac{P-250}{2000} + \frac{k-0.15}{1.15} \text{ ---- (2)}$$

En ambas fórmulas, la equivalencia de las literales es:

P : Precipitación anual en milímetros.

Ce: Coeficiente de escurrimiento anual

k : Parámetro que depende del tipo y del uso (o cuota) del suelo, conforme a la Tabla 1.

Rango de Validez.- Las fórmulas se consideran válidas para valores de precipitación anual entre 350 y 2250 mm. Sin embargo, se aconseja emplearlos con cautela cuando la precipitación tiene un valor cercano a alguno de los límites señalados.

- Aplicación de las Fórmulas.- El procedimiento a seguir será el siguiente:

Se determinará el área total de la cuenca.

Se observarán los tipos y usos (o cubiertas), de los suelos y se calcularán las áreas totales y los porcentajes correspondientes.

Para cada tipo y uso, se determinará el valor de k (tabla 1).

Para cada tipo y uso, se calculará Ce, (fórmulas 1 ó 2) Se multiplicará cada Ce por el porcentaje que le corresponda.

Se sumarán los productos obtenidos en el paso anterior y la suma dividida por 100, dará el valor correspondiente a Ce.

- Aplicación de los datos.- La cuenca tiene una extensión de 96 km², con una precipitación media anual en el centro de gravedad para el período común de las estaciones (10-años), de 983.2 mm., un coeficiente de corrección de 1.022.- Para efectuar un estudio más completo, al obtener el valor del coeficiente de escurrimiento se tomará como período de estudio los 29 años de observaciones que se tienen en la estación base, los cuales nos proporcionan una precipitación total de 25964.1 mm., para una precipitación media anual en la estación base de 895.3 mm., valor que al multiplicarlo por el coeficiente de corrección (1.022), proporcionará la precipitación media anual en el centro de la cuenca que resulta ser de 915.0 mm.

La cuenca cuenta con las siguientes condiciones de tipo y uso (o cubiertas), del suelo:

Uso (o cubierta)	Area (Km ²)	% Area de la cuenca
1. Bosque	3.45	3.6
2. Agricultura	28.80	30.0
3. Pradera permanente	24.96	26.0
4. Cascos y zonas con edificaciones	0.29	0.3
5. Caminos incluyendo derechos de vías	0.10	0.1
6. Barbechos, áreas incultas y desnudas	<u>38.40</u>	<u>40.0</u>
	96.00	100.0

Zona	K	%	Ce	%Ce
1	0.26	3.6	0.160	0.575
2	0.27	30.0	0.170	5.093
3	0.18	26.0	0.080	2.076
4	0.29	0.3	0.190	0.057
5	0.30	0.1	0.200	0.020
6	0.28	40.0	0.180	<u>7.190</u>
				15.011

$$\text{Por lo tanto Ce} = \frac{15.011}{100} = 0.150 = 15\%$$

Así mismo, el escurrimiento medio anual probable será:

$$\text{Esc. } 0.915 \text{ m.} \times 96000000 \text{ m}^2 \times 0.15 = 13'176000 \text{ m}^3$$

3.5 Determinación de los escurrimientos mensuales.- Cuando no se conocen los valores de las precipitaciones mensuales en la cuenca, hay necesidad de deducirlas, mediante el auxilio de la estación base, como anteriormente se explicó.

Para facilitar el cálculo de los escurrimientos mensuales cuando no se cuenta con datos de aforos, conviene usar una tabla, en la cual en la primera columna se anotará el año y el mes, en la segunda el valor mensual de la precipitación en la "estación base", en la tercera columna la precipitación deducida de la cuenca (precipitación de la "estación-base" por el coeficiente de la corrección), en la cuarta columna se anotarán los volúmenes escurridos, bastando para su obtención con multiplicar el valor de la precipitación en la cuenca por el factor obtenido, del área de la cuenca por el coeficiente de escurrimiento.

Dada la aproximación con que se pueden obtener los escurrimientos en la cuenca y por simplificación, conviene generalmente tabular éstos en miles de m^3 .

Al ir a efectuar el cálculo de la precipitación mensual de la cuenca y del volúmen escurrido correspondiente, conviene ir comprobando los valores obtenidos, a fin de evitar --- errores. Para ello bastará con efectuar la suma anual de las columnas correspondientes, comprobándose éstas de la forma siguiente: la precipitación anual en la cuenca, debe ser --- igual a la precipitación de la "estación base" multiplicada por el coeficiente de corrección de la precipitación (kc).

El volumen anual escurrido en la cuenca (suma mensual de la cuarta columna), debe ser igual a la precipitación --- anual multiplicada por el valor proveniente del área, por el coeficiente de escurrimiento considerado.

Una vez terminado y comprobado el cálculo de los escurrimientos en el período considerado, se deduce el escurrimiento total y el medio anual.

3.6 Cálculo de la Evaporación Neta.- Para poder realizarlo hay que recabar los datos de evaporación de los estaciones --- más cercanas al vaso, teniendo en cuenta el período para el cual se va a realizar el estudio hidrológico. En caso de no contarse con datos de todos los años del período considerado se utilizarán los disponibles, y en los años faltantes se --- considerará la evaporación promedio para cada mes, deducida de los valores disponibles.

Con los datos de evaporación seleccionados, se calculará la evaporación neta por medio de la siguiente fórmula:

$$E.N. = E. m. \times 0.77 - p.m. (1 - Ce)$$

en donde: E.N. : Evaporación neta en mm.

E.m. : Evaporación media anual en mm.

P.m. : Precipitación media anual observada en mm.

Ce : Coeficiente de escurrimiento anual.

0.77 : Valor de la constante del Evaporómetro.

CALCULO DE ESCURRIMIENTOS MENSUALES Y EVAPORACION NETA

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1949	ENE	2.0	2.0	27.0	156.3	118.6
	FEB	0.0	0.0	0.0	143.7	110.6
	MAR	12.0	12.3	161.9	159.8	112.5
	ABR	0.0	0.0	0.0	256.1	197.2
	MAY	135.5	138.5	1828.2	259.1	80.1
	JUN	209.5	214.1	2826.7	208.2	24.4
	JUL	288.3	294.6	3889.9	171.9	121.8
	AGO	95.5	97.6	1288.5	156.5	36.3
	SEP	74.7	76.3	1007.9	158.2	56.0
	OCT	40.4	41.3	545.1	148.6	78.8
	NOV.	0.0	0.0	0.0	149.2	114.9
	DIC.	0.0	0.0	0.0	135.7	104.5
SUMAS	857.9	876.8	11575.3		863.3	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1950	ENE	0.0	0.0	0.0	111.5	85.9
	FEB	0.0	0.0	0.0	140.0	107.8
	MAR	0.0	0.0	0.0	184.2	141.8
	ABR	0.0	0.0	0.0	238.9	184.0
	MAY	20.8	21.3	234.7	225.8	155.1
	JUN	143.0	146.1	1613.2	164.4	- 2.8
	JUL	290.2	296.6	3273.8	159.3	-139.8
	AGO	146.8	150.0	1656.1	158.1	- 11.0
	SEP	80.1	81.9	903.6	112.9	14.5
	OCT	36.4	37.2	410.6	103.5	46.8
	NOV	0.0	0.0	0.0	105.4	81.2
	DIC	0.0	0.0	0.0	112.0	86.2
SUMAS	717.3	733.1	8092.1		749.5	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL. ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1951	ENE	1.6	1.6	15.4	116.1	87.9
	FEB	0.0	0.0	0.0	135.3	104.2
	MAR	16.0	16.4	154.2	196.5	136.6
	ABR	0.0	0.0	0.0	232.3	178.9
	MAY	42.9	43.8	413.3	243.8	148.2
	JUN	126.4	129.2	1217.8	184.7	25.7
	JUL	138.8	141.9	1337.3	154.0	- 9.3
	AGO	101.5	103.7	977.9	142.4	16.1
	SEP	162.4	166.0	1564.7	113.2	- 62.5
	OCT	23.0	23.5	221.6	109.3	63.0
	NOV	0.0	0.0	0.0	110.3	84.9
	DIC	0.0	0.0	0.0	100.6	77.5
SUMAS	612.6	626.1	5902.2		851.0	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1952	ENE	6.2	6.3	87.7	129.1	94.0
	FEB	4.0	4.1	56.5	139.9	104.2
	MAR	0.0	0.0	0.0	193.2	148.8
	ABR	8.8	9.0	124.4	226.5	166.7
	MAY	19.3	19.7	272.9	236.3	165.1
	JUN	258.6	264.3	3655.9	187.4	- 81.9
	JUL	188.0	192.1	2657.8	161.6	- 40.0
	AGO	161.7	165.3	2286.0	148.9	- 26.8
	SEP	135.1	138.1	1910.0	130.0	- 18.1
	OCT	7.1	7.3	100.4	128.9	93.0
	NOV	107.5	109.9	1519.8	127.8	4.4
	DIC	2.6	2.7	36.8	113.8	85.4
	SUMAS	898.9	918.7	12708.1		694.7

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1953	ENE	0.0	0.0	0.0	142.1	109.4
	FEB	0.0	0.0	0.0	144.5	111.3
	MAR	0.0	0.0	0.0	190.6	146.8
	ABR	3.2	3.3	39.9	220.7	167.1
	MAY	4.2	4.3	52.3	228.7	172.4
	JUN	142.5	145.6	1774.8	190.1	19.2
	JUL	154.0	157.4	1918.0	169.2	- 7.1
	AGO	324.5	331.6	4041.5	155.3	- 170.0
	SEP	47.9	49.0	596.6	146.6	70.1
	OCT	87.9	89.8	1094.8	148.5	35.9
	NOV	16.0	16.4	199.3	145.3	97.6
	DIC	11.7	12.0	145.7	127.0	87.4
	SUMAS	791.9	809.3	9862.8		840.0

ANO	MES	PREC. BASE	PREC. CUENCA	VOL. ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1954	ENE	0.0	0.0	0.0	173.9	133.9
	FEB	0.0	0.0	0.0	152.1	117.1
	MAR	0.0	0.0	0.0	216.4	166.6
	ABR	12.2	12.5	152.9	212.9	153.1
	MAY	51.5	52.6	645.6	194.7	104.4
	JUN	206.5	211.0	2588.8	218.5	- 15.8
	JUL	198.0	202.4	2482.2	158.0	- 54.8
	AGO	173.9	177.7	2180.1	144.0	- 44.1
	SEP	76.0	77.7	952.8	158.1	54.0
	OCT	65.0	66.4	814.9	155.0	61.4
	NOV	14.0	14.3	175.5	149.4	102.6
	DIC	0.0	0.0	0.0	138.0	106.3
	SUMAS	797.1	814.6	9992.7		884.1

ANO	MES	PREC. BASE	PREC. CUENCA	VOL. ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1955	ENE	0.0	0.0	0.0	132.2	101.8
	FEB	0.0	0.0	0.0	125.1	96.3
	MAR	0.0	0.0	0.0	196.5	151.3
	ABR	2.6	2.7	46.3	214.9	163.3
	MAY	18.7	19.1	333.2	255.2	180.9
	JUN	164.2	167.8	2925.4	184.7	4.9
	JUL	283.5	289.7	5050.9	154.0	- 118.5
	AGO	337.9	345.3	6020.0	142.4	- 173.0
	SEP	190.0	203.4	3545.4	102.9	- 87.2
	OCT	114.7	117.2	2043.5	123.1	- 1.1
	NOV	12.2	12.5	217.4	117.3	80.1
	DIC	0.0	0.0	0.0	82.4	63.4
	SUMAS	1132.8	1157.7	20182.0		462.1

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1956	ENE	0.0	0.0	0.0	129.1	99.4
	FEB	0.0	0.0	0.0	139.9	107.7
	MAR	0.0	0.0	0.0	193.2	148.8
	ABR	4.4	4.5	59.4	226.5	170.5
	MAY	117.4	120.0	1585.3	236.3	78.5
	JUN	114.8	117.3	1550.2	187.4	43.1
	JUL	234.3	239.5	3163.9	161.6	82.1
	AGO	237.3	242.9	3209.8	148.9	94.8
	SEP	84.1	86.0	1135.7	130.0	26.0
	OCT	29.7	30.3	401.1	128.9	73.1
	NOV	35.7	36.5	482.1	127.8	66.9
	DIC	0.5	0.5	6.8	113.8	87.2
	SUMAS	858.6	877.5	11594.2		724.3

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1957	ENE	0.0	0.0	0.0	142.1	109.4
	FEB	0.3	0.3	3.0	144.5	111.0
	MAR	0.0	0.0	0.0	190.0	146.3
	ABR	0.0	0.0	0.0	220.7	169.9
	MAY	22.1	22.6	222.8	228.7	155.8
	JUN	195.1	199.4	1966.8	190.1	32.5
	JUL	106.2	108.4	1069.6	169.2	33.0
	AGO	141.3	144.4	1424.5	155.3	10.0
	SEP	138.2	141.2	1393.2	146.6	13.8
	OCT	28.4	29.0	286.3	148.5	88.3
	NOV	9.5	9.7	95.8	145.3	103.2
	DIC	0.0	0.0	0.0	127.0	97.8
	SUMAS	641.0	655.0	6462.1		958.4

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1958	ENE	5.5	5.6	96.6	116.1	84.8
	FEB	0.0	0.0	0.0	135.3	104.2
	MAR	0.0	0.0	0.0	196.5	151.3
	ABR	0.0	0.0	0.0	232.3	178.9
	MAY	41.8	42.7	734.5	243.8	152.7
	JUN	205.5	210.0	3610.8	184.7	- 30.2
	JUL	308.0	315.7	5427.4	154.0	- 140.6
	AGO	219.4	224.2	3855.0	142.4	- 74.4
	SEP	186.2	190.3	3271.7	113.2	- 69.1
	OCT	64.8	66.2	1138.6	109.3	29.8
	NOV	56.3	57.5	989.2	110.3	37.7
	DIC	28.8	29.4	506.0	100.6	53.3
	SUMAS	1117.2	1141.8	19630.0		478.3

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1959	ENE	0.0	0.0	0.0	125.0	96.3
	FEB	0.0	0.0	0.0	156.0	120.1
	MAR	0.0	0.0	0.0	188.0	144.8
	ABR	72.4	74.0	1016.6	241.6	122.6
	MAY	26.9	27.5	377.7	207.2	136.0
	JUN	210.5	215.1	2955.7	151.7	- 68.0
	JUL	216.0	220.8	3033.0	143.3	- 78.8
	AGO	222.5	227.4	3124.2	125.5	- 98.2
	SEP	76.2	77.9	1070.0	124.1	28.8
	OCT	61.9	63.3	869.2	96.2	19.9
	NOV	6.4	6.5	89.9	109.5	78.7
	DIC	0.0	0.0	0.0	86.0	66.2
	SUMAS	892.8	912.4	12536.2		568.3

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1960	ENE	0.0	0.0	0.0	142.1	109.4
	FEB	0.0	0.0	0.0	144.5	111.3
	MAR	0.0	0.0	0.0	190.0	146.3
	ABR	0.0	0.0	0.0	220.7	169.9
	MAY	4.0	4.1	40.5	228.7	172.4
	JUN	79.5	81.2	804.2	190.1	73.5
	JUL	253.1	258.7	2560.3	169.2	- 101.7
	AGO	228.5	233.5	2311.5	155.3	- 89.9
	SEP	71.3	72.9	721.3	146.6	47.5
	OCT	0.0	0.0	0.0	148.5	114.3
	NOV	0.0	0.0	0.0	145.3	111.9
	DIC	6.8	6.9	68.8	127.0	91.6
SUMAS	643.2	657.4	6506.5		956.6	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1961	ENE	46.4	47.4	812.5	116.1	50.4
	FEB	0.0	0.0	0.0	135.3	103.8
	MAR	0.0	0.0	0.0	196.5	151.3
	ABR	0.0	0.0	0.0	232.3	178.9
	MAY	99.0	101.2	1733.6	243.8	104.6
	JUN	296.2	302.7	5186.7	184.7	- 106.5
	JUL	254.1	259.7	4449.5	154.0	- 94.0
	AGO	213.1	217.8	3731.6	142.4	- 69.3
	SEP	165.2	168.8	2892.8	113.2	- 51.5
	OCT	38.9	39.8	681.2	109.3	51.5
	NOV	0.0	0.0	0.0	110.3	84.9
	DIC	0.0	0.0	0.0	100.6	77.5
SUMAS	1113.4	1137.9	19496.7		480.8	

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

79

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1962	ENE	0.0	0.0	0.0	142.1	109.4
	FEB	0.0	0.0	0.0	144.5	111.3
	MAR	0.0	0.0	0.0	190.0	146.3
	ABR	18.9	19.3	287.8	220.7	156.3
	MAY	16.8	17.2	255.8	228.7	161.6
	JUN	263.0	268.8	4004.8	190.1	- 80.7
	JUL	277.4	283.5	4224.1	169.2	- 109.2
	AGO	172.8	176.6	2631.3	155.3	- 29.6
	SEP	170.5	174.3	2596.3	128.6	- 48.2
	OCT	48.0	49.9	743.1	138.6	64.6
	NOV	0.0	0.0	0.0	135.5	104.3
	DIC	0.0	0.0	0.0	100.2	77.2
	SUMAS	968.2	989.5	14743.1		660.6

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1963	ENE	0.0	0.0	0.0	135.1	104.0
	FEB	7.0	7.2	107.6	157.5	115.2
	MAR	17.2	17.6	264.5	221.2	155.5
	ABR	0.0	0.0	0.0	232.8	179.3
	MAY	0.0	0.0	0.0	214.3	165.0
	JUN	261.3	267.0	4018.3	178.2	- 88.0
	JUL	271.1	277.1	4169.1	155.4	- 114.0
	AGO	173.9	177.7	2674.3	142.2	- 40.4
	SEP	93.3	95.4	1434.8	143.2	29.9
	OCT	69.0	70.5	1061.1	158.7	62.7
	NOV	4.0	4.1	61.5	136.9	102.0
	DIC	81.0	82.8	1245.6	98.7	6.2
	SUMAS	977.8	999.3	15036.9		677.5

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1964	ENE	45.5	46.5	603.0	111.5	45.6
	FEB	0.0	0.0	0.0	188.5	145.1
	MAR	0.0	0.0	0.0	210.9	162.4
	ABR	0.0	0.0	0.0	249.6	192.2
	MAY	58.5	59.8	775.2	241.1	133.9
	JUN	203.7	208.2	2699.4	208.5	- 19.5
	JUL	117.7	120.3	1559.8	160.4	19.5
	AGO	200.8	205.2	2661.0	153.0	- 59.7
	SEP	178.6	182.5	2366.8	127.3	- 59.9
	OCT	5.4	5.5	71.6	140.4	103.3
	NOV	23.4	23.9	310.1	118.5	70.6
	DIC	9.0	9.2	119.3	106.2	73.8
	SUMAS	842.6	861.1	11166.1		807.4

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP.NETA
1965	ENE	22.8	23.3	338.8	173.9	114.1
	FEB	16.3	16.7	242.2	152.1	103.0
	MAR	0.0	0.0	0.0	216.4	166.6
	ABR	0.0	0.0	0.0	212.9	163.9
	MAY	42.8	43.7	636.0	194.7	112.8
	JUN	85.2	87.1	1266.1	218.5	94.4
	JUL	284.9	291.2	4233.9	158.0	- 125.4
	AGO	280.1	286.3	4162.5	144.0	- 132.0
	SEP	167.0	170.7	2481.8	158.1	- 23.1
	OCT	35.0	35.8	520.1	155.0	89.0
	NOV	0.0	0.0	0.0	149.4	115.0
	DIC	10.8	11.0	160.5	138.0	96.9
	SUMAS	944.9	965.7	14042.0		775.3

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1966	ENE	7.2	7.4	90.6	143.9	104.4
	FEB	21.3	21.8	268.1	127.3	79.0
	MAR	0.0	0.0	0.0	170.0	130.9
	ABR	18.3	18.7	230.3	220.7	153.6
	MAY	78.9	80.6	993.1	228.7	105.8
	JUN	227.2	232.2	2859.7	190.1	- 56.0
	JUL	188.8	193.0	2376.4	169.2	- 37.9
	AGO	147.9	151.2	1861.6	155.3	- 12.2
	SEP	79.4	81.1	999.4	146.6	42.1
	OCT	27.5	28.1	346.1	148.5	89.8
	NOV	0.0	0.0	0.0	145.3	111.9
	DIC	3.8	3.9	47.8	134.7	100.3
SUMAS	800.3	817.9	10073.1		811.9	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1967	ENE	54.1	55.3	1085.9	135.2	60.1
	FEB	0.0	0.0	0.0	162.3	125.0
	MAR	0.0	0.0	0.0	192.3	148.1
	ABR	0.0	0.0	0.0	185.2	142.6
	MAY	158.4	161.9	3179.3	188.5	16.4
	JUN	191.8	196.0	3849.7	168.1	- 26.5
	JUL	243.7	249.1	4891.4	156.4	- 77.7
	AGO	161.2	164.7	3235.5	174.5	3.3
	SEP	337.4	344.8	6772.1	142.0	- 164.9
	OCT	129.6	132.5	2601.2	138.4	1.2
	NOV	0.0	0.0	0.0	150.9	116.2
	DIC	0.0	0.0	0.0	140.8	108.4
SUMAS	1276.2	1304.3	25615.1		452.2	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1968	ENE	0.0	0.0	0.0	156.3	120.4
	FEB	23.3	23.8	379.1	143.7	90.8
	MAR	100.4	102.6	1633.7	159.8	37.5
	ABR	0.0	0.0	0.0	257.1	197.2
	MAY	10.8	11.0	175.7	259.1	190.3
	JUN	254.6	260.2	4142.8	208.2	- 56.7
	JUL	317.2	324.2	5161.4	171.9	- 138.1
	AGO	180.9	184.9	2943.5	156.5	- 33.7
	SEP	116.1	118.7	1889.1	158.2	22.8
	OCT	24.3	24.8	395.4	148.6	93.7
	NOV	7.0	7.2	113.9	149.2	108.9
	DIC	0.0	0.0	0.0	135.7	104.5
SUMAS	1034.6	1057.4	16834.6		737.5	

AÑO	MES	PREC. BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1969	ENE	0.0	0.0	0.0	121.9	93.9
	FEB	0.0	0.0	0.0	129.5	99.7
	MAR	0.0	0.0	0.0	153.5	118.2
	ABR	0.0	0.0	0.0	198.1	152.5
	MAY	0.0	0.0	0.0	205.4	158.2
	JUN	138.3	141.3	1514.1	186.2	17.8
	JUL	173.9	177.7	1903.8	196.8	- 6.4
	AGO	123.1	125.8	1347.7	155.3	7.8
	SEP	143.4	146.6	1569.9	146.6	- 17.3
	OCT	99.8	102.0	1092.6	148.5	23.7
	NOV	0.0	0.0	0.0	147.5	113.6
	DIC	17.6	18.0	192.7	136.2	88.9
SUMAS	696.1	711.4	7620.8		850.6	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1970	ENE	0.0	0.0	0.0	148.7	114.5
	FEB	0.0	0.0	0.0	125.7	96.8
	MAR	0.0	0.0	0.0	168.5	129.7
	ABR	0.0	0.0	0.0	220.7	169.9
	MAY	0.0	0.0	0.0	228.7	176.1
	JUN	148.7	152.0	1773.2	190.1	12.9
	JUL	220.6	225.5	2630.6	169.2	- 67.8
	AGO	216.3	221.1	2579.3	155.3	- 74.6
	SEP	131.5	134.4	1568.1	146.6	- 5.2
	OCT	20.7	21.2	246.8	166.6	109.7
	NOV	20.4	20.8	243.3	151.8	98.6
	DIC	0.0	0.0	0.0	148.4	114.3
SUMAS	758.2	774.9	9041.2		874.9	

AÑO	MES	PREC.BASE	PREC.CUENCA	VOL.ESC.	EVAP.	EVAP. NETA
1971	ENE	12.0	12.3	248.2	152.5	107.7
	FEB	0.0	0.0	0.0	113.9	87.7
	MAR	0.0	0.0	0.0	218.0	167.9
	ABR	0.0	0.0	0.0	210.1	161.8
	MAY	47.9	49.0	990.6	297.7	190.6
	JUN	220.9	225.8	4568.6	163.1	- 52.6
	JUL	279.4	285.5	5778.4	185.5	- 82.5
	AGO	228.4	233.4	4723.7	161.8	- 59.6
	SEP	459.6	469.7	9505.3	168.3	- 241.0
	OCT	56.0	57.2	1158.2	141.3	63.6
	NOV	7.8	8.0	161.3	167.8	122.9
	DIC	3.0	3.1	62.0	131.0	98.5
SUMAS	1315.0	1343.9	27196.3		565.0	

ESCURRIMIENTO TOTAL : 382084.9
 ESCURRIMIENTO MEDIO : 13175.3
 PRECIPITACION MEDIA : 915.0

3.7 Determinación de las Demandas de Riego.- En un aprovechamiento para riego la determinación de los volúmenes que hay que extraer del vaso de almacenamiento mensualmente, para satisfacer las necesidades de los cultivos que se proyecta implantar en el área por beneficiar con riego es muy importante. Para realizar este cálculo es necesario contar con la siguiente información:

Cultivos actuales y probables.- Se determinarán los cultivos que se adapten a las condiciones de suelo y clima de la zona, determinándose los porcentajes de cada uno que será conveniente considerar en el futuro aprovechamiento.

Coficiente de riego.- De acuerdo con la información -- proporcionada por el estudio agrológico y los coeficientes -- de riego, que se utilicen actualmente en los Distritos de -- Riego cercanos al área del proyecto, se podrán determinar -- las láminas necesarias mensuales para los distintos cultivos programados, de acuerdo al siguiente desarrollo.

Cálculo de la lámina bruta de riego.

Para realizar este cálculo se puede utilizar una tabla. En la primera columna se anotan los cultivos seleccionados.

En la 2da. columna aparecen los 5 conceptos que intervienen para la determinación de la lámina bruta mensual.

En las columnas siguientes se anotarán los valores correspondientes a cada mes.

A continuación se describirá el significado de cada uno de los 5 renglones de la columna 2:

Primer renglón: Precipitación efectiva.- Este valor se-

calcula como el 70% de la Precipitación Media Mensual para el período seleccionado, eligiendo una estación base representativa de la precipitación en la zona de riego.

Segundo renglón.- Lámina Uso Consuntivo.- Esta se refiere al consumo de agua que requiere la planta para su desarrollo y funciones de evapo-transpiración y se calcula por el método de Blaney y Criddle.

Tercer renglón: Lámina Neta.- Es la diferencia entre la lámina de uso consuntivo y la precipitación efectiva.

Cuarto renglón: Lámina Bruta.- En este renglón se anotan los valores del tercer renglón, multiplicados por el recíproco de la eficiencia total considerada.

Eficiencia Total: Eficiencia de conducción x eficiencia de aplicación.

En los cálculos para distribuciones revestidas se considerará:

Eficiencia de conducción: 0.80
Eficiencia de aplicación: 0.75

Quinto renglón: Lámina Bruta ajustada.- Por el procedimiento de aplicación del agua en el riego por gravedad, se estima que no es posible aplicar láminas de riego inferiores a 10 cm. por lo que los ajustes a la lámina anotada en el cuarto renglón, se harán en la forma siguiente:

Láminas menores de 5 cm. en el mes, se consideran cero.
Láminas entre 6 y 10 cm. se consideran 10 cm.
Deberá verificarse que la lámina bruta ajustada para todo el ciclo del cultivo no exceda en más del 10% la lá-

mina neta necesaria.

3.8 Cálculo de la Ley de Demandas

Por considerarse práctico al cálculo de las demandas mensuales, se verifica éste para una superficie de 100 Ha., sirviéndose de la Tabla que se describe a continuación:

En la columna 1, se enlistan todos los cultivos seleccionados de acuerdo con el criterio anteriormente citado.

En la columna 2 se especifica el porcentaje de cada cultivo.

En la columna 3 se especifica la superficie correspondiente al porcentaje anotado.

En las 12 columnas siguientes se anotará el volumen demandado en el mes correspondiente de acuerdo a las láminas brutas calculadas en la tabla anterior, y las superficies especificadas en la columna 3, anotándose los valores en millares de m^3 .

En la última columna encabezada con "total" se anota la demanda anual de cada cultivo.

En el renglón inferior "suma", se anota la demanda mensual total del cultivo o policultivo considerado; la suma de este renglón que debe ser igual a la suma de la última columna nos da la demanda total anual para una superficie de 100-Ha.

En el renglón Demanda/Ha., se anotan los valores ante--

riores divididos por 100.

En el último renglón se anota la Demanda por Ha., en porcentaje expresado en forma decimal, con respecto a la demanda total anual por Ha., por lo que la suma de este renglón debe dar 100.

3.9 Gráfica de Areas-Capacidades

Para poder abordar el estudio del funcionamiento analítico del vaso de almacenamiento, es necesario obtener los datos de capacidades y superficies de embalse correspondientes a distintas elevaciones del mismo, considerando éstas con intervalos continuos de 1.0 m.

Con el fin de efectuar la gráfica de áreas y capacidades del vaso, se cuenta con el levantamiento del vaso a escala 1:5000, se determinó el sitio tomándose como definitivo - el eje de la alternativa No. 2, y se procedió a obtener el área comprendida para cada una de las curvas de nivel a partir de dicho eje.

LAMINA BRUTA DE RIEGO

CULTIVOS	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	P. E.	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	13.7	15.4	13.7	10.6	3.1	0.0	0.0
ALFALFA	L.U.C.	5.1	6.3	9.8	13.3	18.0	17.8	15.9	15.2	12.6	10.5	7.6	5.8
	L.U.C.-P.E.	5.1	6.3	9.8	13.3	15.2	4.1	0.5	1.5	2.0	7.4	7.6	5.8
	L.B.	8.5	10.5	16.3	22.1	25.2	6.8	0.8	2.5	3.3	12.3	12.6	9.6
	L.B.N.	10.0	10.5	16.3	22.1	25.2	---	10.1	---	15.6	---	12.6	10.0
SORGO	L.U.C.					6.1	11.7	15.6	15.1	10.8	7.3		
	L.U.C.-P.E.					3.3	0.0	0.2	1.4	0.2	4.2		
	L.B.					5.5	0.0	0.3	2.3	0.3	7.0		
	L.B.N.					10.0	---	---	10.0	---	10.0		
AGUACATE	L.U.C.	5.7	6.3	8.7	10.4	13.0	12.7	11.4	11.3	9.9	8.9	7.2	6.4
	L.U.C.-P.E.	5.7	6.3	8.7	10.4	10.2	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	7.2	6.4
	L.B.	9.5	10.5	14.4	17.3	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.6	12.0	10.6
	L.B.N.	10.0	10.5	14.4	17.3	17.0	---	---	---	---	10.0	12.0	10.6
TRIGO	L.U.C.	5.2	9.8	16.2	18.0	13.4							2.6
	L.U.C.-P.E.	5.2	9.8	16.2	18.0	10.6							2.6
	L.B.	8.6	16.3	26.9	30.0	17.6							4.3
	L.B.N.	10.0	16.3	26.9	30.0	17.6							10.0
LIMA	L.U.C.	5.7	6.3	8.7	10.4	13.0	12.7	11.4	11.3	9.9	8.9	7.2	6.4
	L.U.C.-P.E.	5.7	6.3	8.7	10.4	10.2	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	7.2	6.4
	L.B.	9.5	10.5	14.4	17.3	17.0	0.00	0.0	0.0	0.0	9.6	12.0	10.6
	L.B.N.	10.0	10.5	14.4	17.3	17.0	---	---	---	---	10.0	12.0	10.6

CULTIVOS	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
ALPISTE	L.U.C.						4.6	7.8	14.7	17.5	17.6	12.3	7.1
	L.U.C.-P.E.						0.0	0.0	1.0	6.9	14.5	12.3	7.1
	L.B.						0.0	0.0	1.7	11.5	24.1	20.4	11.8
	L.B.N.						---	---	13.2	---	24.1	20.4	11.8
MAIZ	L.U.C.				6.3	9.7	13.1	15.0	15.3	12.9	10.5		
	L.U.C.-P.E.				6.3	6.9	0.0	0.0	1.6	2.3	7.4		
	L.B.				10.5	11.5	0.0	0.0	2.7	3.8	12.3		
	L.B.N.				10.5	11.5	---	---	10.0	---	12.3		
	P.E.	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	13.7	15.4	13.7	10.6	3.1	0.0	0.0
HOR. INV.	L.U.C.	9.0	6.7									5.9	9.0
	L.U.C.-P.E.	9.0	6.7									5.9	9.0
	L.B.	14.9	11.1									9.8	14.9
	L.B.N.	14.9	11.1									10.0	14.9
HOR. VER.	L.U.C.				6.5	13.1	14.0	9.0					
	L.U.C.-P.E.				6.5	10.3	0.3	0.0					
	L.B.				10.8	17.1	0.5	0.0					
	L.B.N.				10.8	17.1	---	---					

L.U.C. = Lámina Uso Consuntivo
 P.E. = Precipitación Efectiva
 L.B. = Lámina Bruta
 L.B.N. = Lámina Bruta Neta

LEY DE DEMANDAS			(VOLUMENES EN M ³)												
CULTIVO	%	Ha.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
ALFALFA	10	0.10	100	105	163	221	252	---	101	---	156	---	126	100	1324
SORGO	20	0.20					200	---	---	200	---	200			600
AGUACATE	10	0.10	100	105	144	173	170	---	---	---	---	100	120	106	1018
TRIGO	20	0.20	200	326	538	600	352							200	2216
LIMA	10	0.10	100	105	144	173	170					100	120	106	1018
ALPISTE	5	0.05						---	---	66	---	121	102	59	348
MAIZ	20	0.20				210	230	---	---	200	---	246			886
HORT. INV.	2	0.02	26	22									20	26	94
HORT. VER.	3	0.03				32	51	---	---						83
Dem/Ha.			526	663	989	1409	1425	---	101	466	156	767	488	597	7587
Dem/Ha. %			6.9	8.7	13.0	18.6	18.8	0.0	1.3	6.2	2.1	10.1	6.4	7.9	100

Una vez obtenido el valor de la superficie correspondiente a las elevaciones del vaso, se procede a efectuar el cálculo de los volúmenes comprendidos entre cada una de las elevaciones del mismo, el cual se obtendrá al multiplicar la semi-suma de las áreas (suma de las áreas posterior y anterior divididas por dos), por la distancia entre las elevaciones, común de 1 m. Para obtener el volumen acumulado en cada elevación del vaso bastará con sumar los volúmenes parciales que se obtuvieron hasta dicha elevación.

Al terminar este análisis se obtiene la cubificación -- del volumen de agua, que puede almacenar el vaso con el cual se determinará la capacidad de almacenamiento de proyecto.

Con los valores obtenidos de áreas y volúmenes acumulados para cada elevación se realiza la gráfica de áreas y capacidades, tomando en el eje de las ordenadas los datos de las elevaciones del vaso y en las abscisas, colocaremos separadamente las capacidades en millones de m^3 . y la superficie en Ha.

La gráfica de áreas y capacidades nos será útil para:

Conocer la capacidad de almacenamiento a diferentes elevaciones.

Conocer el área de embalse a diferentes elevaciones para estimar las pérdidas por evaporación y la capacidad para efectos reguladores.

Determinar las superficies y distribución de las propiedades que van a ser afectadas por inundaciones y poder evaluar las indemnizaciones correspondientes.

Valores obtenidos para realizar la gráfica:

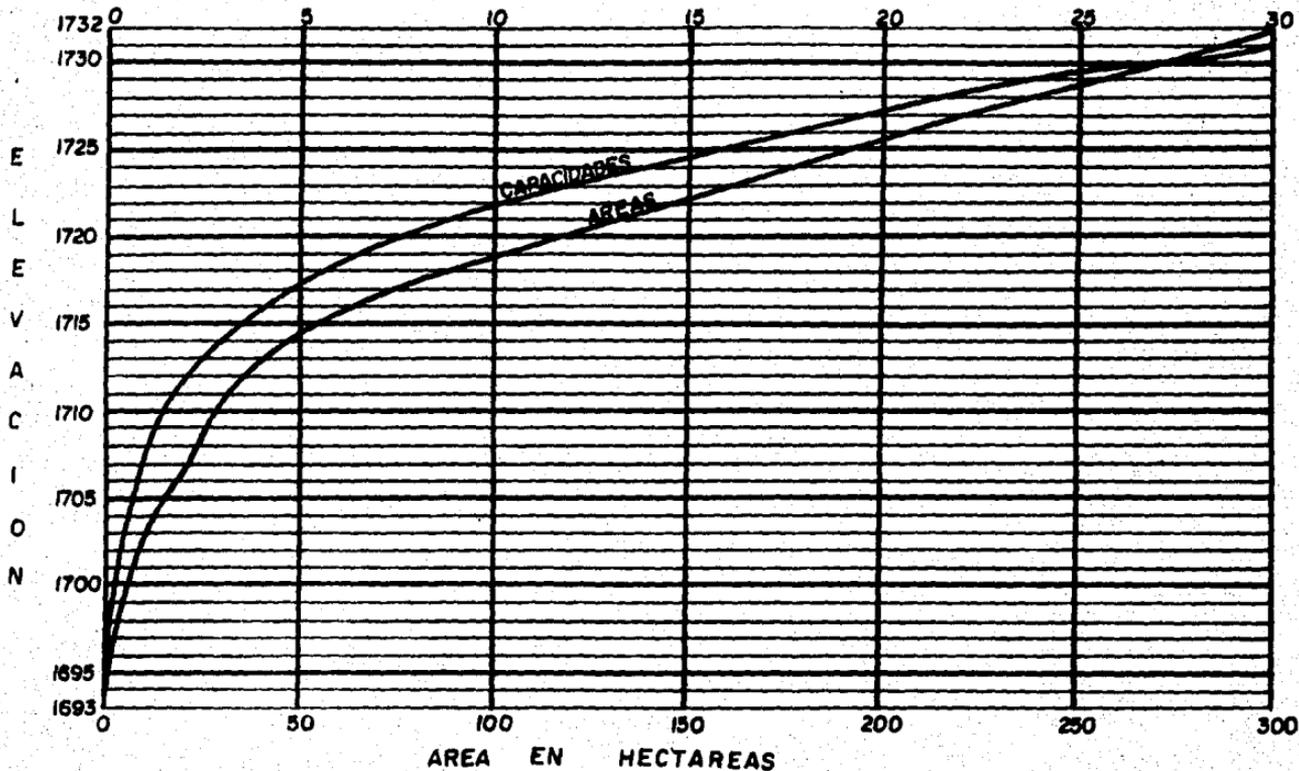
COTA (m)	AREAS (Ha)	CAPACIDAD (Mill.M ³)	COTA (m)	AREAS (Ha)	CAPACIDAD (Mill.M ³)
1693	0.5	0.0	1715	56.0	3.6
1694	1.0	0.03	1716	64.0	4.2
1695	1.5	0.06	1717	76.0	4.7
1696	2.0	0.09	1718	87.0	5.6
1697	3.0	0.12	1719	102.0	6.5
1698	3.5	0.15	1720	122.0	8.1
1699	4.0	0.18	1721	134.0	9.2
1700	5.0	0.20	1722	146.0	10.4
1701	7.0	0.25	1723	162.0	12.2
1702	8.0	0.30	1724	176.0	14.0
1703	10.0	0.40	1725	192.0	15.6
1704	12.0	0.50	1726	207.0	17.6
1705	16.0	0.60	1727	223.0	19.5
1706	19.0	0.70	1728	238.0	21.5
1707	21.0	0.90	1729	257.0	24.0
1708	23.0	1.0	1730	270.0	27.0
1709	25.0	1.2	1731	290.0	29.8
1710	29.0	1.3	1732	303.0	32.7
1711	32.0	1.7	1733	316.0	35.8
1712	36.0	2.2	1734	334.0	39.1
1713	41.0	2.6	1735	350.0	42.5
1714	47.0	3.1			

CAPACIDADES DE ESTUDIO

CAPACIDAD (Mill. (M ³))	COTAS (m)
0.65	1705.50
2.0	1711.60
3.0	1713.80
5.0	1616.33
8.0	1719.93
12.0	1722.89
17.0	1725.70
30.0	1731.00
36.0	1733.00

GRAFICA AREAS CAPACIDADES

VOLUMEN EN MILLONES DE M³



3.10 Procedimiento Expedito para fijar la capacidad de un almacenamiento.

En un aprovechamiento por almacenamiento destinado a riego, la capacidad total (C.T.), comprende la de azolves (C.A.) y la útil (C.U.).

- Capacidad Total.- Este concepto está en función de la superficie de la zona de riego y es el volumen de agua con que debe contar nuestro almacenamiento para un correcto funcionamiento. Esta capacidad se selecciona de acuerdo a los volúmenes aprovechables y la superficie beneficiada, que para este proyecto como veremos más adelante.

- Capacidad de Azolves.- Depende del volumen de los azolves transportados por la corriente en un tiempo dado. Cuando se carece de datos precisos para determinar este volumen, puede operarse en forma aproximada, considerando que los azolves gruesos transportados por la corriente tengan un valor de 0.001 del escurrimiento medio anual (valor aproximado en promedio), y que la obra de toma funcionará libremente durante 50 años, sin que los azolves empiecen a invadirla.

C.A. : 50×0.001 (del escurrimiento medio anual)

C.A. : 0.05 (E.M.A.)

como el escurrimiento medio anual de la cuenca resultó ser de 13176000 M^3 , tendremos:

C.A. : $0.05 \times 13'176000 \text{ m}^3$

C.A. : 658800 m^3

Se tomará para estudio C.A.: 650000 m^3

- Capacidad Optima.- Es la máxima que alcanzaría un almacenamiento de suficiente capacidad permitiendo el máximo aprovechamiento de los escurrimientos, esto es, sin producir derrames durante un período de tiempo determinado y sujeto a una ley de extracción fija. Esta capacidad solamente llega a presentarse una vez dentro del período estudiado, por tal motivo será la máxima que el régimen de una corriente permite, según el tiempo y las extracciones consideradas.

- Capacidad Util.- Es la destinada para tratar de regular los escurrimientos, siendo el volumen de agua disponible para efectuar el riego, que resultó ser de 12'000000 - - - 650,000: 11'350,000 m³.

3.11 Funcionamiento Aceptado del Vaso

Una vez determinados los escurrimientos en la cuenca, calculada la evaporación neta y obtenidas las demandas de riego, se procede a efectuar el funcionamiento aceptado del vaso, para la capacidad total elegida, fijada previamente la capacidad de azolves.

A continuación se muestra en la siguiente tabla, el resumen de los resultados anuales obtenidos al realizar el funcionamiento aceptado del vaso, para el presente estudio.

En la columna (1) se anotaron los años de estudio, en la columna (2) se registran las entradas al vaso, o sea, las aportaciones de la cuenca de acuerdo con los datos de aforos cuando se cuenta con éstos o los escurrimientos deducidos. La columna (3) contiene los volúmenes que es necesario extraer de acuerdo a la ley de demandas fijada y la columna (4), los volúmenes que fue posible extraer, según los casos-

en que se haya o no presentado déficit. La columna (5) representa la pérdida por evaporación que sufre la superficie del vaso que se encuentra expuesta al sol, la cantidad se considera negativa cuando la lluvia es mayor que la evaporación y representa el volumen llovido dentro del área del vaso, pasando a aumentar los almacenamientos o los derrames según sea que la presa esté o no llena. La columna (6) tiene los volúmenes almacenados al iniciarse cada año. En la columna (7) aparecen los excedentes de los escurrimientos que no pudieron ser retenidos en el vaso, después de haber satisfecho las demandas de riego y las pérdidas por evaporación. En la columna (8) se consignan las cantidades de agua que faltaron para satisfacer las demandas de riego. La columna (9) representa estos mismos valores en por ciento, respecto al total que se debería haber utilizado.

Como complemento al funcionamiento aceptado del vaso y para encontrar el volumen de almacenamiento, en el cual se presenta como máximo un 5% de deficiencias, que es el mayor valor aceptado para un aprovechamiento por almacenamiento, en la cual se presenta la relación de controles de aprovechamiento, que por medio de tanteos obtiene el volumen antes mencionado, que representa el mayor aprovechamiento. Los porcentajes de aprovechamiento, derrames y evaporación se obtienen con respecto al escurrimiento que se presenta en el período en estudio.

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

CAPACIDAD TOTAL 2000.0

CAPACIDAD INICIAL 2000.0

CAPACIDAD MUERTA 650.00

VOLUMEN UTIL 2100.59

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1944	219.1	512.8	512.8	91.3	1615.1	0	0	0
1945	4246.2	2100.6	1593.6	255.1	1548.0	2464.6	507.0	24.1
1946	12041.3	2100.6	1888.6	150.7	2000.0	9550.0	212.0	10.1
1947	13675.9	2100.6	2100.6	178.9	2000.0	11396.4	0	0
1948	12110.2	2100.6	2100.6	251.8	1630.4	10127.5	0	0
1949	11575.3	2100.6	2100.6	237.8	1627.2	9240.1	0	0
1950	8092.1	2100.6	1772.6	175.9	1644.3	6126.4	328.0	15.6
1951	5902.2	2100.6	2100.6	217.4	1633.7	3594.9	0	0
1952	12708.1	2100.6	2074.4	172.5	1842.6	10250.4	26.2	1.2
1953	9862.8	2100.6	1821.6	220.2	1950.5	7713.0	279.0	13.3
1954	9992.7	2100.6	2100.6	259.7	1799.0	7784.0	0	0
1955	20183.0	2100.6	2073.7	87.2	1813.3	18006.7	26.9	1.3
1956	11594.2	2100.6	2100.6	200.0	1812.1	9294.8	0	0
1957	6462.1	2100.6	1931.7	261.5	1727.9	4353.1	168.9	8.0
1958	19630.0	2100.6	2100.6	101.7	2000.0	17155.7	0	0
1959	12536.2	2100.6	2100.6	175.7	1740.7	10519.2	0	0
1960	6506.5	2100.6	1677.0	237.3	1455.9	4877.1	423.6	20.2
1961	19496.7	2100.6	2100.6	135.1	1645.9	17070.9	0	0
1962	14743.1	2100.6	2091.4	157.5	1639.5	12500.5	9.2	0.4
1963	15036.9	2100.6	1894.9	171.7	2000.0	12609.8	205.7	9.8

ANO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1964	11166.1	2100.6	2100.6	238.8	1904.6	8922.1	0	0
1965	14042.0	2100.6	2100.6	241.3	1789.5	11815.3	0	0
1966	10073.1	2100.6	2100.6	251.3	1677.2	7833.5	0	0
1967	25615.1	2100.6	2100.6	131.6	1625.5	23434.6	0	0
1968	16834.6	2100.6	2100.6	226.9	1741.7	14391.0	0	0
1969	7620.8	2100.6	1686.0	220.7	1824.7	5631.1	414.6	19.7
1970	9041.2	2100.6	1720.3	230.0	1796.3	7119.3	380.3	18.1
1971	27196.3	2100.6	2100.6	147.3	1847.6	24897.1	0	0
1972	13251.0	2100.6	2100.6	196.9	1679.0	11122.0	0	0
1973	20631.1	1587.8	1547.6	27.4	2000.0	18735.1	40.2	2.5

* VOLUMENES EN MILES DE M³

RELACION DE CONTROLES DEL FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL 2000.00 CAPACIDAD MUERTA 650.00 CAPACIDAD INICIAL 2000.00

VOLUMEN UTIL	APROVECHAM.	PORCENTAJES TOTALES EVAPORA CION	DERRAME	DEFICIT	AÑO	MES	DEFICIT ANUAL MENSUAL	NUM. DE AÑOS DE DEFICIT SEGUIDOS	DEFICIT DISCONTINUOS
1500.00	11.385	1.609	87.007	0	1973	OCT	0	0	0
2250.00	15.843	1.451	82.705	7.226	1973	OCT.	9.915	0	0
1875.00	13.874	1.529	84.597	2.508	1973	OCT.	0	0	0
2062.50	14.958	1.488	83.554	4.449	1973	OCT.	0.463	0	0
2156.25	15.428	1.468	83.104	5.726	1973	OCT.	5.425	0	0
2109.38	15.196	1.478	83.327	5.087	1973	OCT.	2.999	0	0
2085.94	15.080	1.483	83.437	4.750	1973	OCT.	1.745	0	0
2097.66	15.138	1.480	83.382	4.918	1973	OCT.	2.376	0	0
2103.52	15.167	1.479	83.354	5.002	1973	OCT.	2.688	0	0
2100.59	15.153	1.480	83.368	4.960	1973	OCT.	2.532	0	0

VOLUMEN UTIL	1996.40
PORCENTAJE APROVECHAM.	15.153
PORCENTAJE EVAPORACION	1.480
PORCENTAJE DERRAMES	83.368
PORCENTAJE DEFICIT	4.960

* VOLUMENES EN MILES DE M³

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

CAPACIDAD TOTAL 5000.0 CAPACIDAD MUERTA 6500.00
 CAPACIDAD INICIAL 5000.0 VOLUMEN UTIL 5867.188

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1944	219.1	1432.2	1432.2	186.1	3600.9	0	0	0
1945	4246.2	5867.2	4784.2	378.8	2684.0	0	1083.0	18.5
1946	12041.3	5867.2	4282.4	160.5	4593.3	5689.8	1584.8	27.0
1947	13675.9	5867.2	5867.2	308.8	4715.5	7377.7	0	0
1948	12110.2	5867.2	5867.2	494.3	3808.4	6655.9	0	0
1949	11575.3	5867.2	5867.2	426.4	3898.2	5191.9	0	0
1950	8092.1	5867.2	5233.9	312.9	3828.9	2614.6	633.3	10.8
1951	5902.2	5867.2	5516.1	358.6	3636.8	219.6	351.1	6.0
1952	12708.1	5867.2	5285.4	275.6	4509.6	6274.4	581.8	9.9
1953	9862.8	5867.2	5639.5	403.3	4366.4	3963.2	227.7	3.9
1954	9992.7	5867.2	5767.2	471.0	4182.2	3838.7	0	0
1955	20182.0	5878.2	5633.2	93.2	4270.2	14367.7	234.0	4.0
1956	11594.2	5867.2	5867.2	347.1	4286.1	5363.9	0	0
1957	6462.1	5867.2	5569.9	472.3	3749.3	956.6	297.5	5.1
1958	19630.0	5867.2	5686.6	100.5	5000.0	12592.2	180.5	3.1
1959	12536.2	5867.2	5867.2	308.1	4144.3	7216.6	0	0
1960	6506.5	5867.2	5250.3	432.2	3428.8	1539.6	616.9	10.5
1961	19496.7	5867.2	5867.2	171.6	4044.2	12842.5	0	0
1962	14743.1	5867.2	5262.3	268.8	4029.8	8826.4	204.9	3.5
1963	15036.9	5867.2	5456.4	286.4	5000.0	8323.9	410.8	7.0
1964	11166.1	5867.2	5867.2	460.9	3896.5	5941.5	0	0
1965	14042.2	5867.2	5867.2	338.9	4030.7	7701.8	0	0
1966	10063.1	5867.2	5867.2	429.2	3752.1	4055.3	0	0
1967	25615.1	5867.2	5867.2	207.0	4000.6	19293.4	0	0
1968	16834.6	5867.2	5867.2	394.0	3859.2	10714.9	0	0
1969	7620.8	5867.2	4979.7	381.2	4205.9	1913.2	887.5	15.1
1970	9041.2	5867.2	5277.1	396.9	3832.4	3740.7	590.1	10.1
1971	27196.3	5867.2	5867.2	157.2	4219.8	20784.5	0	0
1972	13251.0	5867.2	5867.2	326.5	3655.3	7621.8	0	0
1973	20631.1	4435.0	3815.0	84.5	5000.0	15555.9	620.0	14.0

RELACION DE CONTROLES DE FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL 5000.000 CAPACIDAD MUERTA 650.000 CAPACIDAD INICIAL 5000.000

VOLUMEN UTIL (MILES M ³)	APROVE CHAM.	PORCENTAJES TOTALES		DEFICIT AÑO	MES	DEFICIT		NUM. DE AÑOS DE DEFICIT	
		EVAPORA CION	DERRAME			ANUAL	MENSUAL	SEGUIDOS	DISCONTINUOS
4000.00	30.360	2.970	66.671	0	1973 OCT	0	0	0	0
6000.00	42.868	2.388	54.743	5.866	1973 OCT	16.195	0	0	0
5000.00	37.628	2.655	59.717	0.847	1973 OCT	0	0	0	0
5500.00	40.630	2.522	56.848	2.671	1973 OCT	7.327	0	0	0
5750.00	41.798	2.456	55.746	4.226	1973 OCT	11.946	0	0	0
5875.00	42.340	2.422	55.238	5.048	1973 OCT	14.114	0	0	0
5812.50	42.069	2.439	55.492	4.641	1973 OCT	13.041	0	0	0
5843.75	42.204	2.431	55.365	4.846	1973 OCT	13.580	0	0	0
5859.38	42.272	2.427	55.301	4.947	1973 OCT	13.848	0	0	0
5867.19	42.306	2.425	55.270	4.998	1973 OCT	13.981	0	0	0
5871.09	42.323	2.423	55.254	5.023	1973 OCT	14.047	0	0	0
5867.19	42.306	2.425	55.270	4.998	1973 OCT	13.081	0	0	0

VOLUMEN UTIL	5867.19
PORCENTAJE APROVECHAMIENTO	42.306
PORCENTAJE EVAPORACION	2.425
PORCENTAJE DERRAMES	55.270
PORCENTAJE DEFICIT	4.998

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

CAPACIDAD TOTAL 8000.00
 CAPACIDAD INICIAL 8000.00

CAPACIDAD MUERTA 650.00
 VOLUMEN UTIL 8479.98

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	PORCIENTO
1944	219.1	2070.0	2070.0	294.2	5855.0	0	0	0	0
1945	4246.2	8480.0	7780.2	502.9	1818.0	0	699.8	8.3	
1946	12041.3	8480.0	4346.8	129.3	7171.1	2212.1	4133.2	48.7	
1947	13675.9	8480.0	8480.0	463.9	7014.4	4888.6	0	0	
1948	12110.2	8480.0	8480.0	718.1	6057.1	3869.6	0	0	
1949	11575.3	8480.0	8480.0	677.3	6146.9	2328.2	0	0	
1950	8092.1	8480.0	8241.5	502.5	5495.0	0	238.0	2.8	
1951	5902.2	8480.0	7988.2	426.5	2982.4	0	491.8	5.8	
1952	12708.1	8480.0	5580.6	263.0	7270.2	2576.7	2899.3	34.2	
1953	9862.8	8480.0	8480.0	670.0	6020.2	1062.7	0	0	
1954	9992.7	8480.0	8480.0	756.0	6612.4	1064.5	0	0	
1955	20182.0	8480.0	8480.0	163.8	6839.8	11310.9	0	0	
1956	11594.2	8480.0	8480.0	555.3	6564.7	2833.9	0	0	
1957	6462.1	8480.0	8480.0	634.5	3912.3	0	0	0	
1958	19630.0	8480.0	6755.4	41.2	7775.1	8970.6	1724.5	20.3	
1959	12536.2	8480.0	8480.0	499.5	6700.6	4631.1	0	0	
1960	6506.5	8480.0	8480.0	648.8	4078.3	0	0	0	
1961	19496.7	8480.0	8480.0	167.8	6371.8	8555.4	0	0	
1962	14743.1	8480.0	8480.0	446.1	6395.5	5793.3	0	0	
1963	15036.9	8480.0	8480.0	479.9	7968.0	4504.5	0	0	
1964	11166.1	8480.0	8480.0	742.5	6161.2	3750.4	0	0	
1965	14042.0	8480.0	8480.0	526.7	6278.1	4918.5	0	0	
1966	10073.1	8480.0	8480.0	673.0	5997.2	1201.0	0	0	
1967	25615.1	8480.0	8480.0	318.8	6535.6	16277.9	0	0	
1968	16834.6	8480.0	8480.0	608.7	6103.2	8178.4	0	0	
1969	7620.8	8480.0	7991.7	539.1	5193.2	0	488.3	5.8	
1970	9041.2	8480.0	7119.9	540.7	6069.5	504.3	1360.1	16.0	
1971	27196.3	8480.0	8480.0	255.3	6758.4	17772.2	0	0	
1972	13251.0	8480.0	8480.0	552.6	5896.0	5080.8	0	0	
1973	20631.1	6410.0	6175.2	- 93.9	8000.0	12445.7	234.8	3.7	

RELACION DE CONTROLES DE FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL		8000.000		CAPACIDAD MUERTA		650.000		CAPACIDAD INICIAL 8000.000	
VOLUMEN UTIL	APROVECHAM.	PORCENTAJES TOTALES EVAPORA	DERRAME	DEFICIT AÑO	MES	DEFICIT ANUAL	MENSUAL	NUM. DE AÑOS SEGUIDOS	DE DEFICIT DISCONTINUOS
7000.00	52.492	4.168	43.340	1.200	1973	OCT	0	0	0
10500.00	68.099	3.030	28.872	14.550	1973	OCT	24.888	0	0
8750.00	62.411	3.508	34.082	6.025	1973	OCT	7.073	0	0
7875.00	57.894	3.802	38.304	3.139	1973	OCT	0	0	0
8312.50	60.276	3.642	36.081	4.462	1973	OCT	1.440	0	0
8531.25	61.405	3.570	35.025	5.168	1973	OCT	4.326	0	0
8421.88	60.848	3.606	35.546	4.808	1973	OCT	2.902	0	0
8476.56	61.133	3.588	35.279	4.979	1973	OCT	3.619	0	0
8503.91	61.274	3.579	35.147	5.067	1973	OCT	3.974	0	0
8490.23	61.205	3.583	35.212	5.021	1973	OCT	3.796	0	0
8483.40	61.169	3.586	35.245	5.000	1973	OCT	3.708	0	0
8479.98	61.151	3.587	35.262	4.990	1973	OCT	3.663	0	0

VOLUMEN UTIL	8479.98
PORCENTAJE APROVECHAMIENTO	61.151
PORCENTAJE EVAPORACION	3.587
PORCENTAJE DERRAMES	35.262
PORCENTAJE DEFICIT	4.990

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

AÑO	CAPACIDAD TOTAL		CAPACIDAD INICIAL		CAPACIDAD MUERTA		650.00		PORCIENTO
	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP.	AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	DEFICIT	
1944	219.1	2518.5	2518.5		406.8	9293.9	0	0	0
1945	4246.2	10317.4	10317.4		821.3	2401.4	0	0	0
1946	12041.3	10317.4	5542.4		163.2	8737.1	0	4774.9	46.3
1947	13675.9	10317.4	10317.4		580.8	10498.5	1016.4	0	0
1948	12110.2	10317.4	10317.4		1035.8	9490.5	1765.1	0	0
1949	11575.3	10317.4	10317.4		1038.3	9580.1	130.0	0	0
1950	8092.1	10317.4	10317.4		761.2	6593.5	0	0	0
1951	5902.2	10317.4	9661.1		462.3	2372.4	0	656.3	6.4
1952	12708.1	10317.4	5618.8		277.2	9184.4	0	4698.6	45.5
1953	9862.8	10317.4	10317.4		821.5	7908.3	0	0	0
1954	9992.7	10317.4	10317.4		819.4	6764.3	0	0	0
1955	20182.0	10317.4	9603.9		110.3	10519.8	6712.3	713.5	6.9
1956	11594.2	10317.4	10317.4		871.9	10026.9	897.8	0	0
1957	6462.1	10317.4	10317.4		965.3	5206.3	0	0	0
1958	19630.0	10317.4	8615.8		79.6	11609.6	4531.6	1701.5	16.5
1959	12536.2	10317.4	10317.4		743.8	10188.6	2896.1	0	0
1960	6506.5	10317.4	10317.4		964.9	5412.8	0	0	0
1961	19496.7	10317.4	10317.4		259.0	9839.1	4494.0	0	0
1962	14743.1	10317.4	10317.4		719.5	9850.7	3694.6	0	0
1963	15036.9	10317.4	10317.4		757.9	11580.7	2231.5	0	0
1964	11166.1	10317.4	10317.4		1050.8	9612.7	1766.0	0	0
1965	14142.0	10317.4	10317.4		842.5	9710.3	2784.5	0	0
1966	10073.1	10317.4	10317.4		976.7	8489.3	0	0	0
1967	25615.1	10317.4	10317.4		461.8	10181.9	13143.3	0	0
1968	16384.6	10317.4	10317.4		918.3	9532.1	6248.8	0	0
1969	7620.8	10317.4	10317.4		807.8	6027.8	0	0	0
1970	9041.2	10317.4	8544.1		587.9	5946.0	0	1773.3	17.2
1971	27196.3	10317.4	9682.7		193.2	10407.1	12859.3	634.7	6.2
1972	13251.0	10317.4	10317.4		870.5	9321.4	3148.8	0	0
1973	20631.1	7798.9	7798.9		9.9	12000	10143.7	0	0

RELACION DE CONTROLES DE FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL		12000.000		CAPACIDAD MUERTA		650.000		CAPACIDAD INICIAL		12000.000	
VOLUMEN UTIL	APROVECHAM.	PORCENTAJES EVAPORA	TOTALES DERRAME	DEFICIT	AÑO	MES	DEFICIT ANUAL	MENSUAL	NUM. DE SEGUIDOS	AÑOS DE DISCONTINUOS	DEFICIT
10000.00	72.909	5.226	21.865	3.940	1973	OCT	0	0	0	0	0
15000.00	85.180	3.153	11.667	25.182	1973	OCT	22.089	0	0	0	0
12500.00	82.227	4.021	13.751	13.330	1973	OCT	1.555	0	0	0	0
11250.00	78.109	4.621	17.270	8.523	1973	OCT	0	0	0	0	0
10625.00	75.687	4.914	19.399	6.146	1973	OCT	0	0	0	0	0
10312.50	74.372	5.072	20.556	4.981	1973	OCT	0	0	0	0	0
10468.75	75.073	4.996	19.931	5.518	1973	OCT	0	0	0	0	0
10390.63	74.731	5.035	20.233	5.241	1973	OCT	0	0	0	0	0
10351.56	74.552	5.054	20.395	5.111	1973	OCT	0	0	0	0	0
10332.03	74.462	5.063	20.475	5.046	1973	OCT	0	0	0	0	0
10322.27	74.417	5.067	20.515	5.014	1973	OCT	0	0	0	0	0
10317.38	74.395	5.070	20.536	4.998	1973	OCT	0	0	0	0	0

VOLUMEN UTIL	10317.38
PORCENTAJE APROVECHAM.	74.395
PORCENTAJE EVAPORACION	5.070
PORCENTAJE DERRAMES	20.536
PORCENTAJE DEFICIT	4.998

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

AÑO	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA MED.	ALMAC.	DERRAME	CAPACIDAD TOTAL		POR CIENTO
							CAPACIDAD INICIAL	CAPACIDAD MUERTA	
							17000.00	650.00	
							17000.00	11436.77	
1944	219.1	2791.7	2791.7	521.8	13905.6	0		0	0
1945	4246.2	11436.8	11436.8	1325.2	5389.9	0		0	0
1946	12041.3	11436.8	8781.2	289.5	8360.4	0	2655.5		23.2
1947	13675.9	11436.8	11436.8	526.0	10073.5	0	0		0
1948	12110.2	11436.8	11436.8	1021.3	9725.7	0	0		0
1949	11575.3	11436.8	11436.8	1019.4	8844.8	0	0		0
1950	8092.1	11436.8	11436.8	646.7	4853.4	0	0		0
1951	5902.2	11436.8	8431.1	323.2	2001.2	0	3005.6		26.3
1952	12708.1	11436.8	5639.1	261.5	8808.6	0	5797.6		50.7
1953	9892.8	11436.8	11436.8	734.5	6500.1	0	0		0
1954	9992.7	11436.8	10143.1	646.9	5702.9	0	1293.7		11.3
1955	20182.0	11436.8	9019.4	29.5	15298.9	1537.1	2417.4		21.1
1956	11594.2	11436.8	11436.8	1201.5	15254.8	0	0		0
1957	6462.1	11436.8	11436.8	1357.9	7922.3	0	0		0
1958	19630.0	11436.8	11436.8	293.0	15822.5	0	0		0
1959	12536.2	11436.8	11436.8	970.7	14846.7	1104.5	0		0
1960	6506.5	11436.8	11436.8	1396.0	8520.5	0	0		0
1961	19496.7	11436.8	11436.8	479.9	14476.8	1623.7	0		0
1962	14743.1	11436.8	11436.8	1040.9	14475.1	2267.1	0		0
1963	15036.9	11436.8	11436.8	1084.6	16236.5	754.1	0		0
1964	11166.1	11436.8	11436.8	1390.8	14235.6	339.3	0		0
1965	14042.0	11436.8	11436.8	1222.5	14311.6	1306.8	0		0
1966	10073.1	11436.8	11436.8	1298.4	11649.6	0	0		0
1967	25615.1	11436.8	11436.8	620.9	14926.6	10280.4	0		0
1968	16834.6	11436.8	11436.8	1242.1	14130.8	4951.6	0		0
1969	7620.8	11436.8	11436.8	1199.5	9115.3	0	0		0
1970	9041.2	11426.8	11436.8	802.9	5916.9	0	0		0
1971	27196.3	11436.8	10054.2	198.5	15028.8	7831.6	1382.6		12.1
1972	13251.0	11436.8	11436.8	1215.7	13920.3	1707.1	0		0
1973	20631.1	8645.1	8645.1	175.0	17000.0	8731.4	0		0

RELACION DE CONTROLES DE FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL		17000.000		CAPACIDAD MUERTA		650.000		CAPACIDAD INICIAL		17000.000	
VOLUMEN UTIL	APROVECHAM.	PORCENTAJES TOTALES		DEFICIT	AÑO	MES	DEFICIT		NUM. DE AÑOS DE DEFICIT		
		EVAPORACION	DERRAME				ANUAL	MENSUAL	SEGUIDOS	DISCONTINUOS	
15000.00	91.476	4.201	4.323	19.652	1973	OCT	0	0	0	0	
7500.00	56.925	9.173	33.903	0	1973	OCT	0	0	0	0	
11250.00	81.643	6.548	11.808	4.384	1973	OCT	0	0	0	0	
13125.00	88.319	5.336	6.344	11.342	1973	OCT	0	0	0	0	
12187.50	85.271	5.989	8.739	7.817	1973	OCT	0	0	0	0	
11718.75	83.549	6.248	10.203	6.066	1973	OCT	0	0	0	0	
11484.38	82.675	6.389	10.935	5.151	1973	OCT	0	0	0	0	
11367.19	82.164	6.469	11.367	4.766	1973	OCT	0	0	0	0	
11425.78	82.424	6.429	11.147	4.955	1973	OCT	0	0	0	0	
11455.08	82.553	6.409	11.037	5.049	1973	OCT	0	0	0	0	
11440.43	82.488	6.419	11.092	5.002	1973	OCT	0	0	0	0	
11433.11	82.456	5.424	11.120	4.979	1973	OCT	0	0	0	0	
11436.77	82.472	6.422	11.106	4.991	1973	OCT	0	0	0	0	

VOLUMEN UTIL	11436.77
PORCENTAJE APROVECH.	82.472
PORCENTAJE EVAPORACION	6.422
PORCENTAJE DERRAMES	11.106
PORCENTAJE DEFICIT	4.991

FUNCIONAMIENTO ACEPTADO DEL VASO

AÑO	CAPACIDAD TOTAL 23000.00				CAPACIDAD MUERTA 650.00		DEFICIT 12099.61	POR CIENTO
	ENTRADA	DEMANDA	SALIDA	EVAP. AREA MD.	ALMAC.	DERRAME		
1944	219.1	2953.5	2953.5	650.5	19615.1	0	0	0
1945	4246.2	12099.6	12099.6	1839.5	9922.1	0	0	0
1946	12041.3	12099.6	12099.6	638.3	9225.5	0	0	0
1947	13675.9	12099.6	11099.6	583.7	10218.1	0	0	0
1948	12110.2	12099.6	12099.6	1006.8	9222.0	0	0	0
1949	11575.3	12099.6	12099.6	937.6	7760.0	0	0	0
1950	8092.1	12099.6	11021.9	537.6	4292.5	0	1077.0	8.9
1951	5902.2	12099.6	8131.7	282.2	1780.8	0	3967.9	32.8
1952	12708.1	12099.6	5649.0	253.8	8586.1	0	6450.6	53.3
1953	9862.8	12099.7	11609.2	696.8	6142.9	0	490.4	4.1
1954	9992.7	12099.6	10048.8	602.6	5484.1	0	2050.8	16.9
1955	20182.0	12099.6	9044.0	24.7	16597.4	0	3055.6	25.3
1956	11594.2	12099.6	12099.6	1265.2	14826.8	0	0	0
1957	6462.1	12099.6	12099.6	1379.9	7809.3	0	0	0
1958	19630.0	12099.6	11657.6	270.8	15510.9	0	442.0	3.7
1959	12536.2	12099.6	12099.6	960.3	14987.3	0	0	0
1960	6506.5	12099.6	12099.6	1378.9	8015.3	0	0	0
1961	19496.7	12099.6	12099.6	454.1	14958.3	0	0	0
1962	14743.1	12099.6	12099.6	1095.7	16506.0	0	0	0
1963	15036.9	12099.6	12099.6	1206.7	18236.6	0	0	0
1964	11166.1	12099.6	12099.6	1510.8	15792.3	0	0	0
1965	14042.0	12099.6	12099.6	1341.0	16393.8	0	0	0
1966	10073.1	12099.6	12099.6	1423.4	12943.9	0	0	0
1967	25615.1	12099.6	12099.6	713.5	20728.0	5017.8	0	0
1968	16834.6	12099.6	12099.6	1586.5	19826.5	4050.0	0	0
1969	7620.8	12099.6	12099.6	1597.4	13750.3	0	0	0
1970	9041.2	12099.6	12099.6	1224.9	9467.0	0	0	0
1971	27196.3	12099.6	12099.6	520.2	20736.8	3306.0	0	0
1972	13251.0	12099.6	12099.6	1573.8	19615.0	699.5	0	0
1973	20631.1	9146.1	9146.1	311.5	23000.0	7788.5	0	0

RELACION DE CONTROLES DE FUNCIONAMIENTO

CAPACIDAD TOTAL 23000.000 CAPACIDAD MUERTA 650.000 CAPACIDAD INICIAL 23000.000

VOLUMEN UTIL	APROVE CHAM.	PORCENTAJES TOTALES		DEFICIT			NUM DE AÑOS DE DEFICIT SEGUIDOS DISCONTINUOS	
		EVAPORA CION	DERRAME	DEFICIT AÑO	MES	ANUAL MENSUAL		
20000.00	96.599	3.125	0.276	35.785	1973 OCT	20.414	0	0
10000.00	75.899	9.776	14.325	0	1973 OCT	0	0	0
15000.00	93.939	4.897	1.164	17.488	1973 OCT	0	0	0
12500.00	89.036	6.814	4.150	6.154	1973 OCT	0	0	0
11250.00	82.930	8.397	8.673	2.877	1973 OCT	0	0	0
11875.00	86.206	7.572	6.222	4.354	1973 OCT	0	0	0
12187.50	87.641	7.188	5.171	5.256	1973 OCT	0	0	0
12031.25	86.939	7.375	5.686	4.793	1973 OCT	0	0	0
12109.38	87.290	7.282	5.428	5.026	1973 OCT	0	0	0
12070.31	87.115	7.329	5.557	4.910	1973 OCT	0	0	0
12089.84	87.202	7.306	5.492	4.968	1973 OCT	0	0	0
12099.61	87.246	7.294	5.460	4.997	1973 OCT	0	0	0
12104.49	87.268	7.288	5.444	5.012	1973 OCT	0	0	0
12099.61	87.246	7.294	5.460	4.997	1973 OCT	0	0	0

VOLUMEN UTIL 12099.61

PORCENTAJE APROVECH. 87.246

PORCENTAJE DERRAMES 7.294

PORCENTAJE DEFICIT 5.460

4.997

RESUMEN DE RESULTADOS DEL ALMACENAMIENTO

CAPACIDAD MILLONES DE M ³	Vol. APROVE CHABLE	% APROVE CHABLE	% EVAPORA CION	% DERRA MES	SUPERFICIE RIEGO	FISICA
2.00	1996.40	15.15	1.48	83.37	277.0	271.0
5.0	5573.96	42.31	2.42	55.27	773.0	758.0
8.0	8056.87	61.15	3.59	35.26	1118.0	1096.0
12.0	9801.77	74.39	5.07	20.54	1360.0	1333.0
17.0	10865.99	82.47	6.42	11.11	1507.0	1477.0
23.0	11494.95	87.25	7.29	5.46	1595.0	1563.0

Como podemos ver en los datos obtenidos del funciona---
 miento hidradlico del vaso, para las distintas capacidades -
 estudiadas y tomando en cuenta las necesidades de la región-
 de una presa, que además de proporcionar riego suficiente --
 ayude a evitar las inundaciones que año con año se presenten
 en el Municipio de Tototlán. La capacidad que satisface de -
 la manera más eficiente ambas condiciones es la de 12'000,000
 de M³ porque en ella se aprovecha aproximadamente el 75% del
 escurrimiento, volumen con el que se pueden regar 1360 Ha.,-
 con lo cual, sólo el 20% de los escurrimientos es derramado-
 al río reduciéndose así el riesgo de inundaciones.

3.12 Gasto normal de la Obra de Toma.- Este se calcula en función del mes de máxima demanda y el tiempo de operación - que sería Gasto Normal de la toma a la demanda máxima mensual, incrementada en un 30% dividido entre el tiempo de operación, que es de 25 días al mes y 12.0 horas diarias.

$$Q_n = \frac{1.425 \times 1,360 \times 1.3}{25 \times 12 \times 60 \times 60} = 2.332 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.13 Determinación de la Avenida Máxima

La experiencia mundial indica que un gran porcentaje de los fracasos de las obras hidráulicas, se ha debido a la subestimación de la magnitud de la avenida máxima de la corriente que es posible esperar, y por lo tanto, a la deficiente capacidad de la obra de excedencias para dar paso a dicha avenida.

Por lo tanto, es evidente la importancia que tiene un conocimiento amplio sobre la potencialidad de las corrientes para generar avenidas y así proyectar con mayor seguridad, las estructuras protectoras de las obras hidráulicas.

Se da el nombre de avenida a un aumento más o menos rápido del gasto de una corriente, ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas ocurrido en una cuenca de captación.

En la mayor parte de nuestro país, las más grandes avenidas han sido producidas por lluvias de origen ciclónico, exceptuando en el Noroeste, en donde han ocurrido en el invierno, provocadas por lluvias originadas por el choque de grandes masas de aire frío continental y masas de aire húmedo. Estas grandes avenidas han sido causa de pérdidas de vi-

das, de costosos daños materiales y de trastornos, en la vida normal de los habitantes de la región.

La magnitud de la avenida depende de muchos factores, - entre los que destacan:

Intensidad y duración de las tormentas.

Localización y amplitud de las tormentas en la cuenca - de captación.

Trayectoria de la tormenta.

Topografía de la cuenca, pendiente de ella y de las corrientes principales.

Geología de la cuenca.

Vegetación de la cuenca

Estado de saturación de la cuenca

Existen numerosas fórmulas empíricas para la determinación del gasto de avenidas máximas, pero cuya aplicación da resultados inciertos por no intervenir en ellas alguno o varios de los factores anteriormente señalados. Sin embargo -- dos de los métodos más comúnmente aplicados son los de las - curvas de envolventes de gastos máximos instantáneos y el de sección y pendiente, de los cuales se hace a continuación -- una breve descripción.

- Determinación de la avenida máxima por medio de las - curvas envolventes de gastos máximos instantáneos.

William P. Creager (norteamericano), al estudiar los -- gastos máximos en las corrientes más importantes de los ríos del mundo, dibujó todos los datos obtenidos en el papel logarítmico y encontró que todos los puntos, con muy pocas excepciones, seguían una cierta tendencia, trazando una envolvente a la cual denominó mundial.

Robert W. Lowry (norteamericano), hizo un estudio semejante para los ríos de Texas, en donde se han registrado --- grandes crecientes por estar expuestas sus cuencas, a los ci clones del Atlántico y siguiendo el mismo procedimiento de - Creager, trazó otra envolvente que denominó mundial.

En la República Mexicana, desde hace varios años, la Se cretaría de Recursos Hidráulicos por conducto de la Direc--- ción de Hidrología cuenta con cerca de 900 estaciones Hidro- métricas en canales, presas y arroyos. En base a las estacio nes hidrométricas señaladas, se tienen los siguientes datos:

- Nombre de la estación o sitio.
- Nombre de la corriente y de la cuenca a que pertenece.
- Área de la cuenca de captación y gasto máximo aforado o estimado.
- Gasto unitario en $m^3/seg. km^2$.
- Período de observaciones en las estaciones hidrológi- cas ya establecidas.

Estos datos se agrupan en las regiones hidrológicas en- que se ha dividido al país y se determinaron, para cada una- de ellas, curvas envolventes de gastos máximos.

Para cada región se dibujan en papel logarítmico, pun- tos correspondientes, considerando como ordenadas los gastos unitarios en $m^3/seg. km^2$ y como abscisas las áreas de las --- cuencas en km^2 , teniéndose amplitudes para marcar gastos des de 0.001 hasta $100 m^3/seg./km^2$ y áreas desde 1 a 1,000,000 - km^2 .

Para trazar las envolventes de los puntos, se aplicaron las ecuaciones de curvas envolventes dadas por William P. -- Creager y Robert W. Lowry.

Así pues, contando con las curvas envolventes de gastos máximos por regiones hidrológicas, la determinación del gasto máximo para cada caso en particular, se hace de la siguiente manera:

a) Teniendo la localización del aprovechamiento y la región hidrológica a la que pertenece, se localizará la o las estaciones pluviométricas más cercanas al sitio, seleccionando aquella que por la extensión de su cuenca sea comparable con la del proyecto.

b) La clave de la estación seleccionada, se localiza en correspondiente región hidrológica y se hace pasar por ella, una curva paralela a la envolvente que se haya adoptado (Creager o Lowry).

c) Entrando a la gráfica con el área de la cuenca en estudio (A), se referirá hasta interceptar la curva, determinándose el gasto unitario correspondiente (q).

d) Para encontrar el gasto máximo de la avenida máxima local (Q), bastará multiplicar el gasto (q), por el área de la cuenca (A).

e) Siguiendo el procedimiento indicado, se determinará también el gasto regional (Q'), tomando como curva la envolvente de la región.

La magnitud e importancia de la obra serán los factores que determinarán principalmente, el dato de la avenida máxima a utilizar (Q o Q'), ya que en obras que por su gran magnitud representa en caso de falla, un peligro para la vida humana o pueden causar grandes daños materiales, será necesario seleccionar el gasto de la avenida máxima, que nos permita proporcionar un coeficiente de seguridad adecuado.

Para el estudio en cuestión, la cuenca del Proyecto Garabatos se encuentra ubicada en de la región No. 5, correspondiente a la cuenca del Río Lerma-Santiago (zona Santiago).

Entrando a la gráfica correspondiente a dicha región, - con el área de la cuenca en estudio (96 km^2) en las abscisas, continuamos verticalmente hasta interceptar la curva envolvente. Creager determinándose en ese punto, el gasto unitario correspondiente en las ordenadas, que resultó ser, para esta ocasión, de $4.0 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{Km}^2$.

El gasto correspondiente a la avenida máxima local lo obtendremos con la multiplicación del gasto unitario (q) por área de la cuenca, esto es:

$$q = 4.0 \times 96 = 384.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este gasto obtenido, se puede incrementar en un porcentaje conservador del orden de 1.3, para tener el valor de la avenida máxima probable Q' .

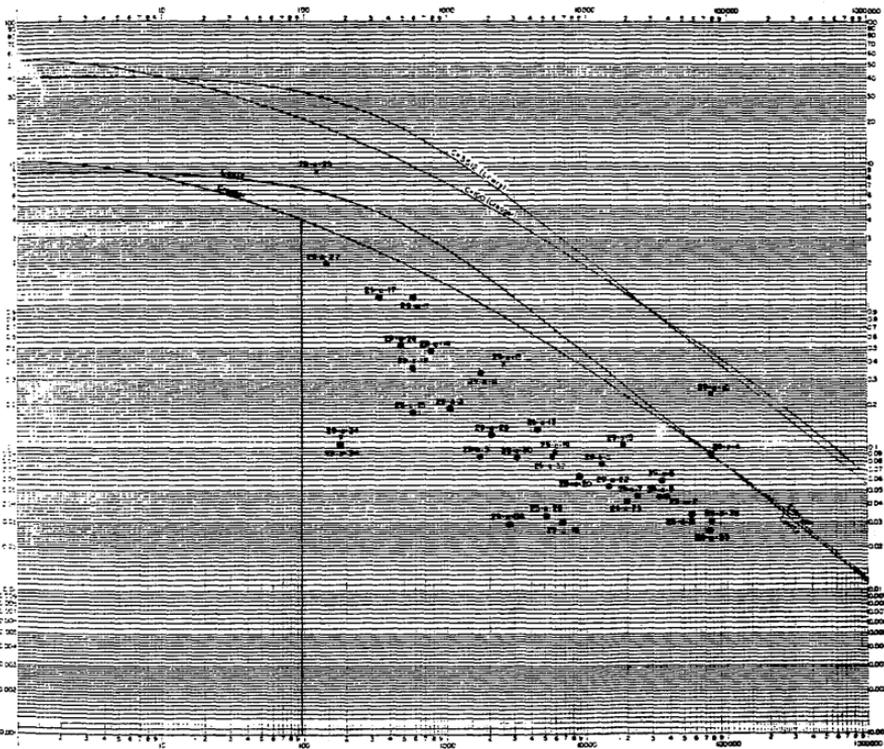
$$Q' = 1.3 (384.0) = 499.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se tomará como gasto de proyecto para la avenida máxima $500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- Determinación de la avenida máxima por el método de sección y pendiente.

La determinación del gasto de la avenida máxima usando el método de sección y pendiente, es de utilidad para ayudar a fijar el gasto máximo de diseño para la obra de excedencias, ya que el conocerlo, servirá de comparación con el gasto determinado con las curvas envolventes.

GASTO E.R. m³/año/km²



AREA DE LA CUENCA EN km²



REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

VALORES DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Montes (Creager)	100	C	C
Terra. E.U.A. (Lowry)	3512	0.0005266 (Creager)	C*(C-238)^(1/2)

REGION HIDROLOGICA N° 2.			
COMENTE	ESTACION	CREAGER	LOWRY
No Storage	29g-4 Yago	C-19	C-720

COMENTES PRINCIPALES	ESTADOS COMPRENDIDOS
ES - R. Santiago	Chalco
Aguascalientes	Nezahualcoyotl
Veracruz	Zacatecas
Quintana Roo	San Luis Potosí
Yucatán	Mérida
Chiapas	San Miguel

NOMENCLATURA		SIMBOLOS	
Primer número	Cuencas generales	○	Cuencas S.R.R.
Letras	Cuencas especiales	□	Deriva C.I.L.A.
Segundo número	Estaciones y otros	■	Deriva D.N.C., C.F.E. y otros

RIO LERMA-SANTIAGO (ZONA SANTIAGO)

REGION

SECRETARIA DE RECURSOS MINERALES Y ENERGIA

REGULACION Y CONTROL DE RIOS

REGION DE HIDROLOGIA N° 21 - ZONA 02

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS EN LA REPUBLICA MEXICANA

ESTACIONES: 29g-4 YAGO, 29g-5 YAGO, 29g-6 YAGO, 29g-7 YAGO, 29g-8 YAGO, 29g-9 YAGO, 29g-10 YAGO, 29g-11 YAGO, 29g-12 YAGO, 29g-13 YAGO, 29g-14 YAGO, 29g-15 YAGO, 29g-16 YAGO, 29g-17 YAGO, 29g-18 YAGO, 29g-19 YAGO, 29g-20 YAGO, 29g-21 YAGO, 29g-22 YAGO, 29g-23 YAGO, 29g-24 YAGO, 29g-25 YAGO, 29g-26 YAGO, 29g-27 YAGO, 29g-28 YAGO, 29g-29 YAGO, 29g-30 YAGO, 29g-31 YAGO, 29g-32 YAGO, 29g-33 YAGO, 29g-34 YAGO, 29g-35 YAGO, 29g-36 YAGO, 29g-37 YAGO, 29g-38 YAGO, 29g-39 YAGO, 29g-40 YAGO, 29g-41 YAGO, 29g-42 YAGO, 29g-43 YAGO, 29g-44 YAGO, 29g-45 YAGO, 29g-46 YAGO, 29g-47 YAGO, 29g-48 YAGO, 29g-49 YAGO, 29g-50 YAGO, 29g-51 YAGO, 29g-52 YAGO, 29g-53 YAGO, 29g-54 YAGO, 29g-55 YAGO, 29g-56 YAGO, 29g-57 YAGO, 29g-58 YAGO, 29g-59 YAGO, 29g-60 YAGO, 29g-61 YAGO, 29g-62 YAGO, 29g-63 YAGO, 29g-64 YAGO, 29g-65 YAGO, 29g-66 YAGO, 29g-67 YAGO, 29g-68 YAGO, 29g-69 YAGO, 29g-70 YAGO, 29g-71 YAGO, 29g-72 YAGO, 29g-73 YAGO, 29g-74 YAGO, 29g-75 YAGO, 29g-76 YAGO, 29g-77 YAGO, 29g-78 YAGO, 29g-79 YAGO, 29g-80 YAGO, 29g-81 YAGO, 29g-82 YAGO, 29g-83 YAGO, 29g-84 YAGO, 29g-85 YAGO, 29g-86 YAGO, 29g-87 YAGO, 29g-88 YAGO, 29g-89 YAGO, 29g-90 YAGO, 29g-91 YAGO, 29g-92 YAGO, 29g-93 YAGO, 29g-94 YAGO, 29g-95 YAGO, 29g-96 YAGO, 29g-97 YAGO, 29g-98 YAGO, 29g-99 YAGO, 29g-100 YAGO

Para efectuar dicha determinación se procederá de la siguiente manera:

Se realizará el levantamiento topográfico de un tramo del cauce, el cual tiene por objeto conocer las características topográficas de un tramo recto y uniforme, para que mediante la observación de las huellas que quedan en las márgenes después del paso de una creciente, pueda determinarse en forma indirecta el gasto escurrido.

Mediante una inspección minuciosa del cauce, se fijarán los diferentes valores del coeficiente de rugosidad necesarios para el cálculo hidráulico.

Para estimar el coeficiente de rugosidad, a continuación se dan a conocer algunos valores propuestos por Norton para ser empleados en la fórmula de Manning.

SUPERFICIES	HENDIDURAS			
	CONDICIONES DE LAS PAREDES			
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANAMENTE BUENAS	MALAS
1. Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendiduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
2. Igual al (1) - pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
3. Sinuosos, algunos charcos y escollos, limpios.	0.033	0.035	0.040	0.045
4. Igual a (3) -- de poco tirante, con pendiente y sección menos eficientes	0.040	0.045	0.050	0.055
5. Igual al (3), - algo de hierba y piedras .	0.035	0.040	0.045	0.050
6. Igual al (4), - secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
7. Rfos perezosos cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
8. Playas muy enhierbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150

En base al levantamiento topográfico para tramos del cauce, se aplicará la fórmula de Manning para conocer la velocidad en cada una de las secciones.

$$V = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

en donde:

V = Velocidad media de la sección en m/seg.

r = Radio hidráulico: A/P

A = Area en m²

P = Perímetro mojado en metros

S = Pendiente por metro

n = Coeficiente de rugosidad

Conocida la velocidad en cada una de las secciones, --- aplicándose el coeficiente de rugosidad "n" apropiado, se de terminará el gasto en cada sección mediante la fórmula:

$$Q = AV$$

en donde:

Q = Gasto avenida máxima en m³/seg.

A = Area de la sección en m²

V = Velocidad de la sección en m/seg.

El valor del gasto de la avenida máxima será igual al promedio de los gastos obtenidos en las secciones consideradas.

Longitud del río

La longitud del río, se estima, partiendo de la boquilla, hasta el punto más alejado del plano topográfico de la cuenca de captación.

Para el presente estudio, la longitud del río resultó ser de 18.05 kms.

Cálculo de la pendiente media del río

Como sabemos la pendiente está dada por el desnivel entre dos puntos, dividido por la separación entre dichos puntos, por lo tanto.

Para la cuenca en estudio, el sitio en donde nace el río se encuentra a la elevación de 1535 m.s.n.m. y el nivel del cauce del mismo en la boquilla es de 1695 m.s.n.m.; por lo cual el desnivel que tiene el río será de 40 mts. y la pendiente:

$$s = \frac{\text{Desnivel}}{\text{Longitud}} = \frac{40.0}{18050} = 0.0022$$

Cálculo de la velocidad media del Río

Para obtener la velocidad con que fluye el agua en el río nos auxiliamos, como ya se mencionó con anterioridad, de la ecuación de continuidad (1) y de la Ecuación de Manning- (2).

$$Q = A.V. \quad (1)$$

$$v = \frac{1}{n} (S)^{1/2} (r)^{2/3} \quad (2)$$

Despejando de la ecuación (1) la velocidad, y sustituyendo dicho valor en la ecuación dos tendremos:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} (S)^{1/2} (r)^{2/3} \quad (3)$$

A continuación se separan los datos conocidos en un lado de la igualdad, quedando la ecuación (3) como sigue:

$$\frac{Q n}{(S)^{1/2}} = A (r)^{2/3} \quad (4)$$

Sustituyendo los datos conocidos

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$n = 0.03$ (de tabla anterior, para superficie 2 con paredes medianamente buenas).

$$S = 0.0022$$

$$S^{1/2} = 0.0471$$

$$\frac{Q n}{(S)^{1/2}} = \frac{500 \times 0.03}{(0.0471)} = 318.47$$

Por lo tanto:

$$318.47 = A r^{2/3} \quad (5)$$

A continuación se procederá por medio de tanteos, suponiendo una elevación en la boquilla y encontrando para dicha elevación los valores correspondientes al área y al perímetro mojado hasta encontrar una elevación que nos satisfaga la ecuación (5).

1er. TANTEO Elevación = 1205 msnm

$$\text{Area} = 274.5 \text{ m}^2$$

$$P = 113.40$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{274.5}{113.40} = 2.4206$$

$$r^{2/3} = 1.8028 =$$

$$Ar^{2/3} = 274.5 \times 1.8028 = 494.8699 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$494.8699 \neq 318.4713$$

2o. TANTEO Elevación = 1704. msnm
 Area = 226.65 m²

$$P = 102.90 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{226.65}{102.90} = 2.2026$$

$$r^{2/3} = 1.6929$$

$$Ar^{2/3} = 226.65 \times 1.6924 = 383.69 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$383.69 \neq 318.4713$$

3er. TANTEO Elevación = 1703.45 msnm
 Area = 200.565

$$P = 100.60$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{200.565}{100.60} = 1.9937$$

$$r^{2/3} = 1.5841$$

$$Ar^{2/3} = 200.565 \times 1.5841 = 317.7069$$

$$317.7069 \approx 318.4713$$

Como son casi iguales, se toma por bueno el valor de la elevación y se calcula la velocidad por medio de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1.5841 \times 0.0471}{0.03} =$$

$$V = 2.487 \approx 2.50 \text{ m/seg.}$$

Hidrograma de la avenida de proyecto

El gasto de la corriente normalmente se representa en la forma de un hidrograma, que es una representación gráfica del gasto con relación al tiempo. En la figura siguiente se muestra el hidrograma que representa el escurrimiento del aguacero que produce la avenida máxima. Se puede leer en la curva el gasto que llega al gasto en cualquier momento y el máximo momentáneo, el área que queda debajo de la curva en el volumen de la aportación porque representa el producto del gasto por el tiempo.

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es la duración del recorrido de concentración del agua desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés y se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{P}{3.6 V}$$

en donde:

P = Longitud de la corriente principal

V = Velocidad media del agua en la corriente

Tc = Tiempo de concentración de la lluvia

Tiempo de Receso

El tiempo de receso es la duración que transcurre desde que se presente la intensidad máxima hasta que sólo escurre el 10% del de dicha intensidad y es común considerar su valor como el doble del tiempo de concentración; esto es:

$$Tr = 2Tc$$

Determinación del tiempo de concentración y el tiempo de receso.

Para el proyecto en estudio tenemos los siguientes datos, obtenidos con anterioridad:

$$P = 18.05 \text{ km}$$

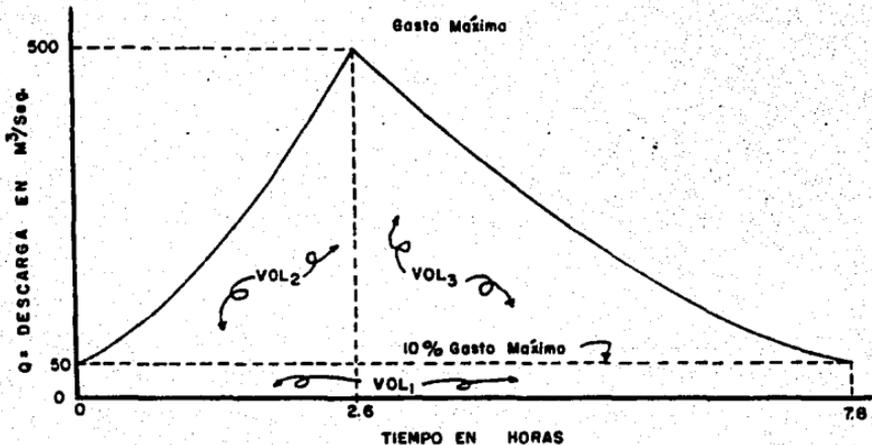
$$P' = 1.3 \times 18.05 = 23.5 \text{ km}$$

$$V = 2.487 \text{ km/hr}$$

$$Tc = \frac{23.5}{3.6 \times 2.5} = 2.6 \text{ hrs.}$$

$$Tr = 2 (2.60) = 5.2 \text{ hrs.}$$

Hidrograma de la Avenida Máxima



Volumen Aportado por la Avenida Máxima

$$VOL_1 = 50 \text{ M}^3/\text{Seg} \times 28080 \text{ Seg} = 1'404,000 \text{ M}^3$$

$$VOL_2 = 1/3 \times 450 \text{ M}^3/\text{Seg} \times 9360 \text{ Seg} = 1'404,000 \text{ M}^3$$

$$VOL_3 = 1/3 \times 450 \text{ M}^3/\text{Seg} \times 18720 \text{ Seg} = 2'808,000 \text{ M}^3$$

$$VOL.TOTAL = 5'616,000 \text{ M}^3$$

3.14 Estudio Regularización de la Avenida Máxima

La acumulación del agua almacenada en un vaso depende de la diferencia entre los gastos de las aportaciones y los de las descargas. Para un intervalo de tiempo, la relación se puede expresar por la ecuación:

$$AS = Q_i \Delta T - Q_o \Delta t$$

en la que:

AS = Volúmenes acumulados durante Δt .

Q_i = Gasto medio de las aportaciones durante Δt , y

Q_o = Gasto medio de las descargas durante Δt .

La curva de los gastos de las aportaciones con relación al tiempo está representada por el hidrograma de la avenida de proyecto; el gasto de la descarga está representado por la curva de la descarga del vertedor en función de la elevación del nivel de la superficie del vaso. En los estudios de variación de niveles, el hidrograma de la avenida de proyecto no es variable una vez que se ha elegido la avenida de proyecto. La capacidad de almacenamiento del vaso no es variable en un emplazamiento determinado, por lo que toca a los estudios de variación de niveles. La curva de descarga del vertedero es variable: Depende no solamente del tamaño y tipo de vertedor, sino también de la manera de operarlo para regular la descarga.

La cantidad de agua que un vertedor puede descargar depende del tipo de sistema de control. En un vertedor sencillo el gasto variará con la carga sobre la cresta y la sobrecarga aumentará con un aumento de la descarga del vertedor. En los vertedores de compuertas, sin embargo, la descarga --

puede variar con respecto a la carga hidráulica del vaso por la operación de las compuertas.

Se han ideado muchas técnicas para estudiar la variación de niveles, cada una con sus ventajas y desventajas. Estas técnicas varían desde el método de estricta integración aritmética a una solución completamente gráfica. Por sencillez, se emplea el método aritmético tabular que se ilustra a continuación.

Método Aritmético Tabular

Estos datos son necesarios para el estudio de la variación de niveles y consisten en lo siguiente:

(1) Hidrograma de la avenida de proyecto (curva de gastos en función del tiempo).

(2) Curva de capacidad del vaso (capacidad del vaso en función de la elevación del agua en el vaso).

(3) Curva de descarga (descarga en función de la elevación del agua en el vaso) obtenida a partir de la ecuación de Francis:

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

en donde:

- Q = Gasto del vertedor en m³/seg.
- C = Coeficiente de descarga (cuyo valor medio 20)
- L = Longitud efectiva de la cresta vertedora en m.
- H = Carga sobre la cresta vertedora en m.

El procedimiento seguido para los cálculos de las Tablas, que se mostrarán a continuación, para diferentes capacidades y longitudes de cresta vertedora, es el siguiente:

(1) En la columna (1) se muestra el intervalo en estudio, cada uno de las cuales tiene un incremento de tiempo $\Delta t = 0.15$ hrs. Así, pues por ejemplo, al intervalo 10 le corresponderá un tiempo = 1.5 hrs.

(2) Obténgase los datos de la columna (2) del hidrograma de la avenida de proyecto, figura anterior.

(3) Encuéntrese, en la columna 3, el promedio del gasto de entrada determinado en paso (2) y el gasto de entrada que existía al principio del período y regístrese en la columna (3).

(4) Supóngase que el nivel que tiene el agua en el intervalo, corresponde al promedio del nivel encontrado en base al volumen aportado por el gasto medio (encontrándose en la gráfica de áreas y capacidades del vaso) y el nivel que existía al principio del intervalo y anótese en la columna (4).

(5) Sáquese el gasto medio de salida con el valor de la altura media obtenida en el paso (4) aplicando la fórmula de Francis $Q = C L H^{3/2}$, en donde $C = 2.00$ (vertedor de descarga directa), colóquese el valor en la columna (5).

(6) Los valores de la columna (6) correspondientes al sobre almacenamiento del intervalo se obtienen restando al valor de la columna (3) el correspondiente de la columna (5) y acumulando dicho resultado al valor correspondiente al sobrealmacenamiento del intervalo anterior.

(7) Con el valor del sobrealmacenamiento, se verifica - en la gráfica de áreas - capacidades, si la elevación correspondiente a dicho sobrealmacenamiento, corresponde al nivel propuesto en el paso (4); si los valores son iguales, la suposición fue acertada; en caso contrario, se supondrá ahora como nivel del agua en el vertedor, el dato encontrado en este paso, para volver a repetir los pasos (4) a (7), hasta -- que la altura propuesta y la encontrada (en base al sobrealmacenamiento) sean iguales.

(8) Cuando la altura propuesta y la encontrada son iguales, se pasará al siguiente intervalo de tiempo en estudio, repitiéndose para cada intervalo los pasos (1) a (7).

En las hojas siguientes se muestran los datos obtenidos por este procedimiento, en el estudio de regularización de la avenida máxima para la capacidad de cortina seleccionada, 12'000,000 m³ y las dos alternativas contiguas estudiadas, - (Superior e inferior) 17'000,000 m³ y 8'000,000 m³; realizándose el estudio de cada capacidad para 4 longitudes de vertedor que son: 40, 50, 56 y 65 mts.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 8,000 M³ MILES M³
 ELEVACION DE EMBALSE = 1,719.93 MSNM
 LONGITUD DE VERTEDEDOR = 40.0 M.

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.08	27.36
2	55.49	53.74	0.03	0.40	56.17
3	63.48	59.74	0.05	0.91	87.94
4	73.96	68.72	0.08	1.66	124.15
5	87.44	80.70	0.11	2.96	166.13
6	103.92	95.68	0.15	4.76	215.23
7	123.39	113.66	0.20	7.20	272.72
8	145.86	134.62	0.26	10.45	334.77
9	171.32	158.59	0.32	14.71	417.47
10	199.78	185.55	0.40	20.18	506.77
11	231.23	215.50	0.49	27.11	608.50
12	265.68	248.46	0.58	35.75	723.36
13	303.13	284.40	0.70	46.36	851.90
14	343.57	323.35	0.82	59.23	994.53
15	387.00	365.28	0.95	74.61	1151.49
16	433.43	410.22	1.10	92.43	1323.10
17	482.86	458.15	1.20	111.87	1510.08
18	482.86	482.86	1.41	133.52	1689.73
19	457.77	470.31	1.56	155.35	1868.81
20	433.43	445.60	1.69	175.47	2014.68
21	409.84	421.64	1.80	193.24	2138.02
22	387.00	398.42	1.89	208.59	2240.52
23	364.91	375.95	1.97	221.51	2323.92
24	343.57	354.24	2.03	232.08	2389.88
25	322.97	333.27	2.08	239.71	2440.40
26	303.17	313.05	2.10	243.95	2477.72
27	284.03	293.58	2.12	246.98	2502.88
28	265.68	274.85	2.13	248.89	2516.90
29	248.08	256.88	2.14	249.76	2520.75
30	231.23	239.66	2.14	249.68	2515.33
31	215.13	223.18	2.13	248.75	2501.53
32	199.78	207.45	2.12	247.03	2480.15
33	185.17	192.48	2.11	244.03	2451.99
34	171.32	178.25	2.09	241.61	2417.77
35	158.21	164.77	2.07	237.47	2378.24
36	145.86	152.04	2.03	232.05	2335.04
37	134.25	140.05	2.00	225.70	2288.79
38	123.39	128.82	1.96	219.02	2240.08
39	113.28	118.34	1.92	212.11	2189.45
40	103.92	108.60	1.87	205.04	2137.37
41	95.31	99.61	1.83	197.89	2089.30

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACE <u>NAMIENTO</u>
42	87.44	91.38	1.78	190.72	2030.66
43	80.33	83.89	1.74	183.58	1976.82
44	23.96	77.15	1.69	176.54	1923.15
45	68.35	71.16	1.65	169.63	1869.97
46	63.96	65.91	1.61	162.89	1817.60
47	59.36	61.42	1.56	156.37	1766.33
48	55.99	57.68	1.52	150.09	1716.43
49	53.70	54.68	1.48	144.08	1668.16
50	51.50	52.43	1.44	138.35	1621.76
51	50.37	50.94	1.40	132.95	1577.47
52	50.00	50.19	1.37	127.87	1535.52

GASTO MAXIMO REGULARIZADO =	249.76 m ³ /seg.
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	2.14 m
ELEVACION NAM =	1719.93 m.s.n.m.
ELEVACION NAME =	1722.07 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM. =	121 Ha
AREA INUNDADA AL NAME =	147 Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 12,000 MILES M³
 ELEVACION DE EMBALSE (NAM) = 1,722.89 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 40.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	51.50	50.75	0.01	0.05	27.38
2	55.49	53.74	0.02	0.28	56.25
3	63.48	59.74	0.04	0.63	88.16
4	73.96	68.72	0.06	1.13	124.66
5	87.44	80.70	0.08	1.82	167.26
6	103.92	95.68	0.11	2.75	217.44
7	123.39	113.66	0.14	4.02	276.64
8	145.86	134.62	0.17	5.70	346.26
9	171.32	158.59	0.21	7.91	427.63
10	199.78	185.55	0.26	10.77	522.01
11	231.23	215.50	0.32	14.42	630.60
12	265.68	248.46	0.38	14.01	754.50
13	303.13	284.40	0.46	24.71	894.73
14	343.57	323.35	0.54	31.72	1052.21
15	387.00	365.28	0.63	40.21	1227.74
16	433.43	410.22	0.73	50.40	1522.04
17	482.86	458.86	0.85	62.50	1635.69
18	482.86	482.86	0.97	76.26	1855.25
19	457.77	470.31	1.09	90.61	2060.30
20	433.43	445.60	1.21	105.82	2243.78
21	409.84	421.64	1.31	120.39	2406.45
22	387.00	398.42	1.41	133.76	2548.31
23	364.01	375.95	1.49	145.82	2673.64
24	343.57	354.24	1.56	156.53	2780.40
25	322.97	333.27	1.63	165.87	2870.79
26	303.17	313.05	1.68	173.85	2945.96
27	284.03	293.58	1.72	180.51	3007.02
28	265.68	274.85	1.75	185.90	3055.05
29	248.08	256.88	1.78	190.09	3091.12
30	231.23	239.66	1.80	193.16	3116.22
31	215.13	223.18	1.81	195.19	3131.34
32	199.78	207.45	1.82	196.26	3137.38
33	185.17	192.48	1.82	196.46	3135.24
34	171.32	178.25	1.82	195.87	3125.72
35	158.21	164.77	1.81	194.57	3105.62
36	145.86	152.04	1.80	192.66	3087.69
37	134.25	140.05	1.78	190.20	3060.61
38	123.39	128.82	1.76	187.27	3024.05
39	113.28	118.34	1.74	183.95	2993.62
40	103.92	108.60	1.72	180.29	2954.90
41	95.31	99.61	1.69	176.36	2913.46

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.67	172.23	2869.80
43	80.33	83.89	1.64	167.93	2824.42
44	73.96	77.15	1.61	163.53	2777.77
45	68.35	71.16	1.58	154.07	2730.29
46	63.96	65.91	1.55	154.60	2682.40
47	59.36	61.42	1.52	150.14	2634.45
48	55.94	57.68	1.49	145.75	2586.93
49	53.70	54.68	1.46	141.45	2540.08
50	51.50	52.43	1.43	137.27	2494.27
51	50.37	50.94	1.41	133.23	2449.83
52	50.90	50.19	1.38	129.38	2407.06

GASTO MAXIMO	196.46 m ³ /seg.
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR	1.82 m
ELEVACION NAM	1722.89 m.s.n.m.
ELEVACION NAME	1724.71 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	160 Ha
AREA INUNDADA AL NAME	187 Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 17,000 MILES M³
 ELEVACION DE EMBALSE (NAM) 1,725.70 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 40.0 M.

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE-ALMACENAMIENTO
1	51.50	50.75	0.01	0.05	27.38
2	55.49	53.74	0.02	0.24	56.27
3	63.48	59.74	0.04	0.55	88.23
4	73.96	68.72	0.05	0.98	124.81
5	87.44	80.70	0.07	1.58	167.54
6	103.92	95.68	0.10	2.39	217.91
7	123.39	113.66	0.12	3.49	277.40
8	145.86	134.62	0.16	4.94	347.44
9	171.32	158.59	0.19	6.85	329.38
10	199.78	185.55	0.24	9.32	524.54
11	231.23	215.50	0.24	12.47	634.98
12	265.68	268.46	0.35	16.63	759.36
13	303.13	284.40	0.42	21.87	901.13
14	343.57	323.35	0.50	28.32	1060.45
15	387.08	365.28	0.59	36.17	1238.17
16	433.43	410.22	0.69	45.62	1435.05
17	482.86	458.15	0.80	56.87	1651.74
18	482.86	482.86	0.91	69.71	1874.84
19	457.77	470.31	1.03	83.14	2083.91
20	433.43	445.60	1.13	96.18	2272.61
21	409.84	421.64	1.22	108.44	2441.73
22	387.00	398.42	1.31	119.74	2592.21
23	364.91	375.95	1.38	129.60	2725.24
24	343.57	354.24	1.44	138.49	2841.75
25	322.57	333.27	1.50	146.40	2942.66
26	303.17	313.05	1.54	153.32	3028.91
27	284.03	293.58	1.58	159.27	3101.44
28	265.68	274.85	1.62	164.29	3161.14
29	248.08	256.88	1.64	168.40	3208.92
30	231.23	239.66	1.66	171.66	3245.63
31	215.13	223.18	1.68	174.12	3272.13
32	199.78	207.45	1.69	175.81	3289.22
33	185.17	192.48	1.70	176.81	3297.68
34	171.32	178.25	1.70	177.16	3298.26
35	158.21	164.77	1.70	176.93	3291.69
36	145.86	152.04	1.69	176.16	3278.67
37	134.25	140.05	1.68	174.92	3259.84
38	123.39	128.82	1.67	173.26	3235.84
39	113.28	118.34	1.66	171.22	3207.28
40	103.92	108.60	1.65	168.86	3174.74
41	95.31	49.61	1.63	166.23	3138.76

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.61	163.38	3099.88
43	80.33	83.89	1.59	160.34	3058.60
44	73.96	77.15	1.57	157.15	3015.40
45	68.35	71.16	1.55	153.86	2970.74
46	63.96	65.91	1.52	150.50	2925.06
47	59.36	61.42	1.50	147.11	2878.79
48	55.99	57.68	1.48	143.72	2832.33
49	53.70	54.68	1.45	140.35	2786.07
50	51.50	52.43	1.43	137.03	2740.38
51	50.37	50.94	1.41	133.80	2695.64
52	50.00	50.19	1.39	130.67	2652.17

GASTO MAXIMO REGULARIZADO	177.16	m ³ /seg.
CARGA MAXIMA DEL VERTEDEDOR	1.70	m
ELEVACION NAM	1725.70	m.s.n.m.
ELEVACION NAME	1727.40	m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	203	Ha.
AREA INUNDADA AL NAME	229	Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 8,000 MILES M³
 ELEVACION DE EMBALSE (NAM) = 1,719.93 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDOR = 50.00 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	51.50	50.75	0.01	0.09	27.35
2	55.49	53.74	0.03	0.50	56.11
3	63.48	59.74	0.05	1.13	87.75
4	73.96	68.72	0.08	2.06	123.75
5	87.44	80.70	0.11	3.67	165.35
6	103.92	95.68	0.15	5.89	213.83
7	123.39	113.66	0.20	8.89	270.41
8	145.86	134.62	0.25	12.86	336.16
9	171.32	158.59	0.32	18.03	412.06
10	199.78	185.55	0.39	24.65	498.94
11	231.23	215.50	0.48	32.99	597.50
12	265.68	248.46	0.57	43.33	708.26
13	303.15	284.40	0.68	55.96	831.63
14	343.57	323.35	0.80	71.15	967.81
15	387.00	365.28	0.93	89.21	1116.89
16	433.43	410.22	1.97	110.38	1278.80
17	482.86	458.15	1.21	132.91	1454.43
18	482.86	482.86	1.36	157.76	1629.98
19	457.77	470.31	1.49	182.44	1785.43
20	433.43	445.60	1.61	204.68	1915.53
21	409.84	421.64	1.71	223.77	2022.38
22	387.00	398.42	1.79	239.69	2108.09
23	364.91	375.95	1.85	252.55	2174.73
24	343.57	354.24	1.90	262.50	2224.27
25	322.97	333.27	1.94	269.76	2258.56
26	303.17	313.05	1.96	274.57	2279.34
27	284.03	293.58	1.97	277.17	2268.21
28	265.68	274.85	1.98	277.80	2286.61
29	248.08	256.88	1.97	276.72	2275.90
30	231.23	239.66	1.96	274.15	2257.27
31	215.13	223.18	1.94	270.31	2231.82
32	199.78	207.45	1.92	265.38	2220.34
33	185.17	192.48	1.89	259.56	2164.32
34	171.32	178.25	1.86	253.01	2123.95
35	158.21	164.77	1.82	245.88	2080.15
36	145.86	152.04	1.78	238.29	2033.57
37	134.25	140.05	1.74	230.38	1984.78
38	123.39	128.82	1.70	222.23	1934.35
39	113.28	118.34	1.66	213.96	1882.71
40	103.92	108.60	1.62	205.64	1830.31
41	95.31	99.61	1.57	197.34	1777.54

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.63	189.12	1724.76
43	80.33	83.89	1.49	181.04	1672.30
44	73.96	77.15	1.44	173.16	1620.45
45	68.35	71.16	1.40	165.50	1569.51
46	63.96	65.90	1.36	158.11	1519.72
47	89.36	61.42	1.32	151.02	1471.39
48	55.99	57.68	1.28	144.25	1424.60
49	53.70	54.68	1.20	137.82	1379.70
50	51.50	52.43	1.20	131.77	1336.82
51	50.37	50.94	1.17	126.09	1296.28
52	50.00	50.19	1.13	120.81	1258.14

GASTO MAXIMO DE SALIDA =	277.80 m ³ /seg.
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	1.98 m
ELEVACION DEL NAM =	1719.93 m.s.n.m.
ELEVACION DEL NAME =	1721.91 m.s.n.m.
SUPERFICIE INUNDADA AL NAM =	121 Ha.
SUPERFICIE INUNDADA AL NAME =	145 Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 12,000 Miles M³
 ELEVACION DE EMBALSE (NAM) = 1,722.89 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 50.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ELEVA CION
1	51.50	50.75	0.01	0.07	27.37
2	55.49	53.74	0.02	0.35	56.20
3	63.48	59.74	0.04	0.79	88.03
4	73.96	68.72	0.06	1.41	124.38
5	87.44	80.70	0.08	2.27	166.74
6	103.92	95.68	0.11	3.42	216.56
7	123.39	113.66	0.14	4.99	275.24
8	145.86	134.62	0.17	7.07	344.12
9	171.32	158.59	0.21	9.79	424.47
10	199.78	185.55	0.26	13.30	517.49
11	231.23	215.50	0.32	17.77	624.27
12	265.68	248.46	0.38	23.38	745.81
13	303.13	284.40	0.45	30.32	883.01
14	343.57	323.35	0.53	38.82	1036.66
15	387.00	365.28	0.62	49.08	1207.41
16	433.43	410.22	0.72	61.35	1395.80
17	482.86	458.15	0.83	75.85	1602.24
18	482.86	482.86	0.95	92.25	1813.17
19	457.77	470.31	1.06	109.19	2008.17
20	433.43	445.60	1.17	126.39	2180.55
21	409.84	421.64	1.27	143.10	2330.96
22	387.00	398.42	1.36	158.15	2460.71
23	364.91	375.95	1.43	171.44	2571.14
24	343.57	354.24	1.50	182.95	2663.64
25	322.97	333.27	1.55	192.69	2739.55
26	303.17	313.05	1.39	200.71	2800.21
27	284.03	293.58	1.62	207.10	2846.91
28	265.68	274.85	1.65	211.93	2880.89
29	248.08	256.88	1.67	215.34	2903.22
30	231.23	239.66	1.68	217.43	2915.32
31	215.13	223.18	1.68	218.32	2917.95
32	199.78	207.45	1.68	218.13	2912.19
33	185.17	192.48	1.68	216.97	2898.96
34	171.32	178.25	1.67	214.97	2879.13
35	158.21	164.77	1.65	212.23	2853.50
36	145.86	152.04	1.63	208.84	2822.83
37	134.25	140.05	1.61	204.92	2787.80
38	223.39	128.82	1.59	200.54	2749.07
39	113.28	118.34	1.57	195.80	2707.24
40	103.92	108.60	1.54	190.77	2662.87
41	95.31	99.61	1.51	185.51	2616.88

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ELEVACION
42	87.44	91.38	1.48	180.11	2568.57
43	80.33	83.89	1.45	174.61	2519.58
44	73.96	77.15	1.42	169.07	2469.94
45	68.35	71.16	1.39	163.55	2420.05
46	63.96	65.91	1.36	158.07	2370.28
47	59.36	61.42	1.33	152.70	2320.99
48	55.90	57.68	1.30	147.45	2272.51
49	53.70	54.68	1.27	142.37	2225.11
50	51.50	52.43	1.24	137.48	2179.24
51	50.37	50.94	1.21	132.80	2135.03
52	50.00	50.19	1.18	128.38	2092.81

GASTO MAXIMO DE SALIDA =	218.32	m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	1.68	m
ELEVACION DEL NAM =	1722.89	m.s.n.m.
ELEVACION DEL NAME =	1724.57	m.s.n.m.
SUPERFICIE INUNDADA AL NAM =	160	Ha
SUPERFICIE INUNDADA AL NAME =	185	Ha

ESTUDIO DE REGULARIZACION

CAPACIDAD TOTAL =

17,000 MILES M³

ELEVACION DEL EMBALSE (NAM) =

1,725.70 MSNM

LONGITUD DEL VERTEDOR =

50.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	51.50	50.75	0.01	0.06	27.37
2	55.49	53.74	0.02	0.30	56.23
3	63.48	59.74	0.04	0.69	88.12
4	73.96	68.72	0.05	1.23	124.57
5	87.44	80.70	0.07	1.97	167.08
6	103.92	95.68	0.10	2.98	217.15
7	123.39	113.66	0.12	4.33	276.18
8	145.86	134.62	0.16	6.13	345.57
9	171.32	158.59	0.19	8.48	426.63
10	199.78	185.55	0.24	11.52	520.60
11	231.23	215.50	0.29	15.40	628.66
12	265.68	248.46	0.35	20.48	751.76
13	303.13	284.40	0.42	26.88	890.83
14	343.57	323.35	0.49	34.73	1046.68
15	387.00	365.28	0.58	44.25	1220.04
16	433.43	410.22	0.68	55.67	1411.49
17	482.86	458.15	0.78	69.20	1621.52
18	482.86	482.86	0.89	84.56	1836.60
19	457.77	470.31	1.00	100.51	2036.29
20	433.43	445.60	1.10	115.81	2214.38
21	409.84	421.64	1.19	130.00	2371.87
22	387.00	398.42	1.27	142.93	2509.83
23	364.91	375.95	1.33	154.22	2629.57
24	343.37	354.24	1.39	163.96	2732.32
25	322.97	333.27	1.44	172.42	2819.17
26	303.17	313.05	1.48	179.61	2891.23
27	284.03	243.58	1.51	185.54	2949.54
28	265.68	274.85	1.54	190.40	2995.15
29	248.08	256.88	1.56	194.10	3029.05
30	231.23	239.66	1.57	196.78	3052.20
31	215.93	223.18	1.58	198.50	3065.53
32	199.78	207.45	1.58	199.33	3069.92
33	185.17	192.48	1.58	199.36	3066.20
34	171.32	178.25	1.58	198.67	3055.17
35	158.21	164.77	1.57	197.32	3037.59
36	145.86	152.04	1.56	195.40	3014.18
37	134.25	140.05	1.55	192.96	2985.61
38	123.39	128.82	1.53	190.09	2952.52
39	113.28	118.34	1.52	186.85	2915.53
40	103.92	108.60	1.50	183.29	2875.20
41	95.31	99.61	1.48	179.47	2832.08

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.45	175.45	2786.68
43	80.33	83.89	1.43	171.28	2739.48
44	73.96	77.15	1.41	167.00	2690.96
45	68.35	71.16	1.38	162.66	2641.55
46	63.96	65.91	1.36	158.30	2591.66
47	59.36	61.42	1.33	153.96	2541.68
48	55.99	57.68	1.31	149.67	2492.01
49	53.70	54.68	1.28	145.31	2443.07
50	51.50	52.43	1.26	141.01	2395.24
51	50.37	50.94	1.23	136.86	2348.54
52	50.00	50.19	1.21	132.88	2304.19

GASTO MAXIMO REGULARIZADO =	199.36	m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	1.58	m
ELEVACION NAM =	1725.80	m.s.n.m.
ELEVACION NAME =	1727.38	m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM =	203	Ha
AREA INUNDADA AL NAME =	228	Ha

ESTUDIO DE REGULARIZACION

CAPACIDAD TOTAL =

8,000 MILES M³

ELEVACION DE EMBALSE =

1,719.93 MSNM

LONGITUD DEL VERTEDOR =

56.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.11	17.35
2	55.49	53.74	0.03	0.58	56.06
3	63.48	59.74	0.05	1.25	87.64
4	73.96	68.72	0.08	2.53	123.38
5	87.44	80.70	0.12	4.65	164.44
6	103.92	95.68	0.15	7.17	212.23
7	123.39	113.66	0.21	10.77	267.79
8	145.86	134.62	0.27	15.71	332.80
9	171.32	158.59	0.34	22.20	406.45
10	199.78	185.55	0.41	29.40	490.77
11	231.23	215.50	0.50	39.60	585.75
12	265.68	248.46	0.60	52.05	691.80
13	303.13	284.40	0.70	65.59	809.96
14	343.57	323.35	0.82	83.16	939.66
15	387.00	365.28	0.95	113.71	1080.91
16	433.43	410.22	1.09	127.46	1233.60
17	482.86	458.15	1.22	150.92	1399.50
18	482.86	482.86	1.37	179.60	1563.26
19	457.77	470.31	1.49	203.70	1707.23
20	433.43	445.60	1.58	222.43	1827.74
21	409.84	421.64	1.67	241.71	1924.90
22	387.00	398.42	1.73	254.85	2002.43
23	364.91	375.95	1.78	265.98	2061.81
24	343.57	354.24	1.82	275.00	2104.60
25	322.97	333.27	1.84	279.54	2133.64
26	303.17	313.05	1.85	281.82	2150.47
27	284.03	293.58	1.86	284.11	2155.58
28	265.68	274.85	1.85	281.82	2151.81
29	248.08	256.88	1.84	279.54	2139.57
30	231.23	239.66	1.83	277.26	2119.26
31	215.13	223.18	1.81	272.73	2092.50
32	199.78	207.45	1.78	265.98	2060.89
33	185.17	192.48	1.75	259.28	2024.82
34	171.32	178.25	1.72	252.64	1984.65
35	158.21	164.77	1.68	243.82	1941.93
36	145.86	152.04	1.64	235.22	1897.01
37	134.25	140.05	1.60	226.67	1850.23
38	123.39	128.82	1.56	218.23	1801.95
39	113.28	118.34	1.52	209.89	1752.51
40	103.92	108.60	1.48	201.65	1702.26
41	95.31	99.61	1.44	193.54	1651.54

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.40	185.53	1600.78
43	80.33	83.89	1.35	175.68	1551.13
44	23.96	71.15	1.31	167.93	1502.11
45	68.35	71.16	1.27	160.30	1453.98
46	63.96	65.91	1.23	152.78	1407.07
47	59.36	61.42	1.20	147.23	1360.72
48	55.99	57.68	1.16	139.93	1316.32
49	53.70	54.68	1.12	132.75	1274.16
50	51.50	52.43	1.09	127.46	1233.64
51	50.37	50.94	1.06	122.23	1194.74
52	50.00	50.19	1.03	117.08	1158.62

GASTO MAXIMO REGULARIZADO	=	284.11	m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDEDOR	=	1.85	m
ELEVACION NAM	=	1719.93	m.s.n.m.
ELEVACION NAME	=	1721.78	m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	=	121	Ha.
AREA INUNDADA AL NAME	=	143	Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL =
 ELEVACION DE ENBALSE =
 LONGITUD DEL VERTEDOR =

12,000 MILES M³
 1,722.89 MSNM
 56.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACE NAMIEN TO
1	50.50	50.75	0.01	0.11	27.34
2	55.49	53.74	0.03	0.58	56.00
3	63.48	59.74	0.05	1.25	87.62
4	73.96	68.72	0.07	2.07	123.61
5	87.44	80.70	0.09	3.02	169.19
6	103.92	95.68	0.12	4.66	222.79
7	123.39	113.66	0.15	6.51	276.20
8	145.86	134.62	0.19	9.27	343.89
9	171.32	158.59	0.23	12.35	422.86
10	199.78	185.55	0.28	16.59	514.10
11	231.23	215.50	0.34	22.20	618.48
12	265.68	248.46	0.41	29.40	736.77
13	303.13	284.40	0.48	37.25	870.23
14	343.57	323.35	0.57	48.20	1018.81
15	387.00	365.28	0.66	60.05	1183.63
16	433.43	410.22	0.76	74.21	1365.07
17	482.86	458.15	0.87	90.89	1563.39
18	482.86	482.86	0.98	108.69	1765.46
19	457.77	470.31	1.08	125.71	1951.55
20	433.43	445.60	1.28	143.56	2114.65
21	409.84	421.64	1.27	160.30	2255.78
22	387.00	398.42	1.35	175.68	2376.06
23	364.91	375.95	1.41	187.52	2477.81
24	343.57	354.24	1.46	197.58	2562.41
25	322.97	333.27	1.50	205.76	2631.27
26	303.17	313.05	1.54	214.04	2684.73
27	284.03	293.58	1.56	218.22	2725.42
28	265.68	274.85	1.58	222.44	2753.72
29	248.08	256.88	1.59	224.55	2770.03
30	231.23	239.66	1.60	226.67	2778.19
31	215.13	223.18	1.60	226.67	2776.30
32	199.78	207.45	1.59	224.55	2767.06
33	185.17	192.48	1.58	222.44	2750.88
34	171.32	178.25	1.57	220.33	2728.16
35	158.21	164.77	1.55	216.13	2700.43
36	145.86	152.04	1.53	211.96	2668.07
37	134.25	140.05	1.50	205.76	2632.59
38	123.37	128.82	1.48	201.66	2593.26
39	113.28	118.34	1.45	195.55	2551.56
40	103.92	108.60	1.43	191.52	2506.78
41	95.31	99.61	1.40	185.53	2460.38

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACE <u>NAMIENTO</u>
42	87.44	91.38	1.37	179.60	2412.74
43	80.33	83.89	1.34	173.73	2364.23
44	23.96	77.15	1.31	167.93	2315.21
45	68.35	71.16	1.28	162.19	2266.05
46	63.96	65.91	1.25	156.52	2215.12
47	59.36	61.42	1.21	149.07	2167.79
48	55.99	57.68	1.19	145.39	2120.43
49	53.70	54.68	1.16	139.93	2074.40
50	51.50	52.43	1.13	134.54	2030.56
51	50.37	50.94	1.10	129.21	1988.29
52	50.00	50.19	1.08	125.71	1947.51

GASTO MAXIMO REGULARIZADO	=	226.67 M ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR	=	1.60 m
ELEVACION NAM	=	1922.89 m.s.n.m.
ELEVACION NAME	=	1524.49 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	=	160 Ha.
AREA INUNDADA AL NAME	=	184 Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 17,000 MILES M3
 ELEVACION DE EMBALSE = 1,725.70 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 56.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.11	27.34
2	55.49	53.74	0.03	0.58	56.05
3	63.48	59.74	0.04	0.90	89.85
4	73.96	68.71	0.06	1.65	128.89
5	87.44	80.70	0.09	3.02	170.84
6	103.92	95.68	0.11	4.09	220.30
7	123.39	113.66	0.14	5.87	278.51
8	145.86	134.62	0.17	7.85	346.96
9	171.32	158.59	0.21	10.78	426.78
10	199.78	185.55	0.26	14.85	518.96
11	231.23	215.50	0.31	19.33	624.89
12	265.68	248.46	0.38	26.24	744.89
13	303.13	284.40	0.45	33.81	880.21
14	343.57	323.35	0.53	43.21	1031.48
15	387.00	365.28	0.62	54.68	1199.21
16	433.43	410.22	0.71	67.00	1384.55
17	482.86	458.15	0.82	83.16	1587.04
18	482.86	482.86	0.93	100.45	1793.54
19	457.77	470.31	1.03	117.08	1984.29
20	433.43	445.60	1.12	132.75	2153.22
21	409.84	421.64	1.20	147.23	2301.40
22	387.00	398.42	1.26	158.41	2431.01
23	364.91	375.95	1.32	169.86	2542.30
24	343.57	354.24	1.37	179.60	2636.61
25	322.97	333.27	1.41	187.52	2715.31
26	303.17	313.05	1.44	193.54	2779.85
27	284.03	293.58	1.47	199.62	2830.59
28	265.68	274.85	1.49	203.70	2869.01
29	248.08	256.88	1.50	205.76	2896.62
30	231.23	239.66	1.51	207.82	2913.82
31	215.13	223.18	1.51	207.82	2927.51
32	199.78	207.45	1.51	207.82	2927.31
33	185.17	192.48	1.51	207.82	2919.03
34	171.32	178.25	1.50	205.76	2904.17
35	158.21	164.77	1.49	203.70	2883.15
36	145.86	152.04	1.48	201.66	2856.35
37	134.25	140.05	1.46	197.58	2825.29
38	123.37	128.82	1.44	192.54	2790.34
39	113.28	118.34	1.43	191.52	2750.82
40	103.92	108.60	1.40	185.53	2709.28
41	95.31	99.61	1.38	181.57	2665.02

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.36	177.63	2618.44
43	80.33	83.89	1.34	173.73	2569.93
44	73.96	77.15	1.31	167.93	2520.90
45	68.35	71.16	1.28	162.19	2471.74
46	63.96	65.91	1.26	158.41	2421.79
47	59.36	61.42	1.23	152.78	2372.45
48	55.99	57.68	1.21	149.07	2323.10
49	53.70	54.68	1.18	143.56	2275.10
50	51.50	52.43	1.16	139.93	2227.85
51	50.37	50.94	1.13	134.54	2182.71
52	50.00	50.19			

GASTO MAXIMO REGULARIZADO	=	207.82 m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR	=	1.51 m
ELEVACION NAM	=	1725.70 m.s.n.m.
ELEVACION NAME	=	1727.21 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	=	203 Ha.
AREA INUNDADA AL NAME	=	226 Ha.

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 8,000 MILES M3
 ELEVACION DE EMBALSE = 1,719.93 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 65.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.12	27.34
2	55.49	53.74	0.03	0.65	56.01
3	63.48	59.74	0.05	1.46	87.48
4	73.96	68.72	0.07	2.66	123.15
5	87.44	80.70	0.11	4.72	164.18
6	103.92	95.68	0.15	7.55	211.27
7	123.39	113.66	0.20	11.34	267.02
8	145.86	134.62	0.25	16.34	330.90
9	171.32	158.59	0.31	22.79	404.23
10	199.78	185.55	0.39	31.00	487.69
11	231.23	215.50	0.47	41.25	581.79
12	265.68	248.46	0.56	53.86	686.87
13	303.13	284.40	0.66	69.13	803.11
14	343.57	323.35	0.77	87.35	930.55
15	387.00	365.28	0.89	108.78	1069.06
16	433.43	410.22	1.02	133.69	1218.39
17	482.86	458.15	1.15	160.79	1378.96
18	482.86	482.86	1.29	189.40	1537.43
19	457.77	470.31	1.41	217.22	1674.10
20	433.43	445.60	1.52	241.46	1784.33
21	409.84	421.64	1.59	261.38	1870.87
22	387.00	398.42	1.66	277.14	1936.37
23	364.91	375.95	1.70	288.97	1983.35
24	343.57	354.24	1.74	297.25	2014.12
25	322.97	333.27	1.76	302.35	2030.82
26	303.17	313.05	1.76	304.64	2035.36
27	284.03	293.58	1.76	304.49	2029.47
28	265.68	274.85	1.76	302.26	2014.67
29	248.08	256.88	1.74	298.27	1992.32
30	231.23	239.66	1.72	292.82	1963.61
31	215.13	223.18	1.69	286.16	1929.60
32	199.78	207.45	1.66	278.54	1891.22
33	185.17	192.48	1.63	270.17	1849.26
34	171.32	178.25	1.59	261.22	1804.45
35	158.21	164.77	1.55	251.87	1757.42
36	145.86	152.04	1.51	242.23	1708.72
37	134.25	140.05	1.47	232.44	1658.83
38	123.39	128.82	1.43	222.60	1608.19
39	113.28	118.34	1.39	212.79	1557.18
40	103.92	108.60	1.35	203.10	1506.16
41	95.31	99.61	1.30	193.58	1455.42

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.26	184.29	1405.24
43	80.33	83.89	1.22	175.28	1355.89
44	73.96	77.15	1.18	166.59	1307.59
45	68.35	71.16	1.14	158.25	1260.56
46	63.96	65.91	1.10	150.28	1215.00
47	59.36	61.42	1.06	142.62	1171.16
48	55.99	57.68	1.02	134.87	1129.47
49	53.70	54.68	0.99	127.66	1090.06
50	51.50	52.43	0.95	120.99	1053.04
51	50.37	50.94	0.92	114.85	1018.53
52	50.00	50.19	0.89	109.25	986.64

GASTO MAXIMO REGULARIZADO	=	304.64 m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDEDOR	=	1.76 m
ELEVACION NAM	=	1719.93 m.s.n.m.
ELEVACION NAME	=	1721.69 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM	=	121 Ha
AREA INUNDADA AL NAME	=	142 Ha

ESTUDIO DE REGULARIZACION
 CAPACIDAD TOTAL = 12,000 MILES M3
 ELEVACION DE EMBALSE = 1,722.89 MSNM
 LONGITUD DEL VERTEDEDOR = 65.00 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.09	27.36
2	55.49	53.74	0.02	0.45	56.14
3	63.48	59.74	0.04	1.02	87.84
4	73.96	68.72	0.06	1.86	123.96
5	87.44	80.70	0.08	2.93	165.96
6	103.92	95.68	0.10	4.41	215.25
7	123.39	113.66	0.13	6.42	273.16
8	145.86	134.62	0.17	9.07	340.96
9	171.32	158.59	0.21	12.53	419.83
10	199.78	185.55	0.26	16.98	510.86
11	231.23	215.50	0.31	22.62	615.02
12	265.68	248.46	0.37	29.66	733.17
13	303.13	284.40	0.44	38.35	866.04
14	343.57	323.35	0.52	48.91	1014.23
15	387.00	365.28	0.61	61.62	1178.21
16	433.43	410.22	0.70	76.70	1358.31
17	482.86	458.15	0.81	94.43	1554.72
18	482.86	486.86	0.92	114.32	1753.72
19	457.77	470.31	1.02	114.32	1935.00
20	433.43	445.60	1.12	153.80	2092.57
21	409.84	421.64	1.21	172.99	2226.84
22	387.00	398.42	1.29	189.80	2339.49
23	364.91	375.95	1.35	204.18	2432.25
24	343.57	354.24	1.40	216.15	2506.82
25	322.97	333.27	1.44	225.79	2564.86
26	303.17	313.05	1.48	233.24	2607.96
27	284.03	293.58	1.50	238.65	2637.62
28	265.68	274.85	1.51	242.18	2655.26
29	248.08	256.88	1.52	244.03	2662.20
30	231.23	239.66	1.52	244.36	2659.67
31	215.13	223.18	1.52	243.35	2648.77
32	199.78	207.45	1.51	241.17	2630.57
33	185.17	192.48	1.50	237.97	2606.00
34	171.32	178.25	1.48	233.91	2575.94
35	158.21	164.77	1.46	229.12	2541.19
36	145.86	152.04	1.44	223.74	2502.47
37	134.25	140.05	1.41	217.87	2460.45
38	123.39	128.82	1.38	211.62	2415.74
39	113.28	118.34	1.36	205.09	2368.89
40	103.92	108.60	1.33	198.37	2320.47
41	95.31	99.61	1.29	191.52	2270.79

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.26	184.63	2220.43
43	80.33	83.89	1.23	177.75	2169.74
44	73.96	77.15	1.20	170.94	2119.09
45	68.35	71.16	1.17	164.25	2068.82
46	63.96	65.91	1.14	157.72	2019.24
47	59.36	61.42	1.11	151.45	1970.03
48	55.99	57.68	1.08	146.00	1922.94
49	53.70	54.68	1.05	140.73	1876.47
50	51.50	52.43	1.03	135.67	1839.52
51	50.37	50.94	1.00	130.86	1788.36
52	50.00	50.19	0.98	126.31	1747.25

GASTO MAXIMO REGULARIZADO =	244.36	m3/seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	1.52	m
ELEVACION NAM =	1722.89	m.s.n.m.
ELEVACION NAME =	1724.41	m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM =	160	Ha
AREA INUNDADA AL NAME =	183	Ha

ESTUDIO DE REGULARIZACION

CAPACIDAD TOTAL =

17,000 MILES M3

ELEVACION DE EMBALSE =

1,725.70 MSNM

LONGITUD DEL VERTEDOR =

65.0 M

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
1	50.50	50.75	0.01	0.07	27.36
2	55.49	53.74	0.02	0.39	56.17
3	63.48	59.74	0.04	0.89	87.95
4	73.96	68.72	0.05	1.59	124.20
5	87.44	80.70	0.07	2.55	166.41
6	103.92	95.68	0.10	3.84	216.00
7	123.39	113.66	0.12	5.58	274.30
8	145.86	134.62	0.15	7.88	342.81
9	171.32	158.59	0.10	10.88	422.57
10	199.78	185.55	0.23	14.75	514.80
11	231.23	215.50	0.28	19.66	620.57
12	265.68	248.46	0.34	26.05	740.66
13	303.13	284.40	0.41	34.08	875.83
14	343.57	323.35	0.48	43.89	1026.74
15	387.00	365.28	0.57	55.74	1193.89
16	433.43	410.22	0.66	69.85	1377.69
17	482.86	458.15	0.76	86.49	1578.38
18	482.86	482.86	0.87	105.24	1782.30
19	457.77	470.31	0.97	124.47	1969.06
20	433.43	445.60	1.06	142.60	2132.68
21	409.84	421.64	1.14	154.07	2274.46
22	387.00	398.42	1.21	173.72	2395.80
23	364.91	375.95	1.27	186.52	2498.10
24	343.57	354.24	1.32	197.21	2582.89
25	322.97	333.27	1.36	205.87	2651.69
26	303.17	313.05	1.39	212.90	2705.77
27	284.03	293.58	1.41	218.36	2746.38
28	265.68	274.85	1.43	222.37	2774.73
29	248.08	245.88	1.44	225.03	2791.93
30	231.23	239.66	1.45	226.45	2799.06
31	215.13	223.18	1.45	226.76	2791.12
32	199.78	207.45	1.45	226.06	2787.08
33	185.17	192.48	1.44	224.46	2769.81
34	171.32	178.25	1.43	222.07	2746.14
35	158.21	164.77	1.42	218.99	2716.86
36	145.86	152.04	1.40	215.32	2681.69
37	134.25	140.05	1.38	211.15	2644.30
38	123.39	128.82	1.36	206.56	2602.32
39	113.28	118.34	1.34	201.63	2557.34
40	103.92	108.60	1.32	196.44	2509.91
41	95.31	99.61	1.29	190.97	2460.58

INT.	GASTO DE ENTRADA	GASTO MEDIO DE ENTRADA	CARGA DEL VERTEDOR	GASTO DE SALIDA	SOBRE ALMACENAMIENTO
42	87.44	91.38	1.27	185.16	2409.93
43	80.33	83.89	1.24	179.30	2358.41
44	73.96	77.15	1.21	173.42	2306.43
45	68.35	71.16	1.18	167.57	2254.36
46	63.96	65.91	1.16	161.81	2202.58
47	59.36	61.42	1.13	156.16	2151.42
48	55.99	57.68	1.10	150.66	2101.21
49	53.70	54.68	1.08	145.35	2052.25
50	51.50	52.43	1.05	140.24	2004.84
51	50.37	50.94	1.03	135.38	1959.24
52	50.00	50.19	1.00	130.77	1915.72

GASTO MAXIMO REGULARIZADO =	226.76 m ³ /seg
CARGA MAXIMA DEL VERTEDOR =	1.45 m
ELEVACION NAM =	1725.70 m.s.n.m.
ELEVACION NAME =	1727.15 m.s.n.m.
AREA INUNDADA AL NAM =	203 Ha
AREA INUNDADA AL NAME =	225 Ha

RESULTADOS DE LA REGULARIZACION

LONGITUD DE VERTEDOR = 40.0 M

CAPACIDAD EN MILLONES M3	GASTO REGULARI ZADO M3/SEG	CARGA SOBRE EL VERTEDOR M.	AREA MAXI MA INUNDA DA Ha.
8.0	249.76	2.14	147.0
12.0	196.46	1.82	187.0
17.0	177.16	1.70	229.0

LONGITUD DE VERTEDOR = 50.0 M

CAPACIDAD EN MILLONES M3	GASTO REGULARI ZADO M3/SEG	CARGA SOBRE EL VERTEDOR M	AREA MAXI MA INUNDA DA Ha.
8.0	277.80	1.98	145.0
12.0	218.32	1.68	185.0
17.0	199.36	1.58	288.0

LONGITUD DE VERTEDOR = 56.0 M

CAPACIDAD EN MILLONES M3	GASTO REGULARI ZADO M3/SEG	CARGA SOBRE EL VERTEDOR M	AREA MAXIMA INUNDADA Ha
8.0	284.11	1.85	143.0
12.0	226.67	1.60	184.0 *
17.0	207.82	1.51	226.0

LONGITUD DE VERTEDOR = 65 M

CAPACIDAD EN MILLONES M3	GASTO REGULARI ZADO M3/SEG	CARGA SOBRE EL VERTEDOR M	AREA MAXIMA INUNDADA Ha
8.0	304.64	1.76	142.0
12.0	244.36	1.52	183.0
17.0	226.76	1.45	225.0

GASTO MAXIMO = 500 m³/seg. VOLUMEN APORTADO = 5616000
M3

* Esta es la alternativa que presenta mejores perspectivas, pues el agua que se retiene en el vertedor alcanza una altura de 1.60 m; pues si utilizamos una alternativa con menor longitud de vertedor, la altura aumenta aumentando el volumen de la cortina y si aumentamos la longitud del vertedor éste será muy grande sin bajar mucho la carga sobre el vertedor.

RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

Area de la cuenca	96 km ²
Precipitación media anual	915 mm.
Coefficiente de escurrimiento medio (variable)	15.0%
Escurrimiento medio anual	13'175,300.0 m3
Aprovechamiento medio anual (74.39%)	9'801,770.0 m3
Capacidad total	12'000,000.0 m3
Capacidad de azolves	650,000.0 m3
Superficie de riego	1360.0 Ha
Superficie física necesaria	1330.0 Ha
Demanda anual bruta por Ha.	7587.0 M3
Demanda máxima mensual	1'937,605.0 m3
Gasto de la toma incrementada 30% (25 días x 12.0 horas 1 día)	2332.0 H/seg
Cultivos principales: sorgo (20%) Trigo (20%) maíz (20%) y lima (10%)	
Se considera cortina de: materiales graduados.	
Superficie correspondiente al N.A.M.E.	184.0 Ha
Avenida máxima probable	500.0 m3/seg
Gasto regularizado	226.67 m3/"
Longitud de la cresta vertedera	56.00 m
Carga sobre el vertedor	1.60 m

4. Estudios de Mecánica de Suelos

4.1 Generalidades

Dentro de la Mecánica de suelos aplicable a presas de almacenamiento, en este capítulo se tratan los estudios correspondientes al diseño de sus cortinas, las cuales por sus características de comportamiento estructural según los materiales conocidos y disponibles hasta nuestros días, se han dividido en dos grandes grupos: cortinas de tipo rígido y cortinas de tipo flexible; denominándose flexibles por la capacidad de absorber ciertas deformaciones sin poner en peligro la estructura. Las rígidas no tienen esta característica salvo por casos especiales en la cual algunas de las partes de la cortina se independizan de las otras, por medio de juntas o bien, por una combinación por cambio de sección rígida a flexible.

Conviene citar, en términos generales, las características a que queda sujeta la elección más adecuada de una cortina, según las condiciones de campo, de acuerdo al balance de lo siguiente:

a) Aspectos geológicos

Intervienen en cuanto a la capacidad de sustentación -- conforme a las propiedades mecánicas y de deformabilidad del suelo, así como de las condiciones de permeabilidad.

b) Disponibilidad de materiales

Según la potencialidad de los bancos, distancias de acarreo, acceso y afectaciones, así como de las características físicas y mecánicas de los materiales.

c) Topografía

Definida en primera instancia para la ubicación de uno o varios ejes que hagan económicamente posible el proyecto. Dentro de ésta es importante la morfología, en la cual pueden encontrarse aspectos que intervienen en la construcción de una u otra estructura.

d) Aspectos sociales

Intervienen cuando se pretende algún beneficio para proporcionar trabajo al elemento humano de la región.

e) Fenómenos naturales

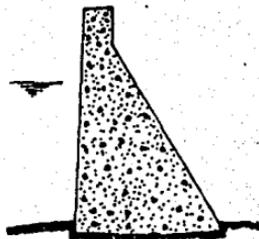
Son de primordial importancia las regiones sísmicas. En segundo término intervendrían aquellas zonas de intensas heladas, etc.

f) Otros

Los tipos más comunes de cortinas según su rigidez son las siguientes, cuya sección está compuesta por los elementos que se indican.

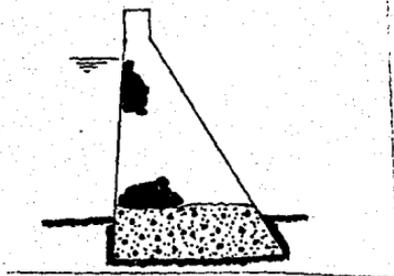
CORTINAS DE TIPO RIGIDO

Concreto Común: Grava tam. máx. 7.6 cm. (3") arena, cemento y agua



Concreto Ciclópeo: Concreto común con adiciones de 20% a 40% de piedra, con tamaños del orden de 30 cm. - de diámetro medio.

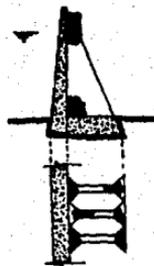
Mamostería común: Piedra brasa (tamaños de 20 a 40 cm.) juntaada a mano con mortero cemento: arena con proporción media generalizada de 1:5 en peso.



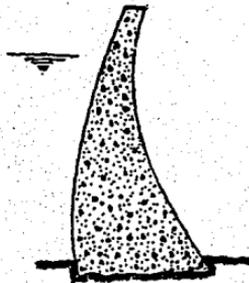
Colcreto: Mampostería de piedra braza colocada a volteo, postcementada con mortero fluido (coloidal) a base de arena, cemento y agua, en proporción-media 1:2.5 en peso y fluidez del orden de 17 cm., determinada en el cono especificado para la absorción de la arena.

Machones: Similar a la mampostería común o colcreto, -- cambiando sólo la geometría de la sección.

Losa y Machones: Losa de concreto común y machones de colcreto o mampostería común.



Bóveda: Cortinas de arco de concreto común y acero de refuerzo, en las zonas que determine el cálculo estructural.
(Arco-cúpula)



CORTINAS DE TIPO FLEXIBLE

Homogénea de arcilla:



1. **Suelo Arcilloso:** Según el Instructivo de Mecánica de suelos para ensaye de suelos.
2. **Material de Transición:** De 2 m. de espesor compuesto por (Filtros) arena con finos no mayores del 5%, o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para proporción de la arcilla a tubificación, expansión y dispersión.
5. **Enrocamiento:** De 1.5 m. de espesor aguas arriba y - 0.5 m. para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

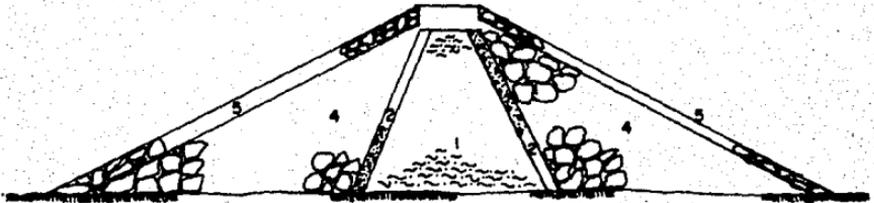
Materiales graduados:



1. **Suelo Arcilloso:** Según el Instructivo de Mecánica de suelos para ensaye de suelos.
2. **Material de Transición:** De 2 m. de espesor compuesto por arena con finos no mayores del 5% o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para protección de la arcilla y tubificación, expansión y dispersión.

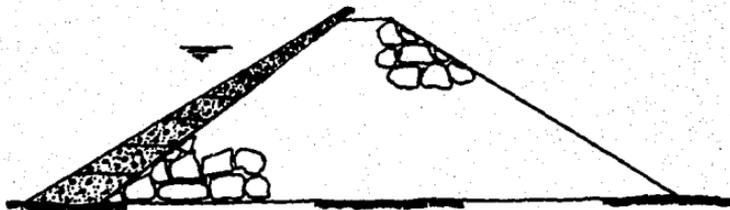
3. Respaldo estabilizador: A base de grava y arena con taludes variables.
4. Enrocamiento estabilizador: Compuesto por tamaños superiores a 5 cm. (2").
5. Enrocamiento: De 1.5 m. de espesor aguas arriba y 0.5 m. para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

Enrocamiento con núcleo impermeable de arcilla:



1. Suelo arcilloso: Según el instructivo de mecánica de suelos para ensaye de suelos.
2. Material de transición: De 2 m. de espesor compuesto -- por arena con finos no mayores del 5% o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para protección de la arcilla a tubificación, expansión y dispersión.
4. Enrocamiento estabilizador: Compuesto por tamaños superiores a 5 cm. (2").
5. Enrocamiento: De 1.5 m. de espesor aguas arriba y 0.5 m. para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

Enrocamiento con pantalla de concreto;



Losa de concreto común reforzada, con juntas para expansión y contracción y enrocamiento.

De lo anterior, se podrá deducir la clase y cantidad de material necesario en la cortina, investigando las potencialidades respectivas con que se cuente en la zona circundante a la boquilla, o bien indagar la ubicación de bancos de préstamos que por causas predominantes, haya sido elegida una -- cortina con materiales escasos en la región. En caso contrario podría pensarse en la sustitución de materiales, como lo sería por ejemplo utilizar espuma volcánica (tezontle), en respaldos estabilizadores o zonas de transición, o bien suelo-cemento en lugar de concreto común en revestimiento de canales, en cuyos casos también se comprobará su utilización - en base a pruebas de laboratorio.

En términos generales, puede decirse que para obras de pequeña irrigación, el orden del costo unitario de mayor a menor es el siguiente:

- 1) Enrocamiento
- 2) Material impermeable
- 3) Grava y arena

4.2 Estudios de Bancos de préstamo

El estudio de las zonas en donde se obtendrán los materiales para la construcción de la cortina, comprenden los siguientes aspectos: localización, muestreo y cubicación.

Localización

Los bancos de material impermeable deberán localizarse preferentemente aguas abajo del eje, a la menor distancia posible pero sin explotar una franja de un ancho mínimo, de tres veces la altura de la cortina a partir de la traza del talud, con objeto de mantener el terreno natural en las zonas cercanas a la cortina, que impida una desestabilización de la misma, a la vez de que funcione dicha franja como tapete para incrementar el paso de filtración.

Las zonas para explotación del material impermeable podrán fijarse dentro del vaso, siempre y cuando no sea afectado por inundaciones durante la construcción y la capa de suelo tenga una dimensión aceptable, con objeto de mantener intocable un espesor de arcilla del orden de 1.0 m. en contacto con la formación que le infrayase. Esta precaución resulta muy conveniente, dado que por la magnitud de este tipo de obras, difícilmente es posible llevar a cabo un estudio completo de los vasos que compruebe eficazmente su impermeabilidad, además deberá conservarse también la franja citada en el párrafo anterior.

Los bancos de grava y arena de los cauces constituyen un excelente material de construcción, siempre que no contenga más del 10% en peso de suelo fino (pasa malla 200). Este material puede emplearse en respaldos estabilizados, en filtros de pie bajo los taludes de aguas abajo de las cortinas o como material de transición.

Además, se localizarán los bancos de roca que se usarán para la chapa protectora de enrocamiento en ambos taludes de la cortina, o bien para estabilización.

El área superficial de los bancos citados, se levantará topográficamente, refiriendo su posición al eje probable de la cortina.

Muestreo

Para el material impermeable deberán delimitarse las áreas de los diferentes tipos de materiales impermeables, -- así como sus volúmenes disponibles, con el objeto de hacer una selección de las muestras representativas que servirán para efectuar los ensayos de laboratorio, necesarios para obtener los valores de las propiedades mecánicas que intervendrán en el diseño.

De cada uno de los bancos de material impermeable con posibilidad de explotación, se extraerá una muestra por cada 35000 m³. del volumen total preestimado para el cuerpo de la cortina, siempre que los pozos de explotación efectuados para la cubicación manifiesten homogeneidad.

En caso de encontrar formaciones de capas gruesas (superiores a 50 cm), con distinta textura, granulometría aparente o coloración, se muestreará el pozo parcialmente según cada capa.

El conocer la humedad natural de los bancos prevee la necesidad de dar riego al material, que se tenderá para ser compactado; la humedad óptima de compactación podrá darse al material en el sitio mismo de su colocación, o bien proporcionársela al banco, siendo este último procedimiento más deseable para obtener compactaciones más uniformes. Por otra -

parte, si las humedades naturales del banco son muy superiores a la óptima requerida, se deben tomar providencias para disminuirlas por medio de drenes construidos previamente --- construidos a la explotación.

En cuanto al muestreo de grava y arena susceptibles de emplearse en los respaldos estabilizadores y, después de la observación de los P.C.A. efectuados para la cubicación, será suficiente con la extracción de 7 costales con 40 a 50 kg de peso de material integral y representativo del banco, haciendo aclaraciones pertinentes en el sentido de si fueron eliminados por facilidad de transporte o envase, tamaños superiores a 4" (10 cm.). En estos casos deberá efectuarse una granulometría de campo y reportar el porcentaje en peso de estos tamaños con respecto al total muestreado. También se indicarán aquellos pozos o zonas desechadas por contaminación.

Cubicación

Para la cubicación de los bancos de préstamo de materiales impermeables o de grava y arena, se procede a ejecutar una serie de pozos distribuidos según una cuadrícula o de acuerdo a un trazo longitudinal según el caso, con espaciamiento de 75 a 100 m. y en número suficiente para determinar la superficie y profundidad que se requiere para obtener el volumen necesario. En los casos de bancos de roca, la cubicación en general debe hacerse en forma estimativa.

4.3 Estudios de Laboratorio

En este inciso se describen en términos generales los estudios básicos de laboratorio de mecánica de suelos, que se han considerado necesarios para determinar las caracterís

ticas del proyecto de la cortina, para una presa de pequeño o mediano almacenamiento, sobreentendiéndose que dichos estudios deberán sujetarse a las normas estándar establecidas.

Clasificación de suelos

Es conveniente antes de entrar en los problemas de diseño de la cortina, clasificar el tipo de suelo que se usará en su construcción, con objeto de estudiar los diversos factores que afectan a sus propiedades mecánicas y ordenarlos en grupos característicos semejantes conforme a una convención establecida.

De las diversas convenciones que existen para clasificar a los suelos, se ha elegido el sistema conocido como "Sistema Unificado de Clasificaciones de Suelos" (antes, Sistema de Casa Grande para Aeropuertos), por considerarle uno de los más descriptivos, además por haber sido adoptado por varias Organizaciones interesadas en este campo de la ingeniería, lo que facilita la interpretación de la información que sobre el tema se llegue a intercambiar.

Procedimientos de identificación de suelos finos o fracciones finas en el campo.

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (0.420 mm. de diámetro medio), pero para fines de clasificación no se usa la malla, simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren en la prueba, siendo los siguientes: deformabilidad, resistencia al quebramiento y tenacidad.

Deformabilidad (reacción al agitado)

Después de quitar las partículas gruesas, mayores que la malla No. 40 prepárese una pastilla de suelo húmedo de un

volumen aproximadamente igual a 10 cm³; si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpéese vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva en que en la superficie de la pastilla aparezca agua, la superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado y aparece lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos desaparece la superficie de agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez con que aparece al agua en la superficie al agitar y desaparece al apretar, sirve para identificar la clase de finos del suelo.

Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen la reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción moderada.

Resistencia al quebramiento (suelo seco).

Después de haber eliminado las partículas de tamaño mayor que el de la malla No. 40, moldéese una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Séquese la pastilla completamente por medio de un horno, sol o aire y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al esfuerzo cortante es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que tiene el suelo. La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo orgánico típico posee solamen

te una pequeña resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por la sensación táctil si se pulveriza el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico).

Después de eliminada las partículas de tamaño mayor que el de la malla No. 40 moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm^3 hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural el suelo está muy poco seco, debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Cuando el espécimen adquiere la consistencia de seada, se rodilla a mano sobre una superficie suave o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción arcillosa de un suelo, se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la bolita al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión de la bolita al rebasarse el límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad, o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen abajo de la línea A.

Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite plástico.

Este sistema ofrece la ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriéndose poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para determinar el grupo al cual pertenece un suelo dado. Por tomar en cuenta los factores de los cuales dependen principalmente las propiedades mecánicas a saber: granulometría, forma y plasticidad, describe a los suelos de tal manera que es fácil con un poco de criterio, asociar a cada grupo de suelo el orden de la magnitud de sus características mecánicas más importantes y por consiguiente, su adaptabilidad a los diversos usos de la construcción.

Por lo anterior, será necesario efectuar para el suelo en estudio, su análisis granulométrico y determinar su plasticidad a partir de los límites de Consistencia o de Atterberg.

Análisis Granulométrico

Las pruebas mecánicas de los suelos están íntimamente relacionadas con el tamaño y forma de las partículas finas que lo integran; de ahí la conveniencia de llevar a cabo el análisis granulométrico incluyendo las partículas finas por medio del hidrómetro, o sea la técnica que tiene por objeto estudiar la distribución de tamaños, graduación y forma de las partículas en un suelo, a fin de juzgarlo de acuerdo con el uso que se le pretenda dar.

Límites de Atterberg

Los límites de consistencia o de Atterberg con los cuales es posible determinar para suelos finos, o aún cuando se

trate de arenas y que éstas tengan una inclusión de finos a partir de un 50%, establecen las fronteras de los suelos en cuanto a su estado líquido y sólido, en función directa de su contenido de agua; indica claramente la plasticidad que a cada uno le corresponde, por diferencia del límite líquido y límite plástico determinado como índice de plasticidad. En términos generales, se puede afirmar que un suelo constituido por limos o arcillas, a mayor índice de plasticidad tendrá mayor cohesión.

Prueba de compactación proctor

En general conviene compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable.

El acomodo de las partículas de un suelo que se va a tratar de mejorar mediante un proceso de compactación, no sólo depende de las características del dispositivo que se va a usar para compactarlo, sino de la humedad que tenga el material. Por lo consiguiente, dado un proceso de compactación para cada material existirá un contenido de agua para obtener el máximo peso volumétrico.

La prueba Proctor nos determina las condiciones óptimas de compactación de un suelo en el laboratorio, para que posteriormente se correlacionen estos resultados a los que se obtengan en el campo en el proceso constructivo y con el equipo previamente fijado.

Para poder establecer términos de comparación de los trabajos que se realizan en el laboratorio y en el campo, se ha elegido la prueba Próctor, S.R.H., la cual estudia el comportamiento de los suelos compactados bajo una energía de 7.5 kg-cm/cm², compactación que puede obtenerse con el equi-

po que normalmente se emplea en los trabajos de construcción.

Densidad

La densidad (gravedad específica), se define como la relación entre el peso seco de los sólidos de un suelo y el peso del volumen de agua que desalojan. La densidad no es un índice importante en el comportamiento de los suelos, pero es necesaria para determinar otras propiedades.

En la mayoría de los suelos, la densidad oscila entre 2.4 y 2.8

4.4 Propiedades mecánicas

Existen dos criterios para la determinación de las propiedades mecánicas.

1. Cuando se trata de un pequeño almacenamiento con sección homogénea de suelo arcilloso, para una altura de cortina menor de 15 m. y una capacidad de almacenamiento menor de 3000 000 m³.

Por la definición de pequeños almacenamientos es suficiente efectuar el análisis de estabilidad en base a una prueba triaxial Rápida no Drenada, con la saturación que más adelante se indicará; sin embargo, como en los laboratorios estacionarios normalmente no se cuenta con el equipo apropiado como lo serían unas cámaras triaxiales. Además tratándose de suelos cohesivos, los valores obtenidos para el ángulo de fricción interna mediante la prueba mencionada, son pequeños o nulos, o bien si llegan a ser de consideración, más de 10°, la altura de la presa es tan baja que su intervención en la resistencia al corte marcada por $N \cdot \tan \phi$, es también de poca

importancia. Por lo tanto, se ha considerado conveniente no hacerlos intervenir para el análisis de taludes, lo que asegurará una mayor estabilidad, en caso de generarse.

La anterior consideración nos permitirá tomando en cuenta además que el nivel de estas obras requiere cierta premura en su realización, sustituir la prueba Triaxial rápida no drenada por una Axial simple sin confinar, ya que al no considerar el ángulo de fricción interna, se tomarán exclusivamente los valores de la cohesión obtenidos por este tipo de prueba, la cual además puede llevarse a cabo con bastante facilidad en los laboratorios de campo, utilizándose para ello el aparato portátil modelo U-160 Soil Test o semejante.

Tomando en cuenta que se construyen de 10 a 12 presas - en promedio por año y, que otras tantas están en proceso de estudio, aunado a ciertos problemas de origen social y económico, así como de tiempo, dada la rapidez con que se define el proyecto, difícilmente se cuenta con el suficiente personal adecuado, oportuno y debidamente preparado para llevar a cabo la construcción de este tipo de presas. Estas deficiencias implican construcciones un tanto defectuosas, defectos que se han pretendido absorber siguiendo el siguiente criterio:

Los especímenes de prueba remoldeados que se usarán para la prueba, serán elaborados con suelo pasado por la malla No. 4, con una compactación comprendida entre el 90% y 95% - cuando se trata de arcillas francas y no menor del 93%, para materiales limosos o arenas limosas o arcillosas. En ambos casos se tratarán con grados de saturación entre 92% y 96%, no considerándose saturaciones mayores, debido a la poca probabilidad de que los materiales de las cortinas de los pequeños almacenamientos se saturen totalmente, tanto por su im--

permeabilidad, como por las condiciones de funcionamiento de los vasos, los cuales permanecen llenos sólo una parte del año.

El límite inferior del 90% de compactación fijado para las arcillas francas, surgió de la experiencia a través de las obras construidas con porcentajes de compactación inferiores, los cuales presentaron ligeros asentamientos que aun que sin trascendencia eran objeto de alarma, teniéndose que recurrir a estudios post-constructivos con las siguientes erogaciones.

El porcentaje de compactación de los especímenes se elige de acuerdo con la compactación (relación entre el peso volumétrico seco y el óptimo determinado en la prueba Proctor) que se pueda alcanzar en el terraplén con el equipo de construcción usado, trabajando en condiciones normales y tomando en cuenta los resultados obtenidos en el laboratorio de acuerdo con la calidad del material disponible.

Sin embargo, es obvio que si resulta insuficiente la propiedad mecánica (cohesión), obtenida por este método de compresión simple, aún dando taludes amplios o banquetes estabilizadores y de acuerdo con un análisis económico, será necesario determinar en otro laboratorio el complemento del ángulo de fricción interna, mediante las cámaras triaxiales y aplicar ambos parámetros al diseño de la cortina.

2. Para medianos almacenamientos con altura de la cortina mayor de 15 m. y capacidad mayor de 3 000 000 m³.

En este caso se utilizarán los procedimientos convencionales remoldeando especímenes, para 95% de compactación y 100% de saturación y determinando principalmente las propie-

dades mecánicas para dos condiciones:

Finales (funcionamiento perenne de la cortina)
Triaxial rápida saturada consolidada

Iniciales (al término de la construcción)
Triaxial rápida saturada no drenada

según se especifica en los instructivos de mecánica de suelos.

La primera prueba se lleva a cabo para confinamientos.

III 0.25, 1.0, 3.0 y 5.0 kg/cm² y la segunda para
III 0.00, 1.0, 3.0 y 5.0 kg/cm².

4.5 Estudio de la Cimentación

La cimentación de una estructura puede clasificarse a grandes rasgos según los siguientes tipos:

A).- Cimentación rígida: rocas, conglomerados fuertemente cementados, areniscas muy consolidadas, tobas duras (tepetate), etc.

Este tipo de cimentación no presenta ningún problema en cuanto a resistencia para la construcción de pequeñas cortinas de tierra. Los problemas principales pueden estar relacionados con las filtraciones a través de juntas, porosidades, fisuras, grietas y a lo largo de planos de falla.

B).- Cimentación flexible: suelos aluviales o residuales de grano fino a base de limos y/o arcillas, tobas suaves o bien alteraciones de roca por interperización con espesores de consideración, etc.

En este caso resulta imprescindible verificar, tanto -- resistencia, como propiedades de deformación y permeabilidad.

C).- Cimentación de acarreo grueso: cantos rodados con gravas y arenas.

En general las cimentaciones de grava y arena son permeables ($k > 10^{-4}$ cm/seg), no así las rígidas y flexibles, cuya permeabilidad dependerá de fracturamiento u oquedades).

Con respecto a la resistencia, ésta es caso siempre --- aceptable, ya que las gravas y las arenas en proporciones tales que no contengan más de un 70% de arena y no más de 10% de finos respecto al total, dan ángulos de fricción interna de 40° o mayores. En el caso de arenas puras, éstas dan valores de que oscilan de 20° a 30°; siendo por lo tanto conveniente, verificar la granulometría y otras propiedades que se enuncian más adelante en la etapa de muestreo de cimentaciones.

Existen cimentaciones compuestas de varios tipos de suelo, que provienen de distintos orígenes y que se encuentran estratificados en capas de arcilla, arena fina y grava, o -- que pueden constar de formaciones lenticulares de un mismo material sin regularidad de secuencia, o de variación de extensión y espesor. A pesar de lo anterior, las características de la cimentación de acuerdo con las exploraciones llevadas a cabo, pueden ser generalizadas para que dentro de alguno de los tipos de cimentación mencionados sean tomadas.

Uno de los graves problemas que habrá que tomar en cuenta es el fenómeno de la tubificación, esto es, que debido al flujo a través de una cimentación permeable, se producen --- fuerzas de filtración como resultado de la fricción entre el

agua filtrada y las paredes de los poros del suelo, con el cual fluye. Estas fuerzas son las que llegan a ocasionar las fallas por tubificación.

Las cimentaciones relativamente impermeables o las permeables pero con un filtro o una trinchera adecuada, no son susceptibles de tubificarse por la resistencia que el suelo impermeable ofrece al flujo del agua, que hace que se desprese la carga que se tiene en el vaso, antes de alcanzar las trazas aguas abajo del talud de la cortina.

Puesto que el fenómeno de la tubificación se inicia con el arrastre del material, en el lado de aguas abajo por la velocidad de salida del agua filtrada, todas las medidas para evitar este fenómeno se concretan a controlar el arrastre del material mediante el empleo de filtros, constituidos por materiales permeables bien graduados cuya granulometría esté acondicionada a la del material que se pretende proteger; el filtro reduce la velocidad de salida del agua.

Para evitar o reducir el flujo del agua (control de las fuerzas de filtración), se pueden utilizar principalmente -- trincheras de arcilla, dentellones de concreto simple, tapetes de material impermeable y filtros.

De lo anterior se desprende que los principales requisitos que debe cumplir una cimentación adecuada, para una cortina de tierra son:

- 1.- Que pueda prestar apoyo estable para la cortina, ya que ésta descansará en formaciones geológicas que eran estables antes de la construcción, pero que al ponerse en servicio la obra estarán sujetas a condiciones diferentes, debidas principalmente a cargas adicionales que se le imponen y

a los efectos de saturación, factores que pueden originar -- problemas de estabilidad.

2.- Que sea lo suficientemente impermeable para elimi-- nar toda la filtración, con objeto de que cumpla la finali-- dad de la obra y a la vez evitar posibles acciones erosivas.

3.- Que la deformabilidad cuando se trate de cimentacio-- nes suaves (arcilla y/o limos), sea de una magnitud tal, que-- no signifiquen un peligro potencial para la estructura.

El contacto entre la cortina y la cimentación es una -- parte vital de la estructura en su conjunto, y debe por con-- siguiente dársele a su tratamiento atención preferente, que-- asegure sean cubiertos los requisitos indicados.

A pesar de que las condiciones geológicas de la cimenta-- ción, han sido tentativamente estudiadas por la primera visi-- ta de inspección y luego conformadas o corregidas por medio-- de pozos a cielo abierto, o bien cuando el caso lo amerite,-- con programas de perforaciones con máquina y a su vez con -- pruebas de permeabilidad, el diseño de la cortina puede su-- frir modificaciones al tener expuesta la superficie en estu-- dio y hacer observaciones en detalle. Lo anterior exige que-- durante el proceso de la obra, exista una estrecha colabora-- ción entre el Ing. Geólogo, el Ing. encargado de los estu-- dios de mecánica de suelos y el Ing. Residente, para reali-- zar una estructura segura.

Para satisfacer los requisitos básicos enunciados, se - deberá tomar en cuenta lo siguiente:

a) Resistencia al esfuerzo cortante.- Los taludes de la cortina deben ser estables, tanto durante el proceso de cong

trucción como durante el período de operación de la presa. - Para satisfacer esta condición en lo que respecta a la cimentación, la cortina deberá diseñarse tomando en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en que se cimentará, en las condiciones más desfavorables.

b) Permeabilidad.- Debe tratarse de evitar las filtraciones por completo en este tipo de almacenamiento, tomando en cuenta independientemente de la carga, que una filtración de 1 lt/seg. reduce el almacenamiento 31500 m³/año aproximadamente. Si esto no es posible por razones económicas, deberá reducirse el mismo en relación con la capacidad de almacenamiento, con objeto de que no se nulifiquen o disminuyan los beneficios de la obra. Aún en este caso, será necesario tener la seguridad de la estabilidad de la cortina, para lo cual deberán preverse en el diseño los dispositivos para evitar posibles fallas por tubificación, que pueden poner en peligro la obra.

Para evitar las filtraciones a través de la cimentación será necesario interceptar las formaciones permeables por medio de dentellones de concreto simple, trincheras rellenas de arcilla debidamente compactada, o bien, la combinación de ambas, apoyándolos y encajándolos, según el caso, en formaciones impermeables. Otras veces podrá presentarse la necesidad de construir una pantalla de inyección de cemento a presión o de otras mezclas, o bien una combinación de trinchera dentellones y pantallas de inyección, lo cual estará en razón del orden económico de la obra y del tipo de problema en particular, pero en todos los casos deberá existir un íntimo y eficaz contacto con la formación impermeable, es decir, si se trata de trinchera de arcilla, ésta se apoyará íntegramente para su perfecta liga con dicha formación. Para cuando se trata de pantallas o dentellones, se penetrará del orden de-

orden de 1.0 m. dentro de la estructura impermeable.

c) Compresibilidad.- En general todas las cortinas de tierra sufren deformaciones durante, o posteriormente a la construcción, por virtud de las características de los materiales que la forman, tales como las arcillas que entran dentro de la categoría plástica, o bien los enrocamientos o gravas y arenas de los respaldos estabilizadores, los cuales experimentan reacomodo ya que por peso propio o por los mismos movimientos del núcleo impermeable de arcilla, como por el llenado y vaciado de los vasos o bien de agentes telúricos como el sismo.

Sin embargo, y aún cuando los movimientos diferenciales pueden ser absorbidos por las características anteriormente señaladas, deformaciones de gran magnitud principalmente por causa de cimentación pueden provocar agrietamientos en el cuerpo de la misma, siendo más peligrosos cuando se originan en sentido transversal al eje de la cortina.

Para evitarlos, será necesario además de mejorar la geometría de la boquilla tendiendo las laderas hasta donde sea económico, remover de la cimentación todos los materiales inestables que puedan provocar asentamientos repentinos, debiéndose tomar además todas las precauciones necesarias para que en caso de que ocurriesen agrietamientos y se produzcan filtraciones, éstas puedan ser controladas mediante filtros.

La tendencia de agrietamiento en las arcillas se pueden disminuir al aumentar el contenido de humedad, hasta en un 4% por arriba del óptimo de la Próctor en el momento de su colocación, con lo cual se les proporciona mayor deformabilidad o capacidad de flujo plástico.

En cuanto a la deformación de la cimentación se refie-

re, resulta definitivamente importante el efectuar pruebas de consolidación unidimensional, bajo la carga de trabajo -- del proyecto y en dos condiciones: saturación final y saturación inicial.

En general, puede decirse que puesto que las cargas se aplican paulatinamente, en el caso de saturación inicial, la deformación es continua, no así para el caso de saturación final, en el cual mientras no se llenan de agua los vacíos, la deformación es continua, pero al saturar bajo la última carga (término de la construcción de cortina y llenado del vaso), la deformación puede ser nula o bien colapsible (repentina).

En resumen, se hace hincapié en que si las propiedades mecánicas de una cimentación son adecuadas para el diseño de una cortina, el estudio de la deformabilidad de aquella puede cambiar totalmente la geometría de la estructura.

Para lo anterior, es importante mencionar que en general resulta más económico colocar banquetas estabilizadoras o tender taludes, que remover cimentaciones con espesores mayores de dos metros, siempre y cuando estas cimentaciones -- tengan condiciones de apoyo aceptables.

El conocimiento de los tres requisitos descritos anteriormente, implica en contar con muestras lo mayormente fieles de la cimentación con que se cuenta y, llevarlas al laboratorio para sujetarlas a las sollicitaciones de carga y presión hidrostática con las que funcionarán en el momento más crítico.

4.6 Muestreo de cimentaciones

El muestreo de la cimentación en base a su consistencia y granulometría, se ha dividido en los siguientes grupos:

1) Cuando se trate de cimentación flexible (aluvión o-- suelo residual de material fino, limo y/o arcilla), se obtendrán muestras inalteradas representativas de la cimentación con que se cuente según su longitud y a profundidades tales, que representen el corte geológico de los pozos a cielo ---- abierto realizados para este efecto.

Para la obtención, en este tipo de suelos cohesivos de las muestras inalteradas que consistirán en bloques de 30 a 40 cm. por lado, puede procederse en la siguiente forma:

1.- Según la profundidad de la muestra por obtener, para el labrado se ampliará el pozo a cielo abierto o bien se excavará una covacha.

2.- Se labra cuidadosamente alrededor del perímetro del bloque previsto hasta una profundidad mayor a la altura que se quiera dar a la muestra, moldeando al mismo tiempo las -- cuatro caras laterales y la superior.

3.- Una vez formado el bloque, las caras laterales se -- protegen (enrollan), con vendas de manta, impregnadas inmediatamente después con parafina y brea en caliente (70% y -- 30% respectivamente). Después de esto, con cuidado se recorta la base de la muestra para poder desprenderla. A su vez, se marcará sobre la cara superior una "S" para indicar esta cara, junto con una flecha que indique la dirección en que -- fluye el agua.

4.- Se voltea lateralmente la muestra y se completa la protección en forma semejante, para las caras superior e inferior.

5.- Sobre la cara superior se adhiere una tarjeta de -- identificación en la que se indica lo siguiente: remitente, nombre y ubicación de la obra, localización de la muestra -- (cimentación, núcleo permeable, etc.), ubicación de la muestra (distancia "Y" al eje), estación, elevación, cara superior y dirección del agua y fecha.

6.- Se coloca la muestra en un cajón de mayores dimensiones que ésta, a fin de empacarla con aserrín, papel o paja, de manera que quede protegida contra golpes en el transporte, colocando por fuera otra tarjeta de identificación -- igual a la descrita arriba.

II) En el caso de apoyar la cortina sobre material granular de acarreo (grava y arena), es imprescindible determinar la granulometría (% de grava, % de arena y % de finos), densidad y absorción de los materiales de cimentación, así como los pesos volumétricos secos, sueltos y compactados del producto integral y de ser posible el peso volumétrico seco, "in situ", obtenido en determinados lugares, a criterio de los primeros resultados citados o de observaciones de campo.

Estas determinaciones se harán a toda la profundidad -- del acarreo y en un número tal que bien pudiera ser cada 50-6 100 m., según la longitud de la cortina, y serán operables una vez que tenga abierta la trinchera para la colocación de la arcilla, en la cual se ha previamente eliminado el nivel freático de este modo se podrán obtener fácilmente las muestras y los pesos volumétricos secos, "in situ", cuyos resul-

tados de las pruebas de laboratorio se compararán a las supuestas en el diseño.

Actualmente la técnica de intercepción de flujo de agua en este tipo de cimentaciones ha variado en algunos casos, a modo de efectuar por ejemplo, pantallas de inyección principalmente cuando la profundidad de los acarrees excede de 10 m, lo cual impide el conocimiento de los datos señalados antes, básicos y esenciales en el diseño. Para lo cual resulta efectivo lo siguiente:

1o. Se aleccionará al perforista, a fin de que durante la perforación para el inyectado pudiera detectarse alguna capa gruesa (mayor de 30 cm) de arcilla, o arena o combinación de ambas; la cual ubicará perfectamente.

2o. Después del inyectado se efectuarán dos pozos a cielo abierto de 2.0 x 1.5 m. aproximadamente, debidamente apuntalados a todo el espesor del acarreo, en las siguientes localizaciones: Uno dentro de la pantalla inyectada, y el otro a unos 30 ó 40 m. aguas abajo del eje.

3o. En ambos casos se hará el muestreo para determinar lo descrito al principio de este tipo de cimentación.

III Cuando se trate de tobas poco rígidas o deleznables, se procurará seguir el mismo criterio para muestras inalteradas que se citó en el punto I.

4.7 Tratamiento de Cimentación

Se programaron 41 pozos equidistantes a cada 10.0 m., con un total de 810.0 m. y profundidades variables entre 10.0 y 25.0 m, debiéndose inyectar en progresiones descen-

dentes.

Las progresiones se harán de la siguiente manera:

PROGRESIONES		PRESION
0.00	5.00	2 kg/cm ²
5.00	10.00	2 "
5.00	15.00	3 "
15.00	20.00	4 "
15.00	25.00	5 "

Los pozos que registren un consumo mayor de 2 sacos -- de cemento por metro, necesitarán perforaciones adicionales a ambos lados, reduciendo de esta manera la distancia entre pozo y pozo.

En el programa se indica que el tratamiento de carpeta está condicionado al comportamiento de las inyecciones de - pantalla, debiéndose efectuar únicamente en la margen iz--- quierda de la estación 0+045 a la estación 0+105, ésto debi do al fracturamiento que presenta la formación.

2. Realización del tratamiento

2.1 Forma de ejecución

El tratamiento de inyectado de cemento en pantalla, se iniciará con espaciamento a cada 10.00 m en su margen dere cha (0+400), hasta la zona del cauce.

En las Est. 0+240 y 0+310, existe una zona en que la - limpieza se profundizó de 6 a 7 m, la cual tuvo un suelo re sidual (basalto alterado); se desvió el eje a 5 y 7m. ----

aguas arriba para salvar las excavaciones. Esta zona quedó pendiente en una primera Etapa, debido a que se tenían resurgencias, una vez que se efectuaron las limpias, se prosiguió de igual manera que en la zona del cauce y en el escudo del vertedor.

En la primera etapa se inyectó carpeta y pantalla en la margen izquierda.

En cada pozo se dio por terminada la inyección cuando el consumo de lechada, fue menor de 30 lt. en 15 min. o bien nulo.

El tratamiento se llevó a cabo en dos etapas:

1a. laderas

2a. Cauce, fosa, pruebas de permeabilidad y escudo. De acuerdo como fueron evolucionando las limpias generales de construcción.

2.2 Resultados obtenidos

a) Carpeta

En la margen izquierda se ejecutaron 18 pozos, de los cuales 4 de ellos correspondieron a la 2a. etapa, ya que el barrenado de la estación 0+075 tuvo un consumo de 55 sacos de cemento, por lo que se efectuaron los cierres de la 2a. etapa, en forma de cruz con consumos nulos.

En la margen derecha se ejecutaron 10 pozos, debido a que de la Est. 0+200 a la 0+240 en pantalla, se tuvieron altos consumos, por lo que se le programó estos pozos de carpeta para consolidar la parte de arriba, ya que al inyectar la pantalla se tuvieron varias resurgencias, obteniéndose --

consumo nulos de lechada.

El tratamiento de carpeta se dio por terminado, habiéndose ejecutado 20 pozos en 140.0 y un consumo total, registrado en los pozos de 80 sacos de cemento.

b) Pantalla

En su mayoría las perforaciones se iniciaron a partir del terreno una vez ejecutadas las limpieas correspondientes.

Se inició el inyectado por la margen derecha hasta el cauce, en donde se obtuvieron generalmente buenos resultados, únicamente hubo que efectuar perforaciones de cierre, entre las Est. 0+200 y 0+230 de una segunda etapa; siendo el valor máximo de consumo registrado en la 1a. etapa de 11.9 sacos por metro en la est. 0+200. Entre las Est. 0+230 y 0+240, hubo necesidad de efectuar una 3a. Etapa de cierre, obteniéndose se resultados satisfactorios.

Los barrenos comprendidos entre las Est. 0+250 y 0+300, se efectuaron a 5 y 7 m. aguas arriba del eje, debido a que en esta zona se tiene un suelo residual (basalto alterado), en la que hubo necesidad de hacer una excavación para extraer unas muestras inalteradas. Al estar ejecutando el tratamiento en esa zona, hubo necesidad de suspenderlo, debido a que se tenían resurgencias en la fosa excavada.

Una vez terminado, se procedió a inyectar la margen izquierda, inyectándose la 1a. etapa para posteriormente hacer el cierre de la 2a. y 3a. Etapas. Únicamente entre las Ests. 0+050 y 0+055, 0+070 y 0+075, 0+095 y 0+115, hubo necesidad de realizar una 4a. Etapa, ya que se obtuvo en consumo de 4-sacos por metro. En las Ests. 0+090 y 0+110, se efectuó hasta una 5a. Etapa, debido a que en la 4a. Etapa el consumo --

fue de 2.4 sacos por metro, por lo que ya en la 5a. Etapa no se obtuvo consumo dándose por bueno el cierre.

El tratamiento de la zona del cauce se efectuó una vez que se trató las laderas. El inyectado era de 5 pozos. Al perforar hubo manifestaciones de agua, la cual fue sellada con lechadas; el máximo consumo de lechada registrado fue de 1.5 sacos de cemento por metro.

Una vez terminado el tratamiento en el cauce, se procedió a inyectar el tramo suspendido de la margen derecha, en las Est. 0+240 y 0+300. La excavación de esta fosa o trinchera se hizo hasta encontrar toba lacustre, la que constituyó el piso para el tratamiento.

Se efectuaron 5 barrenos de la Etapa, obteniéndose buenos resultados pues el consumo máximo registrado fue de 1.5-sacos por m.

El tratamiento se dio por terminado, habiéndose efectuado un total de 88 pozos con 1795.0 metros en total.

c) Escudo

De acuerdo con las consideraciones geológicas-estructurales y la impermeabilidad, no fue necesario inyectar el escudo del vertedor.

En la margen izquierda, de acuerdo al estudio geológico, el suelo es permeable, el cual con el tratamiento de pantalla se impermeabilizó.

Se planteó inyectar en forma de escudo a la altura del NAN, con objeto de comprobar la permeabilidad y así evitar un posible flaqueamiento del agua del embalse.

Se efectuaron 4 perforaciones con equidistancia de 20 y 40 m., en un tramo de 100 m a profundidad de 25 m., hacia el-cauce y pruebas de permeabilidad en tramos no mayores de 5m. ubicados de la siguiente manera:

EXPLORACION	ESTACION	PROFUNDIDAD	OBSERVACIONES
I (i) 30°	0+040	30 m	Marg. izq.
II (i) 20°	0+065	25 m	Marg. izq.
III (i) 15°	0+090	25 m	Marg. izq.
IV (i) 21°	0+240	25 m	Marg. der.

Resultando en general impermeable, a excepción del tramo 20-25 en la Est. 0+090 que resultó permeable con 22 U.L.- por lo que se programaron 3 barrenos de inyección más, con objeto de reinyectar esta zona; obteniendo resultados satisfactorios, pues el consumo máximo de cemento fue de 2 sacos- de cemento por metro.

Así mismo, con el objeto de corroborar la impermeabili- dad de la fosa excavada en la margen izquierda, entre las -- Est. 0+000 y 0+040, constituida por un basalto muy alterado; se programaron dos pozos (Est. 0+020 y 0+020). En la Est. -- 0+020, en la progresión de 10 a 20 m. se registró un consumo de 17 sacos, por lo que se programó una etapa de cierre, re- sultando satisfactoria.

En general, se puede decir que el consumo registrado de los pozos se debió a la fluencia a través de los contactos - entre el basalto vesicular y la toba lacustre, pequeñas frag- turas y posiblemente por los huecos y vacíos del basalto ve- sicular.

4.8 Revisión por Tubificación

Como complemento del efecto de tubificación, es necesaria la revisión de este tipo de falla que puede presentarse en los terraplenes, o sea aquella que por virtud de la presión del agua dentro de una red de flujo produce erosión progresiva del suelo de un terraplén, iniciada en una filtración concentrada en el talud de aguas abajo y encauzada hacia el talud de aguas arriba, la cual ocasiona conductos huecos dentro de los cuales se ha disgregado y arrastrado el suelo, pudiendo atravesar toda la sección de la cortina; en otras ocasiones puede resultar un verdadero derrumbamiento del talud saturado de aguas abajo, progresando a su vez hacia aguas arriba.

La causa principal de esta tubificación obedece a materiales poco plásticos o mal compactados, siendo más delicada su acción en núcleos de arcilla esbeltos, pero cuya medida preventiva se logrará mediante filtros graduados de acuerdo con sus especificaciones.

Por lo anterior resulta muy conveniente efectuar durante el diseño de la cortina, una revisión de esta causa que a continuación se describe :

Después de haber trazado la red de flujo bajo cualquier líneas equipotenciales y de corriente, se deberá cumplir con la siguiente expresión, tomando en cuenta el desprendimiento de una partícula unitaria y analizando aquellos cuadros frontera, en donde las longitudes de estos sean completos a la salida:

$$F_{st} = \frac{2c}{C_t + 1} > 3, \text{ en donde;}$$

- F_{st} = Factor de seguridad a tubificación
 c = cohesión del material impermeable, en ton/m²
 C_t = componente tangencial del peso de una partícula -
 de material con volumen unitario, en tons.
 i = gradiente hidráulico = $\frac{\Delta h}{L_c}$

$$\Delta h = \frac{H}{n_c}$$

- H = carga total hidráulica, en metros.
 n_c = No. de caídas
 L_c = Longitud total del cuadro de frontera analizado -
 en metros.

En la medida de que el F_{st} resulte superior a 3, bastará con la colocación de un material de transición, y sólo en caso de que este F_{st} sea inferior a ese valor, se diseñará un filtro especial, según las especificaciones del "Bureau of Reclamation" (tomado del Design of Small Dams), y que se refiere a lo siguiente:

Los materiales que constituyen un filtro deben satisfacer ciertas condiciones con objeto de asegurar que el filtro cumpla sus funciones. Por una parte, debe permitir el libre paso del gasto del agua producido por el material al que protege y, por otra, evitar el paso de las partículas que constituyen al material protegido. Así se establecen las siguientes especificaciones, basadas en investigaciones experimentales realizados por el Dr. K. Terzaghi, por el cuerpo de Ingenieros y el Bureau of Reclamation.

Condición para que drene:

- 1.- $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del mat. protegido}} = 5 \text{ a } 40$, siempre y cuando el filtro no tenga más del 5% de material fino que - pase por la malla No. 200 (0.074 mm).

Condición para evitar tubificación

- 2.- $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del mat. protegido}} = 5 \text{ ó menor}$

Condición de capacidad

- 3.- $\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Apertura máxima del tubo}} = 2 \text{ o mayor}$

- 4.- La curva granulométrica del filtro debe de ser aproximadamente paralela a la del material protegido.

En las expresiones anteriores, D_{15} es el diámetro para el cual 15% de las partículas son de mayor tamaño; el porcentaje es en peso. El tamaño D_{85} es aquel al cual el 85% de las partículas del suelo son menores. Si es necesaria más de una capa de filtro, se sigue el mismo criterio; el filtro más fino se considera como el "material protegido" para proporcionar la graduación del filtro más grueso.

4.3 Lineamientos generales y disposición de materiales

De acuerdo con las experiencias que se han obtenido en la construcción de cortinas de tierra para presas de almacenamiento, a continuación se citan algunos lineamientos de diseño principales a seguir para no ocurrir en fallas posteriores, que en la mayoría de los casos si no ponen en peligro -

la estructura, si causan desperfectos con el consiguiente --
gasto que puede ser previamente eliminado:

1.- Todo tipo de arcilla que se utilice como núcleo impermeable, deberá ser compactado con el valor especificado - en el proyecto, que en general es de 95% como mínimo, respecto al óptimo de la prueba Próctor estándar. Esta compactación debe ser obtenida con humedades superiores a la óptima de esta prueba, pero sin excederla del valor (correspondiente al 95% de compactación), en el lado húmedo de su propia - prueba Próctor. Estas humedades generalmente oscilan del 2 - al 6% por arriba del óptimo.

La misma relación de compactación a humedades se aplicará cuando se diseñe con compactaciones superiores o inferiores, pero en ningún caso se aceptarán compactaciones inferiores al 90%.

2.- La compactación de este núcleo impermeable deberá - efectuarse en las condiciones citadas en el párrafo anterior incluyéndose desde el apoyo de la cortina hasta la corona -- del mismo núcleo, no importando que conforme parte el bordolibre, o de secciones de altura menores a la que sirvió de - base para el proyecto.

Estos dos puntos anteriores deben contar con un material más plástico con capacidad de absorber deformaciones y a la vez tenga una estructura lo más cercana a contrarrestar el efecto de repulsión, cuando se trate de arcillas dispersivas, esto es, el comportamiento de las arcillas dispersivas está relacionado con las características químicas del agua, - este efecto de dispersión será más intenso, cuando la arcilla tenga más alto porcentaje de sodio intercambiable y cuando la concentración de sales en el agua con la que se opera, sea baja.

Juntamente con los dos efectos anteriores así como cuando se trate de arcillas con tendencia a tubificarse como podrían ser limos, arenas limosas, limos arcillosos, etc., o bien, cuando se trate de arcillas expansivas (de alta plasticidad), deberá en todo caso protegerse la arcilla colocada según lo siguiente:

3.- El núcleo impermeable sin excepción deberá ir confinado en ambos taludes con un material de transición de 2 m. de espesor, formado de grava y arena con un contenido de esta última no menor del 40% y finos no mayor del 10%, o bien, de arena con contenido de finos no mayor del 5%, salvo el caso de que se especificará algún filtro especial. El inicio de esta transición es conveniente se compacte simultáneamente con la arcilla, para evitar un falso contacto, y ya en las zonas alejadas, se tratará según se indica más adelante.

A partir de este material de transición, se colocará el material de respaldos estabilizadores, que en general lo forman enrocamientos, o bien acarreos (grava y arena), los cuales no deben contener más del 10% en peso de suelo fino y, cuando se trate de secciones homogéneas de arcilla, así mismo se colocará simultáneamente con el impermeable el material de transición, consistente en las chapas de enrocamiento especificadas para protección de oleaje, confinamiento, etc.

4.- El material de transición anteriormente descrito, deberá a su vez compactarse con un mínimo de 6 pasadas sobre huella de banda con tractor D-6, D-7, o similar, o bien con un mínimo de cuatro pasadas con tractor D-4, el cual jala un rodillo liso de preferencia vibratorio. En esta forma se alcanzará fácilmente el 85% de compactación, que se toma para el cálculo de la Compactación Relativa que se utiliza en la prue-

ba para determinación del ángulo de fricción interna del material de grava y arena, el cual se puede obtener bien en la cámara triaxial gigante o en la máquina goniométrica.

Esta misma especificación podrá aplicarse a los respaldos estabilizadores, cuando estén formados de grava y arena y llevar la compactación en la misma forma hasta coronar la cortina, es decir incluyendo el material de revestimiento de la corona.

5.- En cuanto al control de calidad del material impermeable, puede llevarse diario un registro diario de calas y gráficas correspondientes, obteniendo calas cada 500 m³. de arcilla colocada, así como el cálculo del coeficiente de variación, que en ningún caso deberá ser superior a 4.0 para la compactación. En el caso de control de calidad del material de respaldos, consistente en grava y arena, deberán obtenerse calas cada 3000 m³ de material en cortina, para obtención del peso volumétrico seco colocados, así como los porcentajes en peso de grava, arena y finos (pasa malla No. 200)

6.- En lo que se refiere a la colocación de los materiales componentes de la cortina, en el sentido de la sección se recomienda llevarlos simultáneamente, salvo casos ajenos en los cuales debe respetarse un desnivel máximo de 2 m., entre el impermeable incluyendo la zona de transición y los respaldos, y en el sentido del eje de la cortina, para casos de programas constructivos en lo que se refiere a épocas de lluvia, disponibilidad de equipo, agotamiento de bancos, etc. puede adoptarse en talud no menor de 2:1 y altura máxima de 7 m., cuando la arcilla se encuentra desplantada en suelo rígido (roca, toba o grava y arena), en caso contrario debe tomarse las debidas providencias para efectuar los estudios que a cada caso corresponden.

7.- Debe impedirse todo contacto de material impermeable con parámetros verticales, lo cual comúnmente se presenta en las laderas, o bien en la liga con los muros del vertedor, siendo por lo tanto necesario tender estos paramentos - hasta taludes de 0.8:1, como mínimo.

8.- Para los enrocamientos que se utilizan tanto como respaldos estabilizadores, o bien como chapas en el terminado de la sección (paramentos exteriores), estas últimas empleadas para la protección del oleaje, confinamiento de los otros materiales, defensa de agentes atmosféricos o extraños (tuzas, tránsito de ganado, etc.), el material que se utilizará para el primer caso será todo el producto de la explotación del banco, incluyendo tamaños a partir de 5 cm. (2"), - hasta aquellos de 1 m. de diámetro medio o mayores. En esta forma se obtendrá mayor peso volumétrico y ángulos de fricción interna, tales que para materiales de propiedades físicas comunes, oscilan de 40° a 55° para confinamientos hasta de 8 kg/cm².

En el caso de las chapas de enrocamiento para el talud de aguas arriba, deberán emplearse tamaños mínimos de 1m. de diámetro medio, particularmente cuando la longitud de la ola sea considerable (más de 1 km), y para el talud de aguas abajo será suficiente con tamaño medio de 50 cm.

6. CAPITULO IV "DISEÑO HIDRAULICO DE LA CORTINA"

En una presa de almacenamiento se entiende por cortina a la estructura que se coloca en el lugar denominado boquilla, para impedir el paso del agua de una corriente y elevar el tirante produciendo un almacenamiento en un vaso.

1. Tipos de cortinas

Las cortinas pueden dividirse en dos grandes grupos: Rígidas y Flexibles; estos grupos a su vez, se subdividen en los que a continuación se indican:

Tipos de Cortinas	Rígidas	Sección de gravedad	De eje recto De eje curvo
		De arco	Arco simple Arco de gravedad
		Diques huecos o de contrafuertes	De arcos múltiples De machones de cabeza
	Flexibles	Tierra (homogénea) Enrocamiento Materiales graduados	

Cortinas Rígidas

Sección de gravedad.- Son aquellas que trabajan por su propio peso como elemento estabilizador, suelen ser construidas de mampostería o de concreto, siendo indispensable una buena cimentación para su seguridad.

De arco simple.- Este tipo tiene la particularidad de que las cargas que obran sobre la estructura son transmiti-

das por acción del arco a los apoyos de los estribos, y por la acción del cantilever a la cimentación. Requieren cimentaciones rígidas, siendo muy estables y ligeras. La ventaja -- que ofrece este tipo de cortina consiste en que los volúmenes de materiales empleados, son menores a los utilizados en los demás tipos. Sin embargo, su aplicación es limitada, ya que requiere de boquillas estrechas y profundas con laderas-resistentes.

De arco de gravedad.- Este tipo de cortina es una combinación de las anteriores y consiste en secciones de gravedad dispuestas en arco por lo que la transmisión de las cargas -- se efectúa por su propio peso en los extremos del arco. Sus limitaciones son más flexibles que los casos anteriores, pero desde luego que su cimentación debe ser bastante resistente.

Diques huecos o contrafuertes de arcos múltiples.- Se denomina así a las constituidas por una serie de arcos apoyados en contrafuertes, pero en las que los primeros tienen características mecánicas perfectamente diferentes de los apoyos; su uso es indicado para valles con cerramientos muy anchos; su principal ventaja consiste en que sus costos de --- construcción son muy reducidos, pero requiere una cimentación --- muy resistente, debiéndose efectuar la construcción con mucho cuidado, para evitar los asentamientos de las contra--- fuertes. Estos cuidados requieren personal especializado que obliga a subir el costo de la mano de obra.

Diques huecos o contrafuertes de machones de cabeza.- Se llaman así, a las cortinas en las cuales predominan estos -- elementos. En este caso la cortina trabaja como si fuera de gravedad con sección resistente no continua; con este tipo -- de cortina se reduce la cimbra, subpresiones y se aminoran --

los esfuerzos técnicos, aumenta al mismo tiempo la superficie de exposición, requiriendo de muy buena cimentación.

Cortines flexibles

De tierra.- Las cortinas de tipo homogéneo están compuestas de un mismo material. Dicho material debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva al agua, para obtener la estabilidad necesaria sus taludes deben ser relativamente tendidos. Aunque anteriormente eran muy comunes los proyectos con cortinas de sección de material homogéneo, ésta se ha venido cambiando por una sección homogénea modificada, en la que pequeñas cantidades de material permeable cuidadosamente colocadas controlan las filtraciones, de manera que permiten taludes mucho más inclinados. Las cortinas homogéneas son utilizadas en las localidades en las que hay facilidad para obtener suelo con poca variación en su permeabilidad, y donde los suelos de diferentes permeabilidades se obtienen solo en pequeñas cantidades y a un costo relativamente mayor.

De enrocamiento.- En este tipo de sección el cuerpo del terraplén se constituye de material permeable (arena, grava o roca) y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que se constituya la barrera hidráulica. La pantalla de tierra en el paramento de aguas arriba de una presa, que por otra parte sea permeable, no se recomienda debido al gasto y a dificultad para construir filtros adecuados. Además la pantalla de tierra debe protegerse de la erosión de las olas, quedando por lo tanto enterrada sin ser accesible fácilmente para su inspección o separación.

De materiales graduados.- El tipo de sección más común de presas de tierra compactada, es el que consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales -

considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan y protegen al núcleo impermeable; la zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad contra los rápidos desembalses; la zona permeable de aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración. Para controlar con mayor eficiencia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. Las zonas permeables, pueden ser de arena, grava, cantos o roca, o mezclas de estos materiales. Si se dispone fácilmente de una variedad de suelos, el tipo de presa flexible a elegir será la de sección mixta, debido a sus ventajas inherentes que producirán economías en el costo de construcción.

2. Factores físicos que gobiernan la selección del tipo de cortina.

Solamente en circunstancias excepcionales los ingenieros especializados, pueden afirmar que sólo un tipo de presa es el conveniente o el más económico para un lugar determinado. Excepto en los casos en los cuales el tipo de sección es evidente, se encontrarán necesariamente proyectos preliminares para varios tipos de presas, antes de poder demostrar -- cuál es el más económico, por lo tanto, es importante insistir en que el proyecto puede resultar indebidamente caro, a menos que las decisiones con respecto a la elección del tipo de cortina se basen en un estudio adecuado.

En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasfas, las limitaciones en la obra de toma y el problema de desviar la corriente durante la construcción, tienen una importante influencia en la elección del tipo de cortina. En algunos ca--

sos, la selección de cortina puede también depender de la mano de obra y del equipo que se puede disponer; lo que puede ser muy importante al entrar el factor tiempo. Lo accesible del lugar puede tener también una influencia importante al momento de efectuar la elección.

La selección del mejor tipo de cortina para un lugar de terminado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo. En relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación de los fines para los cuales va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad y otras limitaciones que pudieran existir. La selección final del tipo de cortina se hará generalmente después de haber considerado los factores mencionados, siendo usualmente el factor más importante el costo de construcción. A continuación se discutirán factores físicos importantes para efectuar la selección del tipo de cortina:

- Topografía.- La topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de presa, una corriente angosta -- deslizándose entre desfiladeros de roca, sugiere una presa -- vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiudad, sugieren una presa con vertedor de demasías separado. Cuando las condiciones son intermedias, otras consideraciones toman mayor importancia.

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

a) Cimentación en roca sólida.- Debido a su alta resistencia a las cargas, presión y filtración, presenta pocas - restricciones respecto al tipo de presa que se puede construir encima de ellas.

b) Cimentación en grava.- Si está bien compactada, es buena para construir presas de tierra, de enrocamiento y presas bajas en concreto, como las cimentaciones de grava son - con frecuencia muy permeables; deben tomarse precauciones especiales.

c) Cimentaciones en limo o arena fina.- Se puede utilizar para apoyar presas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no sirven para presas de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, la pérdida-excesiva por filtración y la protección de la cimentación al pie del talud seco contra la erosión.

d) Cimentaciones en arcilla.- Se puede usar para apoyar presas, pero requiere de un tratamiento. Como pueden producirse grandes asentamientos de la presa si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, las cimentaciones de arcilla generalmente no son buenas para la construcción de - concreto de tipo de gravedad.

e) Cimentaciones irregulares.- Ocasionalmente pueden -- ocurrir situaciones donde no será posible encontrar cimentaciones razonablemente uniformes, que correspondan a alguna - de las clasificaciones anteriores y que obligará a construir sobre una cimentación irregular formada de roca y materiales blandos. Estas condiciones desfavorables pueden resolverse a menudo empleando detalles especiales en los proyectos.

- Materiales Disponibles.- Los materiales para las pre-

sas de varios tipos, que pueden encontrarse algunas veces -- cerca o en el lugar son:

- a) Suelos para los terraplenes
- b) Roca para terraplenes o enrocamientos
- c) Agregados para concreto

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

- Tamaño y situación del vertedor de demasías.- Con frecuencia el tamaño del vertedor de demasías, será el factor-- decisivo en la elección del tipo de presa. La capacidad del vertedor la dictan principalmente las características de escurrimiento y el gasto de la corriente, independientemente - de las condiciones del lugar o del tipo o tamaño de la presa.

La selección de los tipos específicos de vertedores dependerá de la magnitud de las avenidas que tengan que verter se. Así, puede verse que en corrientes con gran potencial de avenidas, el vertedor se convierte en la estructura dominante, y la selección del tipo de presa puede quedar en segundo término.

El costo de la construcción de un vertedor con frecuencia constituye una porción considerable del costo total del sistema. En estos casos, combinando la presa y el vertedor - para que formen una sola estructura puede resultar conveniente, y resultaría indicada la adaptación de una presa vertedo

ra de concreto. En algunos casos cuando el material excavado de los canales del vertedor separado se puede utilizar en la presa de tierra, este tipo puede resultar ventajoso. El que sea necesario un vertedor de demasías pequeño, con frecuencia favorece la selección de los tipos de presa de tierra o de enrocamiento, aún en lugares angostos.

- Temblores.- Si una presa está situada en un área que esté sujeta a las sacudidas de los temblores, el proyecto deberá tomar en cuenta el aumento de las cargas y de los esfuerzos. Los tipos de estructuras que mejor se adaptan a resistir las sacudidas de los terremotos sin perjudicarse, son las presas de tierra y las de concreto del tipo de gravedad. En las zonas sísmicas, no debe elegir el tipo de presa ni su proyecto alguien que no tenga experiencia en este tipo de trabajo.

- Objeto y relación beneficio - costo.- Considerando el objeto para el cual va a servir una presa con frecuencia se deduce el tipo más adecuado de cortina, como por ejemplo, -- cuando su función principal es de proporcionar un almacenamiento contínuo 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 derivación.

3. Selección del tipo de Cortina

Después de haber visto los factores físicos que determinan la selección de una cortina, definiremos la más conveniente para el presente proyecto.

El factor topografía en la boquilla del sitio "garabatos", nos indica que ésta es del tipo semiabierto, por lo --

tanto, según los datos anteriores la boquilla se presta para la construcción de una cortina del tipo de materiales graduados.

En el aspecto geológico, como ya se había explicado en el estudio geológico, la boquilla presenta densas capas de basalto en las dos laderas, por tal razón, la cortina más adecuada para esta condición es alguna del tipo flexible.

Con respecto a los materiales disponibles, el material-impermeable y el banco para roca y filtros se puede encontrar en grandes cantidades dentro del primer kilómetro y el cemento se acarreará desde Guadalajara, atendiendo a estos factores, la cortina más conveniente es la de materiales graduados.

En relación con el tamaño y situación del vertedor, el vertedor se colocará en la margen derecha, teniendo una longitud de 56 m en la cresta vertedora para desalojar el caudal de la avenida máxima extraordinaria, regularizada, que alcanza un gasto de 226.67 m³/seg. Su caudal se depositará por medio de un canal al lecho del río.

Atendiendo por último a los temblores las estructuras que mejor resisten las sacudidas de los terremotos son las flexibles y las de concreto del tipo de gravedad.

Una vez analizados los cinco factores anteriores, se consideró como más conveniente adoptar una cortina del tipo flexible de materiales graduados.

4. Diseño de la cortina

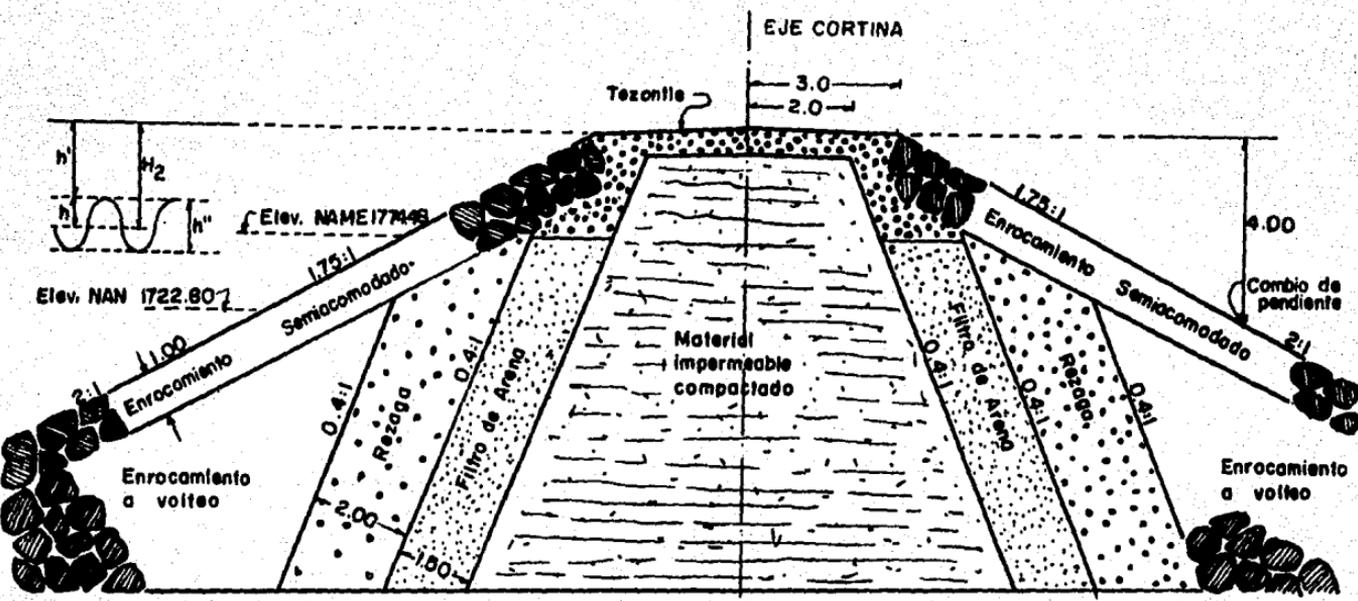
Corona de la cortina.- El ancho de una cortina del tipo

flexible por regla general se determina mediante la aplicación de fórmulas empíricas, en función de su altura, recomendándose siempre que el valor mínimo sea de 4.00 m. para facilitar la construcción con equipo pesado, aunque puede darse el caso de que sea mayor por la necesidad de alojar un camino sobre la cortina.

El ancho de la corona aceptado para la cortina del presente proyecto, es de 4.00 m. con banquetas de 1.00 m. para obtener un ancho de corona de 6.00 m. la corona debe llevar una protección contra la lluvia, el viento o el desgaste por el tránsito cuando la corona se utilice como camino. La protección usual consiste en colocar una capa de 40 cm. de espesor de tezontle, o cualquier material friccionante existente en la región.

Se debe proveer de drenaje a la corona mediante un bombeo del 2% hacia los lados. Si la corona de la cortina va a formar parte de un camino se deberán colocar a lo largo de ella, las protecciones usuales; si no se espera un tránsito de carretera, la corona se delinearán mediante la colocación de postes pintados de blanco de más o menos 1.20 m. de altura y de 0.15 m. de diámetro, espaciados a cada 8.0 m.

Bordo libre.- Se define como bordo libre, a la diferencia que existe entre las elevaciones de las aguas máximas extraordinarias y la correspondiente a la corona de la cortina. El bordo libre tiene por objeto evitar el desbordamiento del agua por máximo oleaje, que puede coincidir con la avenida máxima de diseño y además sirve para proporcionar un factor de seguridad contra asentamientos de la cortina mayores que los previstos, la ocurrencia de una avenida mayor a la de diseño o el mal funcionamiento del vertedor que puede traer como consecuencia un aumento de carga.



$$H_2 = \text{Bordo libre}$$

$$H_2 = h + h'$$

$$h = 2/3 h''$$

siendo h'' la altura libre de la ola.

h' = bordo libre adicional para evitar que el agua rebase la corona al reventar la ola contra la cortina.

Para calcular la altura de la ola (h''), se empleará la fórmula de Hawkeley-Henry:

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

en donde:

h'' = altura de la ola en metros

v = velocidad del viento en hm/hr

F = fetch en km.

El fetch es la máxima distancia medida en línea recta - sobre la superficie del vaso entre la cortina y la cola del vaso.

Para $v = 110$ km/hr y $F = 3.03$ km

$$h'' = (0.005(110) - 0.068) \sqrt{3.03}$$

$$h'' = 0.84 \text{ m.}$$

$$h = 2/3 h'' = 2/3 (0.84)$$

para el presente proyecto se toma $h' = 1.57$ m.

$$H_2 = h + h' = 0.56 + 1.57$$

$$H_2 = 2.13$$

$$\text{Elev. de la corona} = \text{elev. del NAME} + H_2 = 1724.48 + 2.13$$

$$\text{Elev. de la corona} = 1726.54$$

Estabilidad de taludes. El talud de una cortina debe -- ser estable aún en las condiciones más desfavorables de es--

fuerzo que puedan presentarse en la vida de la presa. Estas condiciones implican que los esfuerzos cortantes originados en el peso propio de la cortina y las fuerzas de filtración, no deben exceder de los esfuerzos cortantes que los materiales del terraplén y la cimentación sean capaces de soportar. Por consiguiente el método de análisis de la estabilidad de taludes, obliga a investigar la magnitud de los esfuerzos -- cortantes que actúan en el cuerpo de la cortina y el valor de la resistencia al corte de los materiales que la componen.

Estos análisis como es lógico deberán efectuarse en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales, el cual deberá proporcionar para efectos de proyecto la sección más adecuada de la cortina.

Para el caso de la cortina del aprovechamiento propuesto, los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio indican como aceptable la sección para una cortina del tipo de materiales graduados siguiente: material impermeable con talud de 0.4:1 en ambos lados, el cual se protegerá o confinará con un filtro de arena con espesor de 1.50 m y material de transición con espesor de 2.00 m. pudiéndose utilizar rezaga con tamaño máximo de 3", enrocamientos a volteo para estabilidad con taludes 2:1 con una chapa de enrocamiento semi acomodado con un espesor de 1.00 m; además se construirá una trinchera de 3.00 m de profundidad con un dentellón de concreto simple en la parte inferior para interceptar la zona alterada y apoyar las operaciones de inyectado.

7. CAPITULO V "DISEÑO HIDRAULICO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS"

El vertedor de excedencias o de demasías es la estructura que da salida al agua excedente al almacenamiento normal dándole una salida controlada, evitando que el agua se desborde por la cortina, con el objeto de proteger la cortina y algunas partes de la obra de toma que pudieran ser afectadas por dicho desbordamiento de agua.

1. Diferentes tipos de vertedores.

En cuanto a su localización	Vertedores Centrales Vertedores de ladera
En cuanto a la sección transversal de la cresta.	De cresta delgada De cresta curva De perfil de cimacio.
Según la planta de la cresta	De cresta recta De cresta curva De cresta circular
En cuanto a la dirección de su flujo	De descarga directa De descarga lateral
En cuanto a su operación	De cresta libre De cresta controlada

A continuación se dará una semblanza de estos tipos de vertedores:

- Vertedores centrales.- Son aquellos que se pueden construir cuando la geología del terreno aguas abajo sea lo-

suficientemente resistente como para soportar la acción erosiva de las aguas vertientes y la topografía esté dispuesta de tal manera que el agua fluya correctamente por el dren natural localizado aguas abajo de la cortina. Los vertedores centrales se utilizan principalmente en las presas de mampostería y concreto, en donde a la cortina puede construirse una sección vertedora en la parte central.

- Vertedores de ladera.- Por su funcionamiento y facilidad de construcción, los vertedores de ladera son los más -- construídos en presas del tipo de enrocamiento o tierra. Debido a su localización, el vertedor de ladera resguarda el talón de aguas abajo de la cortina, ya que las descargas del vertedor son llevadas por un canal construído inmediatamente después de la sección de control, a un lugar donde el poder erosivo del agua no afecta a la cortina ni a las estructuras de distribución.

- Vertedores de cresta delgada y vertedores de cresta ancha.- Cuando la descarga del líquido se efectúa por encima de un muro o una placa y a una superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre dicha descarga se llama vertedor, pudiendo presentar diferentes formas según sea la finalidad a que se destine. Así, cuando se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedor se denomina de pared delgada, por lo contrario, --- cuando el contacto entre la pared y la lámina vertiente es -- más bien toda una superficie, el vertedor es de pared gruesa.

- Vertedores con perfil de cimacio.- Debido a su elevada eficiencia, la sección de cimacio es la que se usa con mayor frecuencia para formar la estructura de control en los -- vertedores de demasías. Consta de una sección cuya curva superior se ajusta a la trayectoria que sigue el agua al salir

de un vertedor de cresta delgada, ésta hace que el agua se adhiera a la cresta, evitándose así la introducción de aire y lográndose una mayor eficiencia en la descarga.

- Vertedores de cresta recta.- Son aquellos que presentan como su nombre lo indica, una planta recta y cuyo eje puede ser coincidente, paralelo, normal o formar cualquier ángulo con el eje de la cortina. Se utilizan generalmente en aquellas obras en las cuales las condiciones hidrológicas y topográficas permiten con este tipo de estructuras obtener un buen funcionamiento hidráulico y sobre todo económico. En aquellos casos, en que debido a las condiciones topográficas del sitio o por requerirse una longitud mayor de cresta vertedora con el objeto de disminuir la carga vertedora sobre ella, y por consiguiente la altura de la obra, será necesario proporcionar otro tipo de vertedor de planta no recta como los que a continuación se mencionan:

- Vertedores de cresta curva o circular.- Este tipo de vertedores se utilizan principalmente cuando, por haber limitaciones de espacio se hace necesario proporcionar una longitud de cresta vertedora mayor, con objeto de que, al reducir la carga hidráulica sobre ella, se disminuya la altura de la cortina o cuando por razones de economía se requiera tener un canal de descarga angosto. De los vertedores de cresta curva y circular, los más usados y representativos son los de abanico y los de pozo o embudo.

- Vertedores de descarga directa.- Son aquellos en donde el agua circula por el canal de descarga en la misma dirección que por el canal de llegada.

- Vertedores de descarga lateral.- Son aquellos en los cuales el escurrimiento después de pasar por la cresta,

es llevado a un conducto que corre en dirección normal a la del flujo del agua por la cresta. Este tipo de vertedor se utiliza cuando las laderas de la boquilla presentan fuertes pendientes y donde se requiere una longitud considerable de cresta vertedora.

- Vertedores de cresta libre.- Son aquellos en los cuales el agua descarga libremente sobre la sección vertedora. Pueden ser una sección de una presa que se diseña para permitir que el agua pase sobre su cresta. Este tipo de vertedores son frecuentemente usados en las presas de gravedad, demachones y en las presas de tierra, cuando éstas tengan una sección de concreto o de mampostería tipo gravedad como estructura vertedora.

- Vertedores de cresta controlada.- Son aquellos en los cuales la descarga del agua sobre la sección vertedora no se hace libremente, sino que ésta es impedida o regulada por medio de mecanismos tales como: vigas, compuertas levadizas -- rectangulares y compuertas radiales.

2.- Elementos constitutivos

- Canal de acceso sirve para captar el agua del vaso y conducirla en régimen tranquilo a la sección de control. Esta estructura será necesario para el caso de vertedores en las laderas en que se apoya la presa, ya que, cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y ésta la descarga al río, como en el caso de un vertedor colocado sobre una presa de concreto, no son necesarios ni el canal de llegada ni el canal de descarga.

La velocidad de entrada deberá limitarse y las curvaturas y transiciones deberán hacerse gradualmente, con objeto

de disminuir las pérdidas de carga en el canal y para uniformar el gasto sobre la cresta del vertedor. La mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura del vertedor, y hasta puede ser la causa de erosiones perjudiciales en el cauce. La falta de uniformidad en la cresta vertedora puede también producir una reducción en la descarga.

- Sección de control.- Uno de los componentes principales de un vertedor es la estructura de control, porque regula y gobierna las descargas del vaso. La estructura de control puede consistir en una cresta, vertedor, orificio y puede tomar varias formas tanto en su posición como en su figura. En planta las secciones de control pueden ser rectas o semicirculares y pueden tener sección de pared delgada, de pared gruesa o de cimacio.

- Canal de descarga.- Los volúmenes descargados por la estructura de control generalmente se conducen al cauce, abajo de la presa, por medio de un canal de descarga. La estructura de conducción puede ser el paramento de aguas abajo de una presa de concreto, un canal abierto a lo largo de la superficie del terreno, un canal cubierto colocado a través o debajo de la presa, o un tunel excavado en una de las laderas. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección transversal puede variar de rectangular o trapezoidal, circular o ser de cualquier otra forma; el canal de descarga puede ser ancho o angosto, largo o corto. Las dimensiones del canal de descarga dependen principalmente de los requerimientos hidráulicos, pero la sección del perfil, de la forma de las secciones transversales; anchos, longitudes, etc., dependen de las características geológicas y topográficas del emplazamiento.

- Estructura terminal.- Cuando el agua que pasa por el vertedor de demasías cae del nivel del embalse del vaso al nivel del río aguas abajo, la carga estática se convierte en energía cinética. Esta alta energía, se manifiesta en forma de altas velocidades que si no se tratan de disminuir producen grandes presiones. Por lo tanto, generalmente deben disponerse de medios que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligras en el talón de la cortina y que produzcan daños en las estructuras adyacentes. En algunos casos, la descarga se puede hacer a altas velocidades directamente en la corriente en la que se absorbe la energía a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamiento. Este método es satisfactorio cuando existe roca firme con tirantes de poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la presa o de otras estructuras auxiliares para evitar daños por socavación, arrastre o reblandecimiento de las laderas. Se pueden utilizar trampolines, prolongaciones voladas o difusores para lanzar chorros a alguna distancia aguas abajo de la estructura.

Cuando se quieren evitar erosiones externas en el cauce, se debe disipar la gran energía de la corriente antes de descargarla al cauce del río, lo cual se puede hacer usando un dispositivo para disipar la energía, que puede ser un lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores u muros, o algún amortiguador o disipador de energía.

3. Diseño del vertedor de demasías

En el presente estudio el tipo de vertedor propuesto es el de Cresta libre con Perfil Creager y Descarga directa, -- construido con mampostería y revestido de concreto, siendo conveniente alojarlo en la margen derecha por su pronta des-

carga al río.

Las razones principales que se tomaron en cuenta para su aceptación, son las siguientes:

- Facilidad de diseño
- Buen funcionamiento hidráulico
- Topografía y geología del sitio
- Facilidad de construcción
- Economía

Los datos necesarios para el diseño del vertedor de demasías, que se obtuvieron en el estudio hidrológico son:

- Capacidad total de almacenamiento	12'000,000 m ³
- Capacidad Util	11'350,000 m ³
- Capacidad de azolves	650,000 m ³
- Avenida máxima regularizada	226.67 m ³ /seg
- Elevación N.A.M.E.	1,724.48 msnm
- Elevación de la corona	1,726.54 "
- Longitud de la cresta vertedora	56.0 m
- Carga sobre el vertedor	1.60 m

La fórmula comúnmente empleada para definir las características hidráulicas de la cortina vertedora es la de Francis, en la cual no se considera el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma al elevarse el tirante y por lo tanto puede considerarse que el agua tiene una velocidad nula. Las contracciones laterales se eliminan fácilmente, limitando el vertedor en sus extremos con paredes verticales y perpendiculares a la cresta, de suficiente altura y longitud.

La fórmula es:

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

siendo:

A = Gasto del vertedor en m³/seg

C = Coeficiente de descarga. (C = 2 en creager de descarga directa).

L = Longitud efectiva de la cresta vertedora en m.

H = Carga sobre la cresta vertedora en m.

Los valores de L y H se eligen considerando las condiciones físicas del sitio para ubicar la cortina, previendo el costo de la misma, las excavaciones que se originan, la altura de los muros de protección, etc.

La carga correspondiente a la avenida de diseño del proyecto "H", obtenida en el estudio hidrológico resultó ser de 1.60 m., para una longitud de vertedor de 56.0 mts. y una capacidad de almacenamiento de 12'000,000 m³.

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

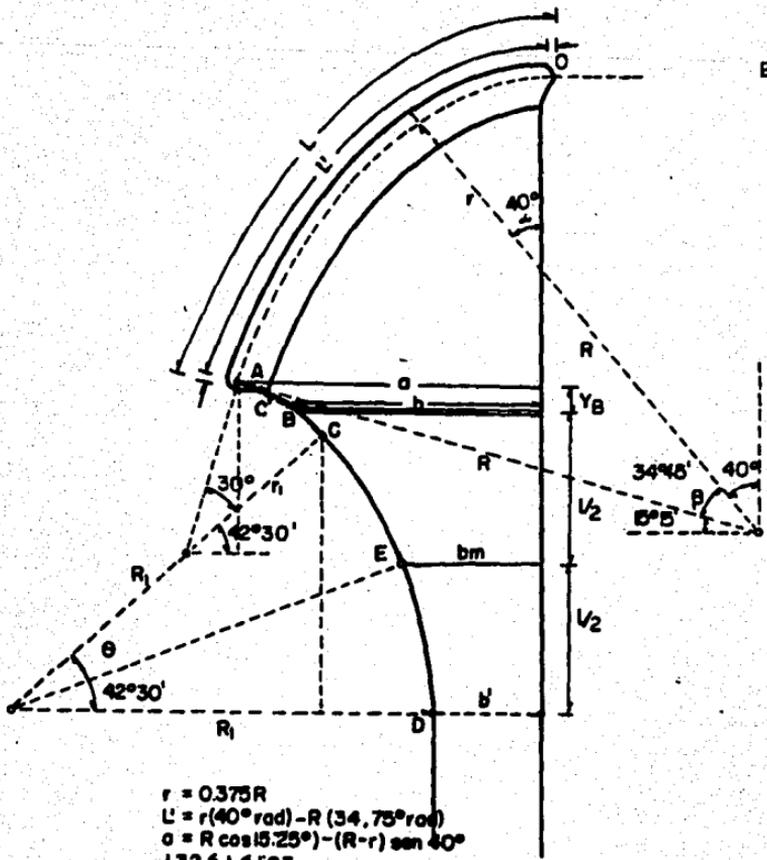
$$Q = 2.0 \times 56.0 \times 1.60 = 226.67 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Determinación de la geometría en planta

La determinación de la geometría en planta de la estructura se efectúa mediante las consideraciones que se muestran en la figura siguiente.

La longitud de la sección de control y el sitio donde se coloque son decisivos en todo funcionamiento del vertedor por lo cual, la sección de control vertedora siempre se colo

Est. 0+000



$$\begin{aligned}
 r &= 0.375R \\
 L' &= r(40^\circ \text{ rad}) - R(34.75^\circ \text{ rad}) \\
 a &= R \cos 15.25^\circ - (R-r) \sin 40^\circ \\
 1.32 \leq \frac{b}{R} \leq 1.83 \\
 b &= L + (1.32 a 1.83) \\
 b' &= b/2.40 \\
 b_m &= 0.53b
 \end{aligned}$$

cará a una distancia de 3.00 a 5.0 m. aguas abajo de los puntos extremos de los arcos del cimacio, y cumpliendo las siguientes relaciones que son esenciales:

- 1.- $\frac{\text{La longitud de la cresta del cimacio}}{\text{La longitud de la sección de control}} = 1.32 \text{ a } 1.83$
- 2.- $\frac{\text{El ancho medio de la transición}}{\text{La longitud de la sección de control}} = 0.53$
- 3.- $\frac{\text{La longitud de la sección de control}}{\text{El ancho del canal de descarga}} = 2.40$

El ancho de la plantilla del canal de descarga puede fijarse atendiendo a los requerimientos topográficos y económicos, modificando la dimensión de la transición, respetando su forma.

Además, deberán cumplirse siempre los siguientes requisitos empíricos:

$$4.- 1.0 \leq \frac{d}{B} \leq 2.5$$

$$5.- r = 0.375 R$$

$$6.- 1.25 \leq \frac{1}{b} \leq 1.75$$

Para el presente estudio se tomaron los siguientes valores para los ángulos con los que se obtiene la geometría de la planta del vertedor:

$$\alpha = 40^\circ$$

$$B = 34^\circ 45'$$

$$e = 42^\circ 30'$$

de los cuales, por medio de las consideraciones mencionadas anteriormente se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} R &= 62.190 \text{ m} \\ r &= 23.321 \text{ m} \\ R_1 &= 49.121 \text{ m} \\ r_1 &= 22.0 \text{ m} \end{aligned}$$

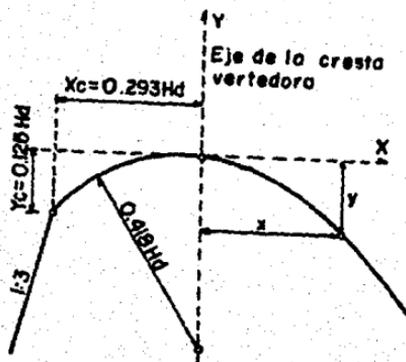
Diseño del cimacio Creager

A continuación se presenta el perfil propuesto por Creager que se obtiene con la fórmula de Scimemi para el tramo de la cresta hacia aguas abajo y un perfil de dos arcos de semicircunferencia para el tramo aguas arriba.

Fórmula de Scimemi:

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H_d^{0.85}}$$

Donde H_d es la carga de diseño ($H_d = 1.601 \text{ m}$).



Punto	X(m)	Y(m)
0	0.00	0.000
1	0.25	0.026
2	0.50	0.093
3	0.75	0.197
4	1.00	0.335
5	1.50	0.710
6	2.00	1.209
PT	2.30	1.566

$$Y_c = 0.126 H_d = 0.126 (1.60) = 0.20 \text{ m}$$

$$X_c = 0.293 H_d = 0.47 \text{ m}$$

$$0.40 H_d = 0.67 \text{ m}$$

Cálculo del tirante crítico

El tirante crítico de una corriente es aquel con el cual dicha corriente escurre con el mínimo de energía específica.

A continuación se va a determinar una ecuación que nos dé el valor del tirante crítico; como se ha mencionado anteriormente dicho tirante corresponderá al mínimo de la función representativa de la energía específica del agua, por lo cual, bastará obtener el mínimo de la ecuación (1), que a continuación se muestra, para obtener el tirante crítico. Si:

E_p = Energía de posición o energía potencial = d

E_V = Energía de velocidad o cinética = $v^2/2g$

E_e = Energía específica = $E_p + E_V$

$$E_e = d + \frac{v^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{A^2 2g} \quad (1)$$

Derivando respecto a d

$$dE_e = dd - \frac{2 Q^2}{2g A^3} dA$$

Pero: $dA = T dd$

por lo tanto:

$$dE_e = dd - \frac{Q^2}{gA^3} T dd$$

$$dE_e = dd \left(1 - \frac{Q^2 T}{gA^3} \right)$$

Pasando "dd" al primer miembro e igualando a cero

$$dE_e = 1 - \frac{Q^2 T}{gA^3} = 0$$



$$1 = \frac{Q^2 T}{g A^3} = \frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \quad (2)$$

El valor correcto del tirante crítico, será aquel que - resuelva la ecuación que define el régimen crítico.

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

en donde:

Q = Gasto del canal en m³/seg.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

A = Area hidráulica de la sección

T = Ancho de la superficie libre de agua en la sección - de control en m.

Resolviendo por tanteos la ecuación anterior dando valo - res al tirante "d" (para un ancho de plantilla fijado de an - temano en la sección de control = 56.0) hasta encontrar va - lores de "A" y "T" que satisfagan la ecuación, siendo enton - ces este valor de "D" el correspondiente al tirante crítico - "dc".

Aplicando la fórmula tenemos:

$$\frac{A^2}{A} = \frac{(226.67)^2}{9.81} = 5237.44$$

se calcula el área hidráulica "A" para la sección pro - puesta.

$$A = bd + td^2$$

$$T = b + 2td$$

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2}$$

suponiendo "d":

d	A	T	A^3/T
1.20	67.92	57.20	5477.68
1.19	67.35	57.19	5399.05
1.17	66.20	57.17	5075.67
1.18	66.77	57.18	5207.40



Cuando $dc = 1.18$ se cumple en forma aproximada la igualdad, por lo tanto este valor corresponde al del tirante crítico, es decir, $dc = 1.18$ m.

Cálculo de la pendiente crítica.

La pendiente crítica se obtiene, mediante la expresión de continuidad y la fórmula de velocidad para canales de algún investigador, usándose la de Manning por ser la más empleada.

La expresión de continuidad es:

$$Q = A V \quad (1)$$

La fórmula de velocidad de Manning es:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3} \quad (2)$$

siendo:

- V = Velocidad del agua en el canal en m/seg.
- n = coeficiente de rugosidad
- S = Pendiente hidráulica del canal
- r = Radio hidráulico del canal = A/P
- A = Área hidráulica
- P = perímetro mojado

sustituyendo (2) en (1)

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3} A$$

de donde se obtiene:

$$S_c = \left(\frac{Q n}{r^{2/3} A} \right)^2$$

para la sección trapecial de concreto que se está utilizando:

$$n = 0.017$$

$$A = 71.35 \text{ (encontrada al determinar "dc")}$$

$$P = 56.0 + 2(1.18) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 58.639 \text{ m}$$

$$r = A/P = 66.77/58.639 = 1.139$$

$$r^{2/3} = 1.090$$

por lo tanto:

$$S_c = \frac{226.67 (0.017)^2}{1.090 (66.77)} = 0.00280$$

la pendiente del canal deberá ser en cualquier tramo mayor a la crítica, de acuerdo a la topografía existente, para que el escurrimiento del agua por el canal se efectúe en la zona de escurrimiento rápido.

Cálculo de los tirantes en el canal de descarga.

Definida la sección del canal de descarga y su pendiente hidráulica, se procede a calcular que se producirán en el canal. El tirante inicial será el correspondiente al tirante crítico en la cresta vertedora, para aplicar de ahí en adelante el Teorema de Bernoulli "en régimen permanente en cualquier sección que se considere deberá permanecer constante -

la suma algebraica de las cargas enunciadas", que se expresa de manera numérica como sigue:

$$d_1 + hv_1 + z = d_2 + hv_2 + hf$$

en donde:

d = Tirante de la sección correspondiente.

hv = Carga de velocidad = $V^2/2g$.

z = Carga de posición debida al desnivel entre las secciones (1) y (2) = $S L$

hf = pérdida de carga por fricción (calculándose con velocidad media y radio hidráulico medio entre las dos secciones), esto es:

$$hf = \frac{V_m n}{r_m^{2/3}} \quad 1/2$$

hasta lograr la igualación de las cargas.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección que se encuentra sobre la cresta vertedora Est. 0+000 y la sección de control Est. 0+047.63

$$L = 47.63 \text{ m}$$

$$S = 0$$

$$\text{Est. } 0+000$$

$$\text{Elev.} = 1722.80$$

$$z = 2.50 \text{ m.}$$

$$dc = 1.18 \text{ m}$$

$$Ac = 71.35 \text{ m}^2$$

$$Vc = Q/A = 226.67/66.77 = 3.395 \text{ m/seg.}$$

$$hVc = V^2/2g = (3.395)^2/19.62 = 0.59$$

$$dc + hVc + z = d_1 + hv_1 + hf$$

$$dc + hVc + z = 1.18 + 0.59 + 2.50 = 4.27$$

solucionando por tanteos la igualdad

$$hf = 0$$

$$4.27 = d_1 + hv_1$$

$$b_1 = 22.0 \text{ m.}$$

d_1	A_1	V_1	hV_1	Suma
1.00	22.500	10.96	6.12	7.11
1.30	29.445	8.37	3.57	4.87
1.45	32.950	7.08	2.85	4.30
4.30 = 4.27 se acepta $d_1 = 1.45 \text{ m.}$				

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección de control Est. 0+047.63 y la Est. 0+076.09 en donde existe un cambio en la sección del canal, principiando una sección con plantilla constante de 12.50 m.

$$L = 76.09 - 47.63 = 28.46 \text{ m.}$$

$$S = 0.06$$

$$z_1 = 1720.30 - 1718.59 = 1.71 \text{ m.}$$

$$A = 32.95 \text{ m}^2$$

$$P = 22.0 + 2(1.45) \sqrt{1 + (0.5)^2} = 25.24 \text{ m.}$$

$$r = A/P = 32.95/25.24 = 1.305$$

$$r^{2/3} = 1.194$$

$$d_1 + hv_1 + z_1 = 1.45 + 2.85 + 1.71 = 6.01$$

$$6.11 = d_2 + hv_2 + hf_2$$

d_2	A_2	V_2	hV_2	V_m	P	r	r_m	$r_m^{2/3}$	hf_2	suma
2.00	27.0	8.40	3.59	7.74	16.97	1.59	1.45	1.28	0.32	5.91
1.99	26.85	8.44	3.63	7.76	16.95	1.58	1.44	1.28	0.32	5.94
1.97	26.57	8.53	3.71	7.81	16.91	1.57	1.44	1.27	0.32	6.00

$$6.00 = 6.01 \text{ se acepta } d_2 = 1.97 \text{ m.}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las estaciones 0+076.09 y 0+128.40 en donde existe un cambio de pendiente.

$$L = 128.40 - 76.09 = 52.31 \text{ m.}$$

$$S = 0.06$$

$$z_2 = 1718.59 - 1715.45 = 3.14$$

$$d_2 + hV_2 + z_2 = 1.97 + 3.71 + 3.14 = 8.82$$

$$8.82 = d_3 + hV_3 + hf_3$$

d_3	A_3	V_3	hV_3	V_m	P	r	r_m	$r_m^{2/3}$	hf_3	Suma
1.50	19.88	11.40	6.62	9.97	15.85	1.25	1.41	1.26	0.37	8.48
1.45	19.18	11.82	7.12	10.18	15.74	1.22	1.39	1.28	0.37	8.94
1.46	19.32	11.73	7.01	10.13	15.76	1.23	1.40	1.25	0.37	8.84

$$8.84 = 8.82 \text{ se acepta } d_3 = 1.46 \text{ m.}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las estaciones 0+ 128.40 y 0+211.0 en la cual comienza la estructura defleitora.

$$L = 211.0 - 128.4 = 82.6 \text{ m.}$$

$$s = 0.22$$

$$z_3 = 1715.45 - 1697.48 = 17.97$$

$$d_3 + hV_3 + z_3 = d_4 + hV_4 + hf_4$$

$$d_3 + hV_3 + z_3 = 1.46 + 7.01 + 17.97 = 26.44$$

$$26.10 = d_4 + hV_4 + hf_4$$

d_4	A_4	V_4	hV_4	V_m	P	r	r_m	$r_m^{2/3}$	hf_4	suma
0.80	10.32	21.96	24.59	16.85	14.29	0.72	0.98	0.98	0.54	25.93
0.79	10.19	22.25	25.23	16.19	14.27	0.71	0.97	0.98	0.53	26.55

$$26.55 = 26.41 \text{ se acepta } d_4 = 0.79 \text{ m.}$$

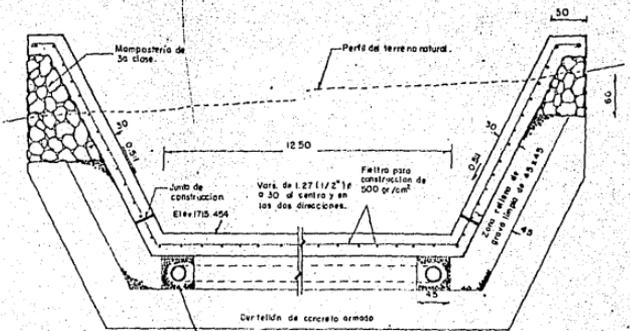
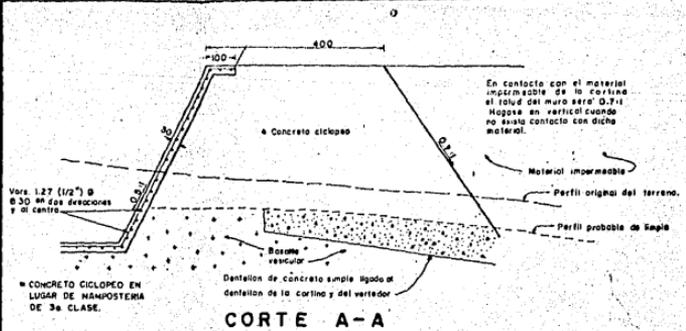
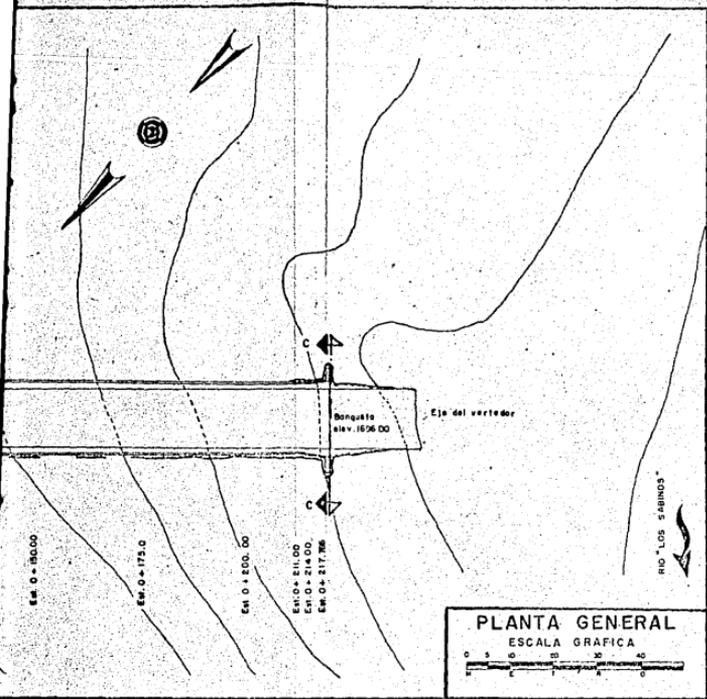
Cálculo de la curva vertical entre las estaciones ---
 0 + 128.40 y 0+131.60, tomando como distancia entre estacio-
 nes 0.50 m.

Est.	Est	Est ²	Cota sub-asc.	Cota sub-des.	Correc.	Cotas curva	
0	128.40	0	0	1715.454	0.00	1715.454	
	128.90	1	1	1715.424	0.006	1715.418	
	129.40	2	4	1715.394	0.025	1715.369	
	129.90	3	9	1715.364	1715.328	0.056	1715.308
	130.40	4	16	1715.334	1715.218	0.100	1715.234
	130.90	5	25	1715.304	1715.108	0.157	1715.147
	131.40	6	36	1715.274	1714.998	0.226	1715.048
	131.60	7	49	1715.262	1714.954	0.308	1714.954

$$\text{Factor de corrección} = \frac{1715.262 - 1714.954}{49} = 0.00628$$

49

Est ²	X	Fac. Correc.	=	Corrección
0		0.00628		0.0
1		"		0.006
4		"		0.025
9		"		0.056
16		"		0.100
25		"		0.157
36		"		0.226
49		"		0.308



Filtro para construcción de 500 gr/cm²

Sello de PVC de 15.24 (6'') estriado y con tubo central
Vare de 1 y 1/2" ϕ 30

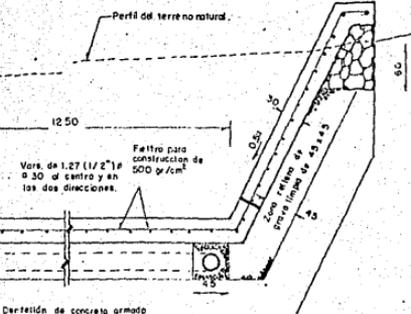
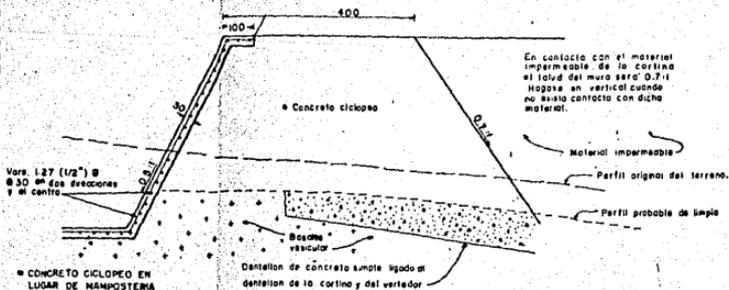
DATOS DEL PROYECTO

Corriente por aprovechar	Rio "LOS SABINOS"
Área de la cuenca	96.00 Km ²
Capacidad total de almacenamiento	12 000 000.00 m ³
Capacidad para azoles	650 000.00 m ³
Capacidad útil	11 355 000.00 m ³
Elevación N.A.M.E.	1 724.48 m
Elevación N.A.N.	1 722.00 m
Elevación capacidad de azoles	1 706.00 m
Elevación de la corona	1 726.54 m
Avenida máxima probable	500.00 m
Avenida máxima regularizada	246.54 m
Longitud de crista vertedora	56.00 m
Carga sobre el vertedor	1.68 m
Superficie física necesaria	1 335.00 Ha
Superficie de riego	1 560.00 Ha

CANTIDADES ESTIMADAS

Excavación	20 000.00 m ³
Concreto simple	70.00 m ³
Concreto reforzado	2 400.00 m ³
Mampostería de 3a clase	900.00 m ³
Vars de 1.27 (1/2") #	39 200.00 Kg
Tubo de concreto perforado de 15.24 (6") #	550.00 m
Grava limpia para drenes	110.00 m ³
Filtro asfáltico para construcción de 500 g/m ²	250.00 m ²
Tubo de Fe galvanizado de 6.35 (2 1/2") #	20.00 m
Junta de Cloruro de Polivinilo de 15.24 (6") estriado y con tubo central	70.00 m
Filtro asfáltico de 1.27 (1/2") #	40.00 m ²
Concreto ciclopeo	500.00 m ³

CORTE A-A



CORTE B-B

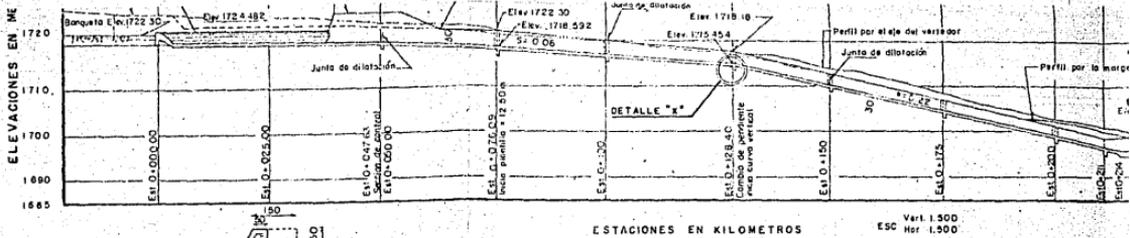
Tubo de Fe galvanizado de 6.35 (2 1/2") #

ERAL



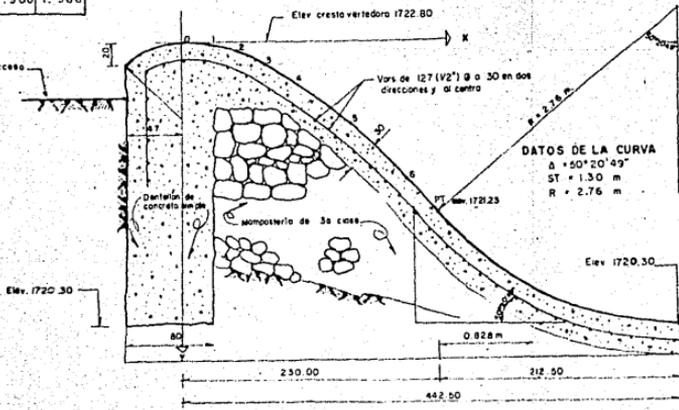
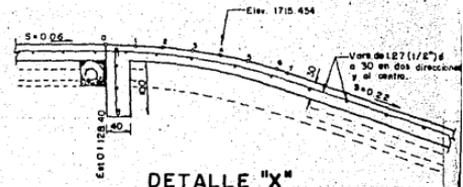
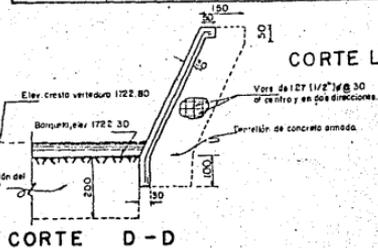
1:10 para construcción.
500 g/cm²

Seta de PVC de 15.24 (6") estriado y con tubo central
Vars de 1.27 (1/2") # a 30'



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL CANAL DE DESCARGA DEL VERTEDOR

COORDENADAS DEL CIMACIO (H=168m.)		
PUNTO	X (m.)	Y (m.)
0	0.00	0.00
1	0.25	0.126
2	0.50	0.253
3	0.75	0.379
4	1.00	0.506
5	1.50	0.800
6	2.00	1.209
PT	2.300	1.566

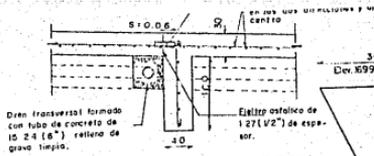
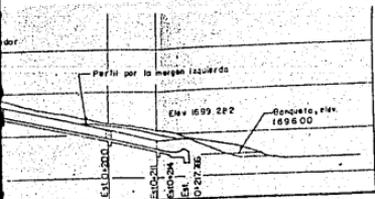


DATOS DE LA CURVA

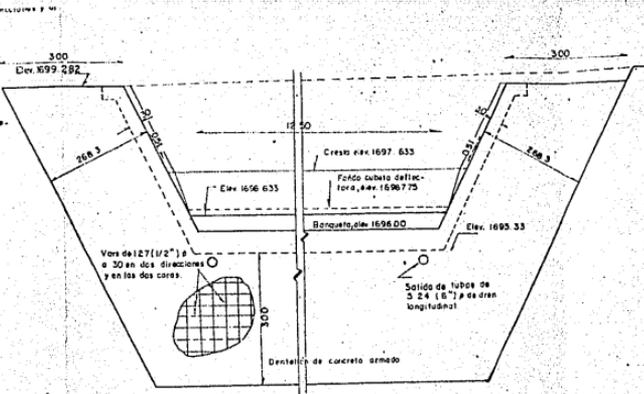
Δ	$+50^{\circ}20'49''$
ST	$+1.30$ m
R	$+2.76$ m

COORDENADAS DE LA CURVA VERTICAL		
PUNTO	ESTACION	ELEVACION
0	0+128.40	1715.454
1	0+129.90	1715.419
2	0+129.40	1715.370
3	0+129.90	1715.308
4	0+130.40	1715.234
5	0+130.90	1715.148
6	0+131.40	1712.049
7	0+131.60	1714.954

CONTINUA 5:0.22

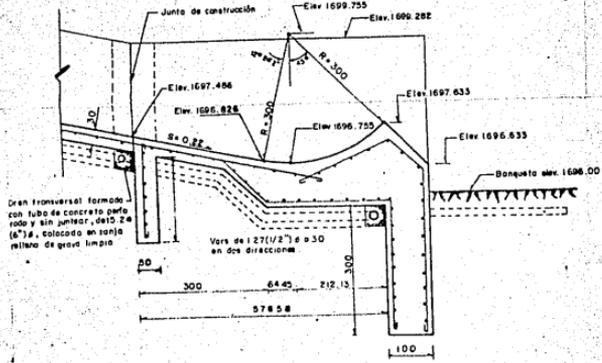
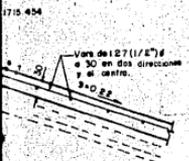


DETALLE DENTELON Y DREN TRANSVERSAL

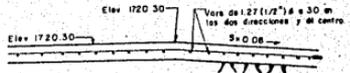


CORTE C-C

GA DEL VERTEDOR



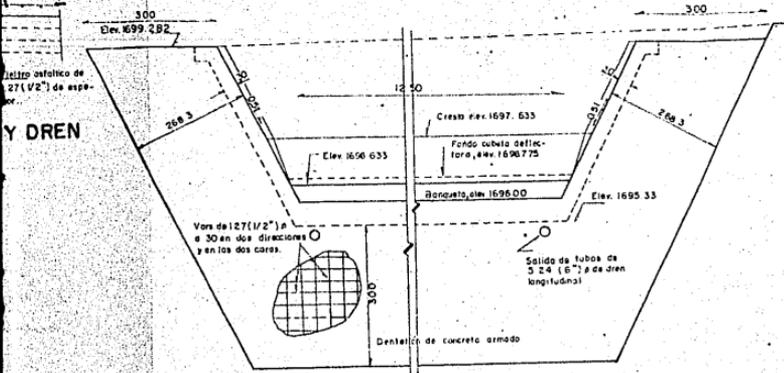
DETALLE DEL DEFLECTOR



DETALLE SECCION DE CONTROL

UN
T
J
DISE
V
GU
SE

en sus dos direcciones y al centro.



Detalle ojalero de 27 (1/2") de espesor.

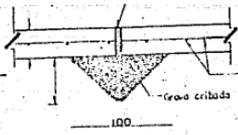
Y DREN

Vrs de 1.27 (1/2") ϕ a 30 en dos direcciones y en los dos caras.

Salida de tubos de 3.24 (1/2") ϕ de dren longitudinal

Detalle de concreto armado

CORTE C-C



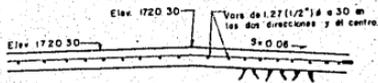
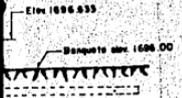
Vrs de 1.27 (1/2") ϕ a 30 en un lado y en las dos direcciones.

DETALLE LLORADERO

NOTAS-

Todos las anotaciones estan en centimetros, excepto las indicadas en otra unidad. Las elevaciones estan en metros y las estaciones en kilometros. La mampostería será de 2o clase, con mortero de cemento que de una resistencia de ruptura a la compresión de 140 Kg/cm² los 28 días de fabricado. Usese concreto de fc=210 kg/cm² a los 28 días de la bricada. El refuerzo será de grado estructural fs=1400 kg/cm² con traslapes de 40 ϕ . El revestimiento de las taludes se colará en tajos alternados de 5.00 m de longitud y el de la plantilla en losos de 10.00 m de longitud por 6.25 de ancho tambien alternadamente, en una segunda etapa se colarán los losos restantes a intervalos de 5 días mínimo. El refuerzo será continuo a través de las juntas de construcción. La profundidad de los dentellones podrá modificarse a juicio del Ing. Residente. El acero de refuerzo se cortará en las juntas de dilatación las cuales se indican en el perfil del canal de descarga del vertedor.

97.633



DETALLE SECCION DE CONTROL

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
JOSE FELIX LOMELI CERVANTES	
DISEÑO HIDRAULICO PRESA GARABATO MUNICIPIO TOTOTLAN, JAL.	
VERTEDOR	
PLANO GENERAL	
GUADALAJARA JALISCO	PLAN No. 4
SEPTIEMBRE 1984	

8. CAPITULO VI "DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA"

Se denomina obra de toma al conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de extraer el agua en forma controlada y poder utilizarla con el fin para el cual ha sido proyectado su aprovechamiento.

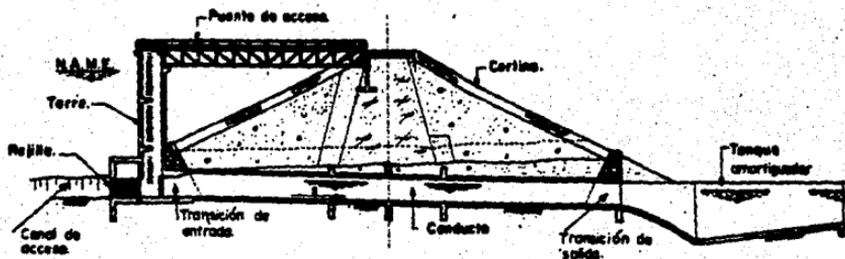
De acuerdo con el aprovechamiento se proyectan obras de toma para: Presas de almacenamiento, Presas derivadoras, --- Plantas de bombeo y Tomas directas en corrientes permanentes.

En el caso de Presas de almacenamiento, la función de la obra depende de los objetivos del almacenamiento y así se tienen tomas para generación de energía eléctrica, riego, dotación de agua potable, como auxiliares en el control de avenidas, desvío de la corriente durante la construcción y para desagües para el vaciado rápido del vaso.

También en las Presas derivadoras, Plantas de bombeo y tomas directas, la función de la obra de toma está supeditada a los objetivos del aprovechamiento, construyéndose tomas para riego o para dotación de agua potable.

1. Obras de toma en Presas de Almacenamiento:

Los tipos de obras de toma más usados son los siguientes:



CON TORRE: En muchos casos, sobre todo en presas flexibles como son las de tierra o enrocamiento, hay necesidad de hacer pasar el conducto de la obra de toma a través de la -- cortina; siendo entonces muy conveniente instalar una o más torres de toma en el vaso, pues en estos casos por lo general los taludes de aguas arriba de la cortina son muy tendidos y sería más difícil la operación de los mecanismos de -- control que en el caso de taludes verticales. En algunas pre sas rígidas también se han empleado las torres de toma, pues con éstas se tiene la ventaja de usar compuertas de tipos -- sencillos para la operación.

Como se ve en la figura anterior, las partes que consti tuyen este tipo de toma, siguiendo el sentido de la corriente son:

a) Canal de acceso.- Como su nombre lo indica sirve para dar acceso al agua o para encauzarla a la rejilla.

b) Rejilla.- Es la estructura que se coloca en la entra da de la Torre y antes de la compuerta de servicio, con el - objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través del - conducto, lo cual puede ser de resultados desastrosos.

c) Torre.- Es en esta estructura donde se colocan las - compuertas de control y sus mecanismos para operarlas, siempre es conveniente que se instalen cuando menos dos unidades de control, una de servicio y una de emergencia, pues en caso de avería en alguna de ellas, no se imposibilitará comple tamente la toma. Es indispensable comunicar el piso de manio bras de la torre, con la corona de la cortina y esto se hace por medio de un puente de acceso, que puede ser de acero o - de concreto reforzado. Dentro del cuerpo de la torre se ha-- cen pasar dos tubos para la ventilación de las compuertas o-

válvulas, cuando ésta se requiera.

d) Transición de entrada.- Esta estructura se requiere para pasar de la sección de las compuertas (rectangular) a la del conducto, haciendo el cambio de sección con el mínimo de pérdidas de carga.

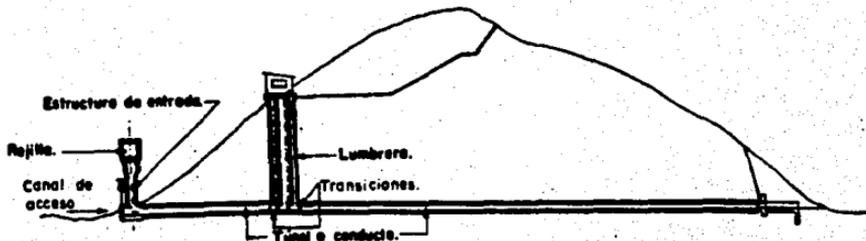
e) Conducto.- Los conductos de las tomas en presas de almacenamiento trabajan bajo distintas condiciones, dependiendo esto del tipo de presa de que se trate. En el caso de presas de tipo flexible, y cuando hay necesidad de hacer pasar el conducto a través de la cortina, éste tendrá que trabajar bajo la presión de agua y además de soportar el material del peso de la cortina; en estos casos generalmente el conducto se construye de concreto reforzado y se comunica a la entrada con la torre de toma. En este tipo de presas es más conveniente localizar los conductos de la toma en tunel, pues así no habrá una liga directa entre la estructura y la cortina, ya que siendo ésta de materiales no homogéneos dicha liga sería una superficie favorable a las filtraciones, que como ya dijimos en estos casos son de consecuencias desastrosas.

f) Transición interior de salida. Esta como la de entrada se construye con el objeto de cambiar la sección, en forma gradual, de la sección del conducto a la sección de salida.

g) Transición de salida.- Sirve para pasar de la sección de salida del conducto, a la sección de la caída en el Tanque amortiguador o estructura disipadora.

h) Tanque amortiguador.- Como su nombre lo indica, sirve para amortiguar la energía cinética del agua con la pro-

ducción del fenómeno conocido con el nombre de "Salto Hidráulico" con el cual el agua después de pasar por el colchón -- del tanque, sale con velocidad tal que ya no erosiona el canal de salida, o la descarga al río.



CON LUMBRERA.- De acuerdo con la figura anterior y describiendo las distintas estructuras; siguiendo el sentido de la corriente, este tipo de toma está formado por:

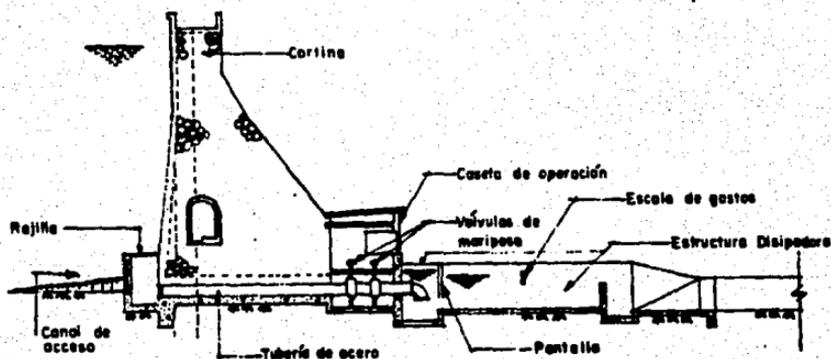
- a) Canal de acceso.- Para encauzar el agua a la rejilla.
- b) Rejilla.- Colocada sobre la estructura de entrada - con el objeto de impedir el paso de cuerpos flotantes a través de la toma.
- c) Estructura de entrada.- Es el "codo" por el cual pasa el agua de la rejilla del túnel o conducto. La compuerta que se coloca por fuera de la estructura de entrada, se utiliza para hacer pasar el agua directamente al túnel o conducto, sin que llegue a alcanzar el nivel del umbral de la rejilla, cuando la estructura de toma se utiliza como obra de desvío durante la etapa de construcción de la presa.
- d) Túnel o conducto. Ya descrito en el tipo de toma anterior.

e) Transición en la zona de compuertas.- Sirven para -- cambiar de la sección del tunel a la sección de las compuertas, en forma gradual, tratando de reducir al mínimo las pérdidas de carga.

f) Lumbreira.- La función de la lumbreira es semejante a la de la torre, del tipo anterior de obra de toma, es decir, sirve para colocar en ella las compuertas de servicio y emergencia y en la caseta de operaciones que va sobre la lumbreira se colocan los mecanismos para operar las compuertas. La diferencia con la torre es que la lumbreira va excavada en -- una de las laderas de la boquilla y localizada lo más cerca de la corona de la cortina o con fácil acceso con lo cual se evita el puente.

g) Transición interior de salida.

h) Tanque amortiguador o estructura disipadora.



CON TUBERIA DE PRESION

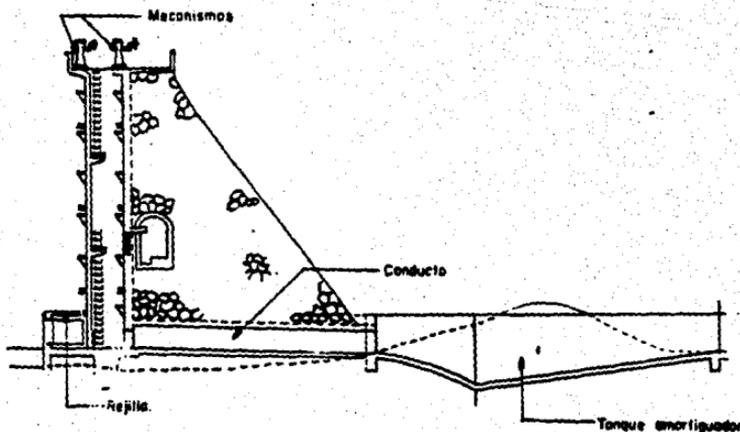
El canal de acceso y la rejilla tienen idénticas funciones a las estructuras correspondientes del tipo anterior.

d) Tubería.- Desde la rejilla hasta las válvulas, la tubería trabaja a presión.

f) Caseta de operación.- Las válvulas de emergencia se colocan en la galería de válvulas, con objeto de poder aislar la tubería, las válvulas más generalmente usadas como cerrres de emergencia son las de mariposa, pues resultan de pequeño tamaño, y por lo tanto la galería en que se alojan no será de grandes dimensiones.

g) Estructuras de salida.- A la salida de la tubería de presión, se colocan generalmente las válvulas de servicio, - éstas pueden ser de aguja, mariposa, Howell-Bunger o Hollow-Jet y la forma de la estructura de salida depende de la válvula y de sus mecanismos de operación.

Como se ve, este tipo de obra de toma consta de una rejilla adosada al cuerpo de la cortina que conecta con la tubería de acero, la cual conduce el agua a la caseta de operación donde se controla por medio de válvulas de mariposa. La descarga al canal de conducción, se lleva a cabo por medio de una pantalla y escala de gastos.



OBRA DE TOMA FUNCIONANDO COMO CANAL

Otro tipo de obra de toma es el que se muestra y en el que se ve un tipo de toma con conducto de concreto reforzado a través de la cortina de mampostería; este tipo consta de una rejilla; su torre de operación con sus mecanismos de operación de las compuertas, está adosada al cuerpo de la cortina. El conducto descarga al canal de conducción por medio de un tanque amortiguador formado por una rampa parabólica y el fondo con contrapendiente.

2. Factores que influyen en la elección del tipo de obra de toma.

Descritos los diferentes tipos de obra de toma así como las partes de que constan, se procede a analizar los factores que influyen en la elección del tipo de obra de toma y que son los siguientes:

-Topografía.- La topografía de la boquilla es uno de los factores más importantes que influyen en la elección del tipo de obra de toma que debe usarse, ya que de las condiciones topográficas dependerá la descarga de la obra de toma, directamente al río y utilizando una presa derivadora aguas-abajo, para aprovechar el agua de almacenamiento y derivarla aguas abajo por medio de la presa derivadora. La descarga de la obra de toma puede hacerse directamente al canal de conducción como se indica en los tipos de obra de toma en cortinas de mampostería. Para la localización de la obra de toma se contará con la elevación del umbral y con la elevación de la descarga y se procurará ligar ambas elevaciones por medio de una línea lo más corta posible, para que el proyecto sea económico.

- Tipo de cortina.- Indiscutiblemente que el tipo de cortina es determinante para elegir un tipo de obra de toma.

En las cortinas de concreto o mampostería se proyectan las obras de toma con conductos o tuberías a través de la cortina y en algunos casos coincidiendo con la sección para utilizar una descarga común para el vertedor y la obra de toma.

Si la cortina es de materiales graduados habrá que pensar en varias soluciones de acuerdo con la Geología de la boquilla y tratar de adoptar un tipo de obra de toma que incluya túneles en las laderas de la boquilla, o en conductos excavados por debajo de las cortinas si estos resultan más convenientes.

- Objetivos.- De los usos a que se destina la obra de toma dependerá el tipo elegido, Si se trata de una toma para generación de energía, la descarga se hace al cauce del río-

y la entrada del agua deberá ser lo más alto posible para -- aprovechar la altura de caída. En este caso por las razones -- que se exponen en el capítulo de cortinas para presas de al -- macenamiento, el tipo de cortina habrá ya sido definido, lo -- cual facilitará junto con las condiciones de entrada y sali -- da del agua, el elegir el tipo conveniente de obra de toma.

Si durante la construcción de las diferentes estructu -- ras, que integran la presa, va a utilizarse la obra de toma -- como obra de desvío, habrá que proyectar un tipo de toma con -- sus conductos o túneles a un nivel, lo más bajo posible, pa -- ra lograr fácilmente el desvío del río.

En el caso de que la obra de toma se utilice como desa -- güe para el vaciado rápido del vaso será necesario colocar -- sus conductos o túneles a un nivel lo más bajo posible y con -- secciones diseñadas para vaciar en un tiempo conveniente el -- vaso.

3. Mecanismos de Control

Se usa siempre instalar cuando menos dos unidades de me -- canismos de control, una de servicio con la que se regula el -- paso del agua y una de emergencia, para que en caso de pre -- sentarse una avería en la de servicio, la obra de toma siga -- operando normalmente.

Los mecanismos que en seguida se mencionan son los gene -- ralmente más usados en instalaciones para el control del pa -- so del agua en las obras de toma de presas de almacenamiento.

- Compuertas de deslizamiento
- Compuertas de deslizamiento sobre rodillos
- Válvulas de compuertas

- Válvulas de mariposa
- Válvulas de aguja

Se acostumbra para el buen funcionamiento de estos mecanismos de control lo siguiente:

Si se trata de una compuerta deslizante de servicio se diseñará un sistema de aereación con dos salidas, una hacia la galería de la toma y otra hacia arriba. Si la salida se hace aguas arriba de la cortina, esta salida debe ser más alta que el N.A.M.E.

En caso de válvulas, se coloca una válvula de aire inmediatamente después a la válvula de emergencia para evitar cavitaciones permitiendo la entrada de aire y evitando presiones negativas dentro de la tubería.

4. Diseño hidráulico de la obra de toma

En el presente diseño se adoptó una obra de toma del tipo de torre de galería trabajando como canal que constará de las siguientes partes:

- Canal de acceso
- Rejilla
- Torre para maniobras de sección cuadrada comunicada a la cortina por un puente de acero estructural.
- Transición interior
- Galería trabajando como canal
- Colchón amortiguador
- Descarga del cauce al río

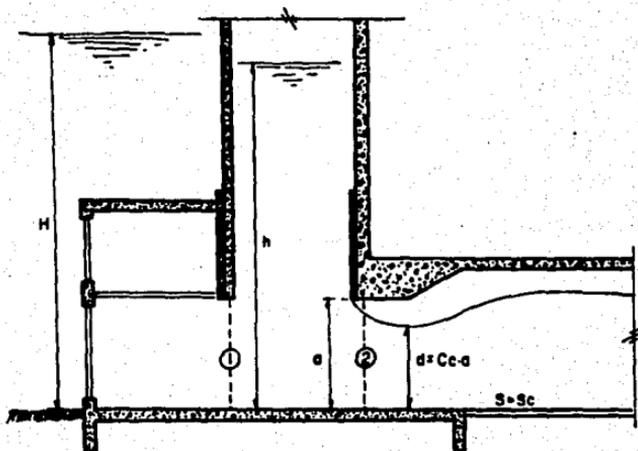
Los datos necesarios para efectuar el diseño de la obra de toma obtenidos en el estudio hidrológico con anterioridad son:

Area de la cuenca	96	km
Capacidad de almacenamiento	12'000,000	m ³
Capacidad útil	11'350,000	m ³
Capacidad de azolves	650,000	m ³
Elevación del N.A.M.E.	1,724.48	m.s.n.m.
Gasto normal de la obra de toma	2.332	M ³ /seg.
Superficie neta de riego	1,333	Ha.
Elevación corona de la cortina	1,726.54	msnm
Elevación de azolves	1,706.00	msnm
Demanda máxima mensual	1'937,605	m ³
Almacenamiento mínimo	1'785,500	m ³
Elevación almacenamiento mfn.	1,711.00	msnm.

Determinación de las dimensiones de las compuertas.

Las dimensiones de las compuertas se calculan con la --
mínima carga de operación, en este caso llamaremos a:

- A 1 = Area de la compuerta de emergencia.
- A 2 = área de la compuerta de control.
- C₁ = coeficiente de descarga de la compuerta 1.
- C₂ = coeficiente de descarga de la compuerta 2.
- a = altura de la compuerta.
- d = altura de la vena contracta, $d = 0.63 \times$ altura de la compuerta.



C_1 corresponde al de un orificio totalmente ahogado y está dado en función de las contracciones del espesor L y del perímetro P .

$$C_2 = C_v \times C_c$$

en donde: C_v = coeficiente de velocidad = 0.95

C_c = coeficiente de contracción = 0.63

$$C_2 = 0.95 \times 0.63 = 0.60$$

$$Q_1 = C_1 A_1 \sqrt{2g (H-h)} \quad (1)$$

$$Q_2 = C_2 A_2 \sqrt{2g (h-d)} \quad (2)$$

como $Q_1 = Q_2$ y en general $A_1 = A_2$

igualando (1) y (2) y despejando h se tiene

$$C_1 A_2 \sqrt{2g (H-h)} = C_2 A_2 \sqrt{2g (h-d)}$$

$$C_1^2 2g (H-h) = C_2^2 2g (h-d)$$

$$C_1^2 H - C_1^2 h = C_2^2 h - C_2^2 d$$

$$H C_1^2 + d C_2^2 = h (C_1^2 + C_2^2)$$

$$h = \frac{H C_1^2 + d C_2^2}{C_1^2 + C_2^2}$$

$$h = \frac{C_1^2}{C_1^2 + C_2^2} H + \frac{C_2^2}{C_1^2 + C_2^2} d$$

Este valor de h se sustituye en la ecuación (2) con lo que se obtiene el gasto que pasa estando las dos compuertas abiertas totalmente, gasto que debe ser igual al de diseño, en caso contrario se ensayará con otros tamaños de compuertas.

Se supone un orificio de 1.22 x 1.22 m. $L = 0.35$ m.

Primero se calculará el gasto que pasa por la compuerta con carga mínima.

H = Desnivel mínimo = Elevación alm. mínimo - Elevación cap. de azolves.

$$H = 1711.0 - 1706.0 = 5.0 \text{ m.}$$

$$P = 1.22 \times 4 = 4.88 \text{ m.}$$

$$L/P = 0.35/4.88 = 0.0171$$

$$C_1 = 0.65 \text{ (manual de King)}$$

$$C_2 = 0.60$$

$$d = a \times C_c = 1 \times 0.63 = 1.22 \times 0.63 = 0.7686 \text{ m.}$$

$$h = \frac{C_1^2}{C_1^2 + C_2^2} H + \frac{C_2^2}{C_1^2 + C_2^2} d$$

$$C_1^2 + C_2^2 = (0.65)^2 + (0.6)^2 = 0.4225 + 0.36 = 0.7825$$

$$h = \frac{0.4225 (5.0)}{0.7825} + \frac{0.36}{0.7825} (0.7686) = 3.05 \text{ m}$$

$$Q_2 = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)} = 0.60 \times 1.22 \times 1.22 \sqrt{2 \times 9.81 \times 3.05 - 0.7686}$$

$$Q_2 = 5.98 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

No se acepta este orificio por ser el gasto que pasa --- por las compuertas muy superior al gasto de diseño (2.332 m³/seg)., por lo cual se hará un nuevo ensayo con una sección menor.

Ahora se supondrá un orificio de 0.76 x 0.76 m.

$$P = 0.76 \times 4 = 3.04 \text{ m.}$$

$$L/P = 0.35 / 3.04 = 0.1151$$

$$C_1 = 0.68 \text{ (manual de King)}$$

$$C_2 = 0.60$$

$$d = 0.76 \times 0.63 = 0.4788$$

$$C_1^2 + C_2^2 = (0.68)^2 + (0.60)^2 = 0.4624 + 0.36 = 0.8224$$

$$h = \frac{0.4624 (5.0)}{0.8224} + \frac{0.36}{0.8224} (0.4788) = 3.0208 \text{ m.}$$

$$Q_1 = Q_2 = 0.68 \times 0.76 \times 0.76 \sqrt{2(9.81)(5.0 - 3.0208)}$$

$$Q_1 = 2.447 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se acepta el tamaño del orificio, pues el gasto que pasa por las compuertas es semejante al de diseño (2.332 m³/seg).

Determinación del gasto que pasa por la compuerta totalmente abierta y con carga máxima, se usan las mismas fórmulas anteriores, cambiando el valor de H que ahora es Hmax.

H = Desnivel máximo = Elev. del N.A.M.E. - Elev. de la cap. de azolves.

$$H = 1724.48 - 1706.0 = 18.48 \text{ m.}$$

$$h = \frac{0.4624}{0.8224} (18.48) + \frac{0.36}{0.8224} (0.4788) = 10.60 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = C_2 A^2 \sqrt{2g(h-d)} = 0.60 \times 0.76 \times 0.76 \sqrt{\frac{2(9.81)(10.60 - 0.4788)}{0.4788}}$$

$$Q_{\max} = 4.883 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

el gasto para el vaciado rápido lo calcularemos, con la mitad de h.

$$h/2 = 10.60/2 = 5.30 \text{ m}$$

$$Q_{\text{med}} = 0.6 \times 0.76 \times 0.76 \sqrt{2(9.81)(5.30 - 0.4788)}$$

$$Q_{\text{med}} = 3.370 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{tiempo de vaciado} = \frac{\text{capacidad útil}}{\text{capacidad media}}$$

$$\text{tiempo de vaciado} = \frac{11'350,000 \text{ m}^3}{3.370 \text{ m}^3/\text{seg.}} = 3'367,952 \text{ seg} = 38.98 \text{ días}$$

el tiempo de vaciado no debe ser mayor a 30 días por lo que será necesario poner un orificio más grande:

Suponiendo un orificio de 0.915 x 0.915 m.

Cálculo del gasto máximo con H mínima

$$P = 0.915 \times 4 = 3.66 \text{ m.}$$

$$L/P = 0.35 / 3.66 = 0.0956$$

$$C_1 = 0.067 \text{ (manual de King)}$$

$$C_2 = 0.60$$

$$d = 0.915 \times 0.63 = 0.5764$$

$$C_1^2 + C_2^2 = (0.67)^2 + (0.6)^2 = 0.4489 + 0.36 = 0.8089$$

$$h = \frac{0.4489 (5.0)}{0.8089} + \frac{0.36 (0.5764)}{0.8089} = 3.03 \text{ m.}$$

$$Q = 0.60 \times 0.915 \times 0.915 \sqrt{2(9.81)(3.03 - 0.5764)}$$

$$Q = 3.485 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del gasto con H máxima

$$H_{\text{máx}} = 18.48 \text{ m.}$$

$$h = \frac{0.4489 (18.48)}{0.8089} + \frac{0.36 (0.5764)}{0.8089} = 10.512 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{max}} = 0.60 \times 0.915 \times 0.915 \sqrt{2(9.81)(10.512 - 0.5764)}$$

$$Q_{\text{max}} = 7.013 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

para el tiempo de vaciado

$$h_m = 10.512/2 = 5.256 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{med}} = 0.60 \times 0.915 \times 0.915 \sqrt{2(9.81)(5.256 - 0.5764)}$$

$$Q_{\text{med}} = 4.8133 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{tiempo de vaciado} = \frac{11'350,000}{4.8133} = 2'358,049 \text{ seg} = 27.29 \text{ días}$$

Se acepta este orificio con compuerta deslizante 0.915 x 0.915 m.

Pendiente Hidráulica de la galería

La pendiente que se da a la galería debe ser mayor que la pendiente crítica para que trabaje como régimen rápido.

Para determinar la pendiente crítica para gasto normal y gasto máximo, es necesario obtener el tirante crítico, esto es:

$$d_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad y \quad S_c = \left[\frac{n V_c}{R_c^{2/3}} \right]^2$$

donde:

d_c = tirante crítico

Q = gasto

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

R_c = radio hidráulico crítico

V_c = velocidad crítica

n = coeficiente de rugosidad (0.015 para concreto)

Pendiente crítica para gasto normal.

$$Q = 2.332 \text{ m}^3/\text{seg} \quad b = 1.50 \text{ m.}$$

$$d_c = 3 \sqrt{\frac{(2.332)^2}{9.81 (1.5)^2}} = 0.6265 \text{ m.}$$

$$A_c = b \times d_c = 1.5 \times 0.6265 = 0.9397 \text{ m}^2$$

$$V_c = Q/A_c = 2.332 / 0.9397 = 2.48 \text{ m/seg}$$

$$P_c = b + 2d_c = 1.5 + 2(0.6265) = 2.753 \text{ m.}$$

$$R_c = A_c/P_c = 0.9397 / 2.753 = 0.341$$

$$R_c^{2/3} = 0.488$$

$$S_c = \left(\frac{2.48 \times 0.015^2}{0.488} \right) = 0.005$$

Pendiente crítica para gasto máximo

$$Q = 6.98 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d_c = 3 \sqrt{\frac{(7.01)^2}{9.81 (1.5)^2}} = 1.30 \text{ m.}$$

$$A_c = 1.5 \times 1.3 = 1.95 \text{ m}^2$$

$$V_c = Q/A_c = \frac{7.01}{1.95} = 3.59 \text{ m/seg}$$

$$P_c = 1.5 + 2(1.3) = 4.1 \text{ m.}$$

$$R_c = 1.95/4.1 = 0.4756$$

$$R_c^{2/3} = 0.6093$$

$$Sc = \left[\frac{3.59 (0.015)}{0.6093} \right]^2 = 0.0078$$

se toma una pendiente en la galería mayor a la crítica $S = 0.015$

Dimensiones de las rejillas

$$Q_{max} = 7.01 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 0.60 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A V; A = Q/V$$

$$A = 7.01/0.60 = 11.683 \text{ m}^2$$

La rejilla se construirá de solera de 1.91 x 5.08 cm. - (3/4" x 2") a cada 10 cm. centro a centro, con marco de fierro de ángulos iguales de 0.95 x 6.35 cm. (3/8" x 2 1/2").

$$\text{Area neta por m}^2 = 1.00 - 0.228 = 0.772 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total} = 11.683/0.772 = 15.133 \text{ m}^2$$

Se suponen dos rejillas de 2.0 x 1.9 m y cuatro rejillas de 1.0 x 1.9 m.

$$2 \times 1.9 \times 2.0 = 7.6 \text{ m}^2$$

$$4 \times 1.0 \times 1.9 = 7.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total} = 15.2 \text{ m}^2$$

se aceptan las rejillas.

Mecanismos elevadores

La capacidad del mecanismo elevador: KE + peso de la --
compuerta + peso del vástago.

$$h = 1724.48 - 1706.0 - 0.915/2 = 18.02 \text{ m.}$$

$$KE = 0.35 \text{ (empuje hidrostático)}$$

$$KE = 0.35 \text{ (hx\textsubscript{x} agua)} = 0.35 (18.02 \times 1000) = 6307$$

peso de la compuerta = 350 kg (aproximadamente
 Usando vástago de 3" de ϕ con peso de 35.766 kg/ml en-
 20.0 m los coples pesan 50.0 kg.

Peso del vástago = $20.0 \times 35.766 = 716.0$ kg.

peso del vástago y el cople = $716.0 + 50.0 = 766.0$ kg.

Capacidad mecánica = $6307.0 + 350.0 + 766.0 = 7423.0$ kg

Se tomará un mecanismo elevador con las siguientes ca-
 racterísticas:

Capacidad 7500 kg.

Vástago de 76.3 mm (3") de ϕ y

Cuerda ACME sencilla 2 1/2 hilos por pulgada

Cálculo de los tirantes en la galería

Definida la sección de la galería y su pendiente hidraú-
 lica, se procede a calcular los tirantes que se producirán -
 en la galería. El tirante inicial será el correspondiente a-
 la sección de la vena contractada que se toma como estación-
 0+000, para aplicar de ahí en adelante el teorema de Bernou-
 lli:

$$d_1 + hV_1 + z = d_2 + hV_2 + hf$$

en donde:

d = tirante de la sección correspondiente

hV = carga de velocidad ($V^2/2g$).

z = carga de posición debida al desnivel entre las sec-
 ciones (1) y (2) = $S L$

hf = pérdida de carga por fricción (calculándose con ve-
 locidad media y radio hidráulico medio entre las -
 dos secciones), esto es:

$$hf = \left[\frac{V_m n}{r_m} \right]^2$$

El cálculo se hace por tanteos suponiendo el tirante d_2 y calculando hV_2 y hf_2 , la suma de estos tres elementos debe ser igual a la suma conocida $d_1 + hV_1 + z$.

Cálculo del tirante en la vena contracta. La vena contracta es la sección donde cesa la contracción provocada por el orificio.

$$Q \text{ max} = 7.01 \text{ m}^3/\text{seg} \quad H_{\text{max}} = 18.48 \text{ m.}$$

$$c = 0.65$$

$$A = 0.914 \times 0.914 = 0.8353 \text{ m}^2$$

$$Q = CA 2\sqrt{gh_1}$$

sustituyendo en la fórmula anterior los valores conocidos tenemos:

$$7.01 = 0.65 \times 0.8353 \times 4.429 \sqrt{h_1}$$

de donde:

$$h_1 = \frac{7.01^2}{2.405} = 8.49 \text{ m.}$$

$$h_2 = 18.48 - 8.49 = 9.99 \text{ m.}$$

$$Q_2 = C_2 A_2 (4.429) \sqrt{h_2}$$

$$h_2 = H_2 - d = 9.99 - 0.63 \text{ a}$$

$$A_2 = 0.914 \times a$$

sustituyendo valores:

$$Q_2 = 0.6 \times 0.914 \times a \times 4.429 \sqrt{9.99 - 0.63 \text{ a}}$$

$$Q_2 = 2.4288 \times a \sqrt{9.99 - 0.63 a^4}$$

Con esta fórmula se dan valores a "a" hasta que se obtenga un gasto igual al máximo (7.01 m³/seg), obteniéndose así el valor correcto de "a".

a	2.4288 a	0.63 a	9.99 - 0.63 a ⁴	Q ₂
0.90	2.18592	0.567	9.423	6.710
0.95	2.30736	0.5985	9.3915	7.071

7.071 = 7.01 se acepta a = 0.95 m.
d = 0.63 a = 0.63 x 0.95 = 0.60 m.
V = Q/A = $\frac{7.01}{0.60 \times 0.914}$ = 12.78 m/seg

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las estaciones 0+000 y 0+090 en donde existe un cambio de pendiente, la base de la galería es de 1.50 m.

$$L = 0.90 \text{ m.} \quad d = 0.60 \text{ m} \quad Q = 7.01 \text{ m}^3/\text{seg} \quad n=0.017$$

$$S = 0.015$$

$$A = 1.5 \times 0.60 = 0.90 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d = 1.5 + 2(0.60) = 2.70 \text{ m.}$$

$$r = A/P = 0.90/2.70 = 0.333$$

$$hV_1 = V^2/2g = \frac{(12.78)^2}{19.62} = 8.43 \text{ m.}$$

$$z = S \times L = 0.15 \times 90.0 = 1.35 \text{ m.}$$

$$d_1 + hV_1 + z = d_2 + hV_2 + hf_2$$

$$d_1 + hV_1 + z = 0.60 + 8.32 + 1.35 = 10.27$$

$$10.27 = d_2 + hV_2 + hf_2$$

d ₂	A ₂	V ₂	hV ₂	P	r	V _m	r _m	r _m ^{-2/3}	hf ₂	suma
0.80	1.20	5.84	1.74	3.10	0.387	9.31	0.360	0.506	8.81	11.34
0.85	1.275	5.50	1.54	3.20	0.398	9.14	0.365	0.510	8.35	10.74
0.90	1.35	5.19	1.37	3.30	0.409	8.99	0.371	0.516	7.90	10.17

10.17 = 10.27, se acepta d₂ = 0.90 m.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las estaciones-
0+090 y 0+150 en donde comienza la estructura deflectora.

$$l = 60.0 \text{ m}$$

$$S = 0.0778$$

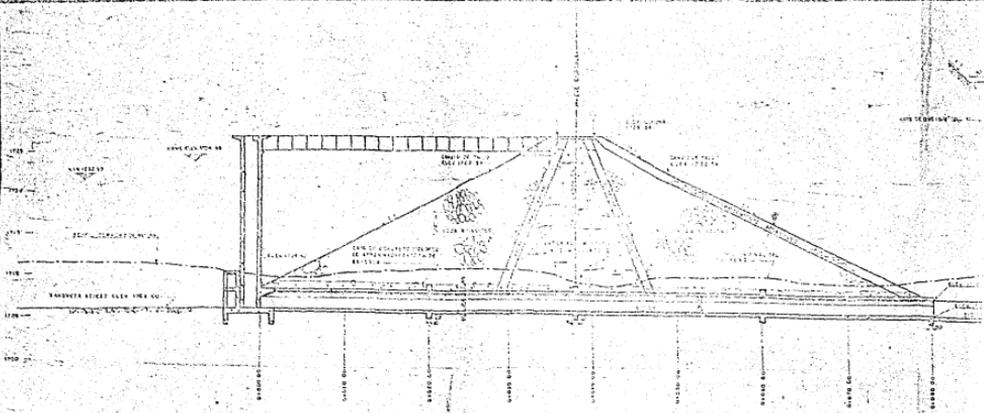
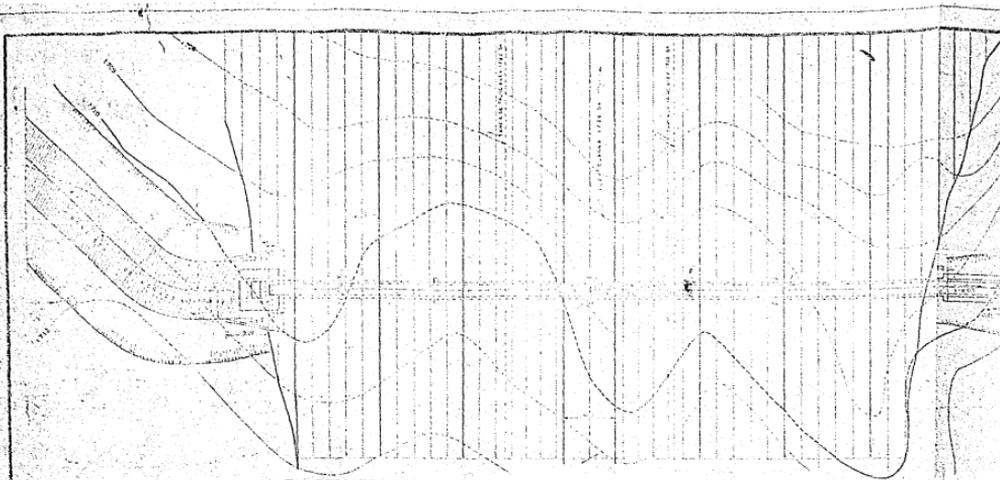
$$z = S \times L = 0.0778 \times 60.0 = 4.67 \text{ m.}$$

$$d_2 + hV_2 + z = 0.90 + 1.37 + 4.67 = 6.94$$

$$6.94 = d_3 + hV_3 + hf_3$$

d_3	A_3	V_3	hV_3	P	r	V_m	r_m	$r_m^{2/3}$	hf_3	suma
0.80	1.20	5.84	1.74	3.10	0.387	5.515	0.398	0.541	1.80	4.34
0.70	1.05	6.68	2.27	2.90	0.362	5.932	0.385	0.529	2.18	5.15
0.60	0.90	7.79	3.09	2.70	0.333	6.49	0.371	0.516	2.74	6.40
0.57	0.855	8.20	3.42	2.64	0.323	6.695	0.366	0.511	2.97	6.96

$$6.96 = 6.94, \text{ se acepta } d_3 = 0.57 \text{ m.}$$



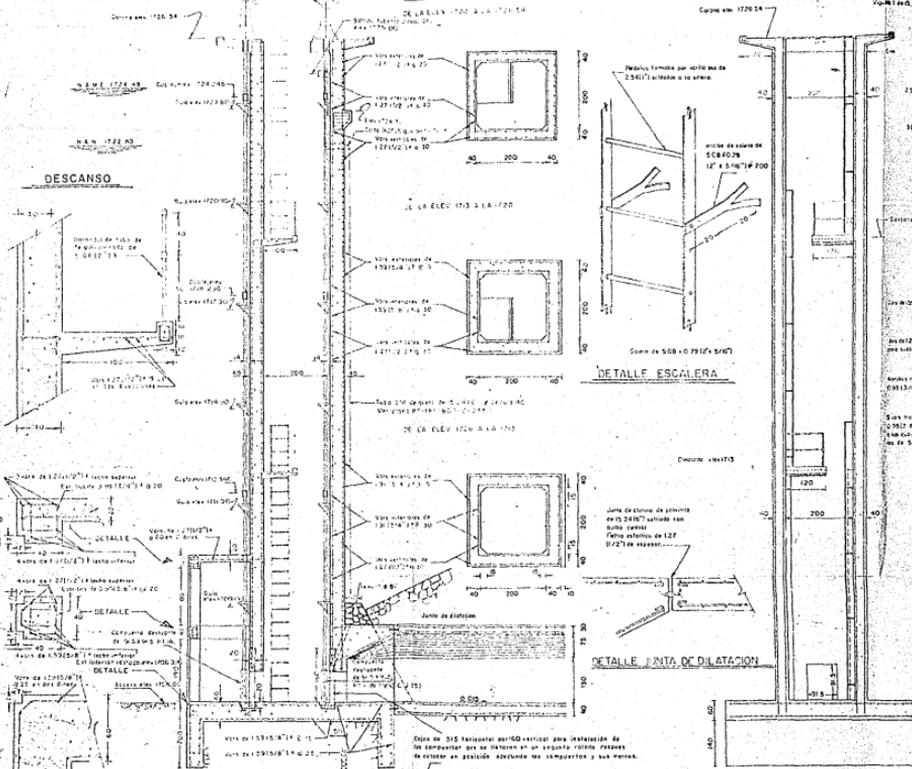
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA TOMA

ESCALAS
 HORIZONTAL 1:200
 VERTICAL 1:800

PROYECTO DE LA DAMA DE LA TOMA
 DISEÑADO POR EL INGENIERO J. A. GARCIA
 Y EL INGENIERO J. M. GARCIA

Ver plano estructural 2101, 2102, 2103 y 2104 para detalles de los muros de la torre.
Ver plano estructural 2105 para detalles de los muros de la torre.
Ver plano estructural 2106 para detalles de los muros de la torre.

ARMADO DE LA TORRE



DESCANSO

DE LA ELEC 1726 A LA 1727

DE LA ELEC 1728 A LA 1729

DE LA ELEC 1730 A LA 1731

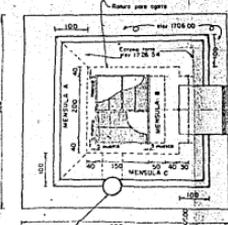
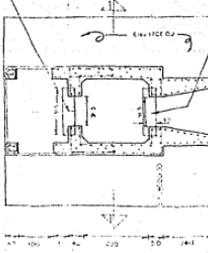
DE LA ELEC 1732 A LA 1733

DETALLE ESCALERA

DETALLE JUNTA DE DILATACION

PERFIL LONGITUDINAL TORRE

PERFIL TRANSVERSAL TORRE



PLANTA TORRE

PLANTA CORONA TORRE



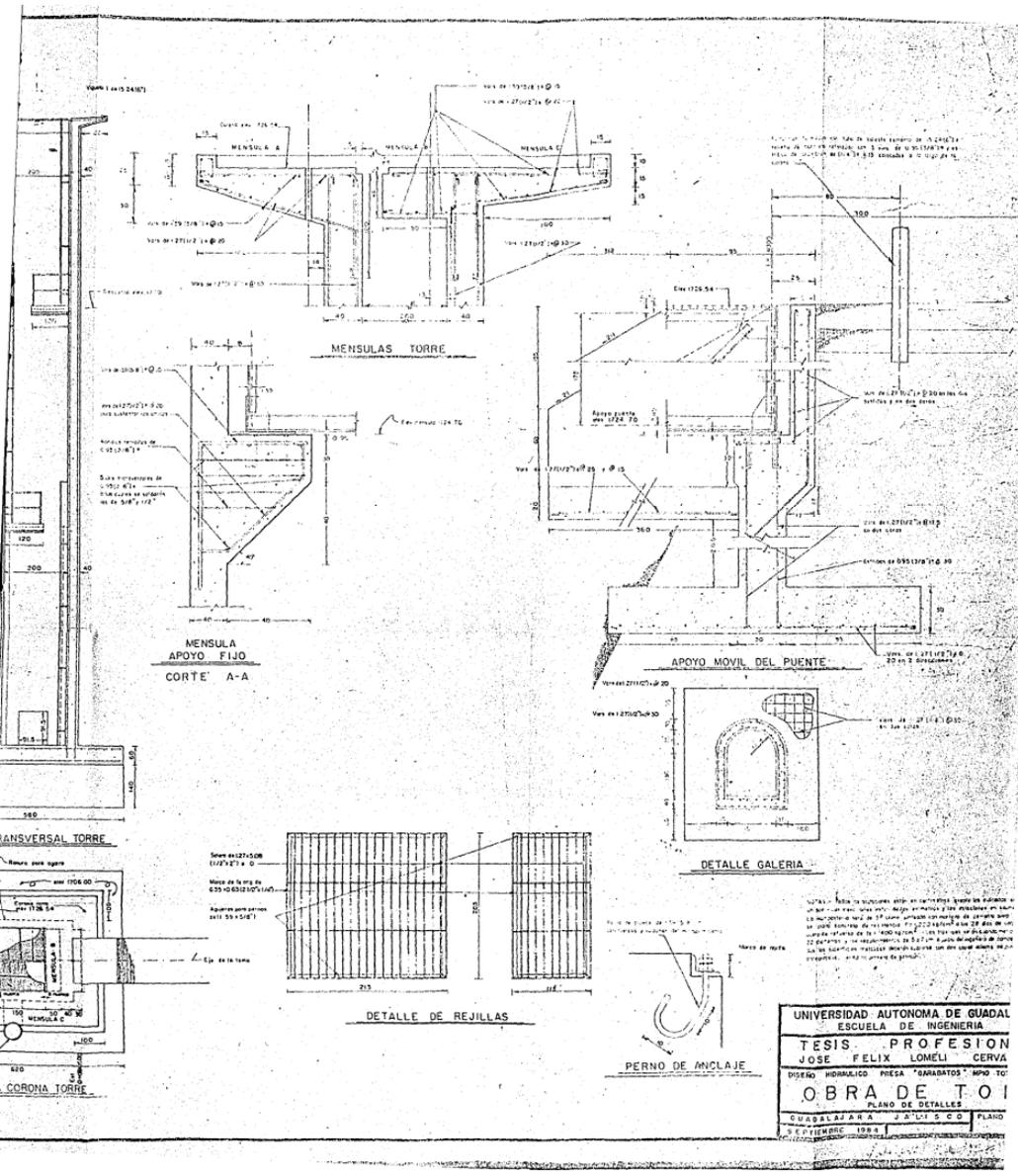
ESTE PLANO MODIFICA EL PL-101 (ECCO-C-223) EN LONG DEL TRAMO SUR DEL ANTEPEÑO EN PODERCHA, SF 2004.
LA REVISION DE LOS BARRAS DEL CC DE LOS 4 PERFILES DE ANTEPEÑO.

Caja de 315 horizontal partido vertical para dilatación de la carpintería que se sitúan en un espacio donde existen en existencia en posición adecuada los carpinteros y sus flejes.

Empuje de 16.70 x 3.15 x 0.48 (16.70x3.15x0.48) en sentido en un muro de 10 cm de espesor de 3.08 (3.08x1.70x0.75) situado al nivel en 7.5 cm 3 unidades, una de 10.5 (10.5 x 10.5 x 1.7) como una de las tres unidades construyéndose en un muro de 4.44 (4.44x3.15x1.7).

Junta de dilatación de estructura de 10.24 (10.24) altura con doble control.
SE LEYENDO EN LA DIRECCION DE LA FLECHA.
SE LEYENDO EN LA DIRECCION DE LA FLECHA.

Limitación de base ANCO de longitud de 10.00 (10.00) para un nivel de 17.18.



Sección transversal de la torre en el punto A-A. Sección transversal de la torre en el punto B-B. Sección transversal de la torre en el punto C-C. Sección transversal de la torre en el punto D-D. Sección transversal de la torre en el punto E-E. Sección transversal de la torre en el punto F-F. Sección transversal de la torre en el punto G-G. Sección transversal de la torre en el punto H-H. Sección transversal de la torre en el punto I-I. Sección transversal de la torre en el punto J-J. Sección transversal de la torre en el punto K-K. Sección transversal de la torre en el punto L-L. Sección transversal de la torre en el punto M-M. Sección transversal de la torre en el punto N-N. Sección transversal de la torre en el punto O-O. Sección transversal de la torre en el punto P-P. Sección transversal de la torre en el punto Q-Q. Sección transversal de la torre en el punto R-R. Sección transversal de la torre en el punto S-S. Sección transversal de la torre en el punto T-T. Sección transversal de la torre en el punto U-U. Sección transversal de la torre en el punto V-V. Sección transversal de la torre en el punto W-W. Sección transversal de la torre en el punto X-X. Sección transversal de la torre en el punto Y-Y. Sección transversal de la torre en el punto Z-Z.

Sección transversal de la torre en el punto A-A. Sección transversal de la torre en el punto B-B. Sección transversal de la torre en el punto C-C. Sección transversal de la torre en el punto D-D. Sección transversal de la torre en el punto E-E. Sección transversal de la torre en el punto F-F. Sección transversal de la torre en el punto G-G. Sección transversal de la torre en el punto H-H. Sección transversal de la torre en el punto I-I. Sección transversal de la torre en el punto J-J. Sección transversal de la torre en el punto K-K. Sección transversal de la torre en el punto L-L. Sección transversal de la torre en el punto M-M. Sección transversal de la torre en el punto N-N. Sección transversal de la torre en el punto O-O. Sección transversal de la torre en el punto P-P. Sección transversal de la torre en el punto Q-Q. Sección transversal de la torre en el punto R-R. Sección transversal de la torre en el punto S-S. Sección transversal de la torre en el punto T-T. Sección transversal de la torre en el punto U-U. Sección transversal de la torre en el punto V-V. Sección transversal de la torre en el punto W-W. Sección transversal de la torre en el punto X-X. Sección transversal de la torre en el punto Y-Y. Sección transversal de la torre en el punto Z-Z.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
 ESCUELA DE INGENIERIA
TESIS PROFESION
JOSE FELIX LOMELI CERRA
 DISEÑO NORMALIZADO PRESA "EMBATIDOS" RHO TO
OBRERA DE TOI
 PLANO DE DETALLES
 GUADALAJARA JALISCO PLANO
 SEPTIEMBRE 1984

9. CAPITULO VII "CALCULO DE VOLUMENES DE OBRA"

En sí, este capítulo se relaciona consecuentemente a de terminar los volúmenes de trabajo, que se tienen que realizar en la obra, para posteriormente encuadrarlos en el presupuesto.

El cálculo de los volúmenes de trabajo a efectuar en -- una obra se determina siempre en forma aproximada, basándose en figuras geométricas bien definidas, con lo que se facilita y simplifica su obtención.

A continuación se presenta el resumen de actividades estimadas de obra a ejecutarse en cada una de las estructuras-componentes en conjunto de la presa de almacenamiento denominada "Garabatos", resultantes del diseño hecho en los capítulos anteriores.

CORTINA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
- Excavación	58,000.0	m ³
- Material impermeable	80,000.0	m ³
- Filtros de arena y grava	24,000.0	m ³
- Enrocamiento a volteo	80,000.0	m ³
- Enrocamiento semi acomodado	20,500.0	m ³
- Tezontle para revestir corona	950.0	m ³
- Tepetate	650.0	m ³
- Fantasmas	130	piezas
VERTEDOR		
- Concreto reforzado	2,400.0	m ³
- Concreto simple	70.0	m ³
- Excavación	20,000.0	m ³
- Mampostería de 3a. clase	900.0	m ³

OBRA DE TOMA

-	Excavación en roca suelta	2,430.0	m ³
-	Concreto reforzado	350.0	m ³
-	Concreto ciclopeo	365.0	m ³
-	Mampostería de 3a. clase	9.5	m ³

10. CAPITULO VIII "PROGRAMA DE AVANCES DE OBRA"

Con relación a los conceptos a ejecutar dentro de la -- obra, obtenidos con la cuantificación de los volúmenes de -- obra, que nos proporciona a su vez las actividades a ejecu-- tar para llevar a feliz término la misma obra, es preciso ha cer una programación adecuada para llevar a cabo un control- eficiente que a la vez permita saber si la obra se está rea- lizando conforme a lo programado.

A grandes rasgos, se explicará el cuadro adjunto que se utilizará como programa de avances de obra, que a continua- ción se detallará.

En la primera columna se mencionará el concepto a ejecu tar, encuadrado en su estructura correspondiente.

La segunda columna se refiere a la cantidad de proyecto, aquí tentativamente se están manejando los volúmenes genera- les a realizar en cada concepto, más no se aplican todos, -- pues no se manejan los que tienen características representa tivas menores.

Con el objeto de contemplar los valores, es conveniente ubicarlos en sus unidades correspondientes y con ello queda- definido el planteamiento de la tercera columna.

Integrando este género de conceptos, se llega a la con- clusión de que los dos puntos relacionados a programado y -- ejecutado son necesarios para poder saber si los volúmenes - de obra se están ejecutando conforme al programa establecido, por esto se anotan en la cuarta columna. La cantidad progra- mada se deriva de lo que se cree conveniente ejecutar, toman

do en cuenta los rendimientos obtenidos en la construcción - de otras presas, en los tiempos definidos de lluvias y se-
quías, buscando siempre obtener el mayor aprovechamiento po-
sible.

En las columnas subsiguientes, correspondientes a cada-
mes en el cual se realizará alguna actividad, cada columna -
se subdivide entre columnas que nos presentan los conceptos:
parcial, acumulado y faltante, las cuales se refieren al vo-
lumen de trabajo que se realizó, o se pretende realizar, en
el mes en cuestión; la cantidad de trabajo programada o eje-
cutada hasta dicho mes y el faltante por realizar para con-
cluir el concepto de que se trate.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dadas las características del proyecto y el resultado de los estudios efectuados, se concluyó lo siguiente:

Se construirá una presa de almacenamiento con cortina de materiales graduados que tendrá una capacidad de - - - 12'000,000 de m³ de los cuales 11'350,000 comprende la capacidad útil que se dedicará al riego de 1333 Ha. netas y - -- 650,000 constituirán la capacidad dedicada a captar azolves producidos por la corriente. El vertedor de demasías se alojara en la margen derecha.

El embalse a nivel de aguas normales inundará 159 Ha. presentándose a una elevación de 1722.80 m.s.n.m.

La boquilla de acuerdo a las exploraciones geológicas realizadas se ha considerado con buenas condiciones, recomendándose:

a) Un tratamiento de inyectado en la margen izquierda y la zona del cauce para impermeabilizarlas.

b) Formar una pantalla de 20.0 m de profundidad con progresiones de 10.0 m. cada una, cerrando a la mitad la distancia en caso de consumos altos, hasta obtener resultados satisfactorios.

c) Construir una trinchera de unos 3.0 m. de profundidad con un dentellón en la parte inferior con el fin de interceptar la zona superficialmente alterada y apoyar de una manera mejor las perforaciones de inyectado.

Los materiales de construcción se localizan en bancos aledaños al sitio de construcción de la cortina, siendo de buena calidad y existiendo en cantidad suficiente para realizar la obra.

1. Cortina

La cortina será de tipo flexible de materiales graduados, con una longitud de 676.0 m. en la corona y 31.6 m. de altura máxima sobre el cauce y con un ancho total de corona de 6.0 m. para permitir el paso de un vehículo por la misma.

La cortina constará de un corazón de material impermeable, alojado al centro de la sección, con talud de 0.4:1; sobre éste, se colocará un filtro de arena con espesor de 1.5 m. y una capa de rezaga con tamaño máximo de 3" de 2.0 m. de espesor, continuando con una capa de enrocamiento a volteo, que tiene la finalidad de proporcionar estabilidad a la cortina, con taludes de 2:1 para finalizar con una chapá de enrocamiento semiacomodado de 1.0 m. de espesor.

2. Vertedor

Se construirá un vertedor lateral con sección de medio-abanico y cresta vertedora tipo creager de 56.0 m. de longitud, que con una carga de 1.60 m. sobre la misma, desalojará una avenida máxima de $500 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que proporcionará un gasto máximo regularizado de $226.67 \text{ m}^3/\text{seg.}$

3. Obra de Toma

La obra de toma se alojará en la margen derecha y será del tipo de galería de paredes rectas y domo circular con torre de control y puente de acceso y maniobras.

La obra de toma se recomienda que conste de dos compuertas deslizantes, una de servicio y otra de emergencia, inst

ladas en la torre para desalojar un gasto normal de $2.33 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que a la salida desfoga en el río por medio de una estructura deflectora.

En el presente estudio se llegó a la conclusión siguiente:

Siendo el valle de Tototlán un lugar propicio para la agricultura y la ganadería y estando situado en un lugar estratégico con relación a la capital del estado, es necesario realizar obras de infraestructura hidráulica en la zona, con el fin de integrarla a una nueva economía, basada en el incremento de la agricultura, la ganadería, el comercio y la pequeña industria para disminuir el índice de desempleo y sobre todo el fenómeno de emigración, incorporando a la vez más áreas de riego al país.

BIBLIOGRAFIA

Presas de Tierra y Enrocamiento

Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Núñez

Presas Pequeñas; Notas sobre diseño y construcción

Marsal, Raúl J.

Diseño de Presas Pequeñas

United States Department of the Interior

Bureau of Reclamation.

Pequeños almacenamientos.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Obras de Toma para Presas de Almacenamiento

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos

Recursos Hidráulicos (publicación técnica)

Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos

Topografía

Miguel Montes de Oca

Hidráulica

Horance W. King, Chester O. Wister y James G. Woodburn.

Mecánica de suelos.

Secretaría de Recursos Hidráulicos

Principios de Diseño y Construcción de Presas de Tierra.

Enrique Tamez González.

Salto de Agua y Presas de Embalse.

José Luis Gómez Navarro y Juan Aracil Segura.

Dirección de Hidrología, Boletín No. 3

Secretaría de Recursos Hidráulicos

Gastos máximos en las Corrientes de la República Mexicana.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.