

23  
24



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

"REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA  
ADOLFO RUIZ CORTINEZ, SONORA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

CORNELIO SERGIO MURILLO CUEVAS



MEXICO, D. F.

1992

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

"REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SONORA"		PAG.
1.	INTRODUCCION	3
2.	REVISION DE LA AVENIDA DE DISERO	7
2.1	Información Disponible.	7
2.1.1	Climatológica	7
2.1.2	Hidrométrica	7
2.1.3	Topográfica	8
2.2	Determinación del Pico de la Avenida de Diseño.	8
2.2.1	Métodos Probabilísticos	9
2.2.2	Ecuaciones regionales de gastos máximos anuales	9
2.2.3	Envolventes regionales y mundiales de Creager y de Lowry.	11
2.2.4	Aplicación del modelo precipitación-escurremient miento para lluvias máximas anuales en 24 hrs.	11
2.2.5	Calibración del número de escurremient N.	14
2.2.6	Aplicación del modelo con maximización de tormentas.	15
2.2.7	Avenida de diseño adoptada.	18
3.	ESTUDIO DEL TRANSITO DE AVENIDAS.	223
3.1	Tránsito en condiciones actuales.	23
3.2	Tránsito con modificaciones del vertedor.	25
3.3	Estudio del tránsito para otras avenidas menores.	27
3.4	Vertedor controlado con compuertas.	31
3.5	Vertedor mixto.	32

4.	ESTUDIO DEL APROVECHAMIENTO	PAG. 35
4.1	Estrategia 1	35
4.2	Estrategia 2	37
4.3	Estrategia 3	37
4.4	Estrategia 4	38
4.5	Estrategia 5	39
4.6	Estrategia 6	41
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	43

TABLAS

ANEXO

45

#### METODOLOGIAS UTILIZADAS

- Métodos Probabilísticos.	74
- Gumbel Simple.	74
- Gumbel Doble.	75
- Log Pearson III.	78
- Modelo precipitación-escorrentamiento (S P H).	79
- Precipitación máxima probable (P M P).	82
- Tránsito de avenidas por cauces naturales.	83
- Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento.	86
- Funcionamiento de Vaso (Modelo Optima).	89

BIBLIOGRAFIA

92

LAMINAS Y FIGURAS.

## 1. INTRODUCCION

La Presa Adolfo Ruiz Cortines se terminó de construir en el año de 1955, y controla el caudal del Río Mayo, localizado en el municipio de Alamos, estado de Sonora. Se encuentra a 40 kms., aproximadamente al NE de la Ciudad de Navojoa. Sus coordenadas geográficas son: 27° 13'13" latitud N y 109° 06'15" longitud W del meridiano de Greenwich.

Su objeto principal fué el de aprovechar los escurrimientos del Río Mayo para el riego de 70,000 Ha. y la generación de energía eléctrica (12,500 kw), así como para otros usos secundarios.

Una de las razones por la cual se elaboró la revisión hidrológica, es que ocurren durante la temporada de lluvias inundaciones aguas abajo de ésta, siendo una región con una actividad económica importante, incrementar áreas abiertas al cultivo y con esto contribuir al mejoramiento de esa zona.

Así la intención del trabajo es la de proponer alternativas para mejorar el control de avenidas y la oferta del volumen de agua para riego, en la cuenca del Río Mayo.

La zona de la que se viene hablando, está dentro de la región hidrológica No. 9, Sonora, Sur, de acuerdo con la regionalización propuesta por la Subdirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

El río Mayo nace en las faldas de la Sierra Madre Occidental, a elevaciones superiores a 2500 m, en la confluencia de los ríos Rábanos y Barbarocos. Aguas abajo penetra al estado de Sonora y lo cruza siguiendo un rumbo de N a S. Recibe en su recorrido las aportaciones del arroyo Guajaray por su margen derecha y de los arroyos Algodones, San Bernardo, Taymuco, Techobampo y Piedras Negras, por su margen izquierda. Después de recibir las aportaciones del arroyo Quiriego, sale a la planicie costera, conservando un caudal en estiaje bastante importante.

Toda la topografía de la cuenca, hasta el sitio de la presa es muy accidentada, factor que contribuye a que el río tenga un régimen torrencial, el área de la cuenca hasta la presa es de 10,762 km<sup>2</sup>.

Hecha la descripción general de la cuenca se procederá al desarrollo del trabajo de la siguiente manera:

Con el capítulo 2, se hace la revisión de la avenida de diseño que consiste en determinar las avenidas máximas de diseño.

En el capítulo 3, se hace el estudio del tránsito de avenidas, considerando el tránsito en condiciones actuales y el tránsito con modificaciones del vertedor, con sus 2 opciones.

En el capítulo 4, se efectúa el estudio del aprovechamiento

de volúmen de agua, considerando las 6 estrategias aplicadas de utilización del agua embalsada.

Por último el capítulo 5, contiene las conclusiones y recomendaciones a que se llega, según los resultados obtenidos.

Cabe aclarar que al final se incluyen los resultados de los cálculos y datos en un anexo, donde se encuentran las tablas, láminas y figuras, así como también contiene las ecuaciones y modelos matemáticos utilizados.

La cortina de la presa es de enrocamiento, con su obra de toma que se encuentra alojada en la margen izquierda y la obra de excedencias, situada en la margen derecha, constituida por un vertedor de cresta libre (en abanico).

Las características principales de la presa son:

DATOS GENERALES	Capacidad 6 3	Elevación
Corriente: Río Mayo	10 m	m. s. n. m.
Corona (b=10.0 m)	1659.0	143.50
N.A.M.E	1376.0	140.11
Capacidad de Control	361.5	
Cresta del vertedor N.A.M.O.	1014.5	135.00
Almacenamiento útil	914.5	
Capacidad muerta	100.0	107.72
Gasto máximo de la avenida de proyecto.		12,300 m <sup>3</sup> /seg.
Gasto máximo observado (14-I-1949)		6,390 m <sup>3</sup> /seg
Capacidad del cauce (aguas abajo)		300 m <sup>3</sup> /seg
Area de la cuenca		10,762 km <sup>2</sup> .
Escurrimiento anual (1942-1988)		
Máximo		2,356 Mm <sup>3</sup> (1949)
Mínimo		431 Mm <sup>3</sup> (1947)
Promedio		983 Mm <sup>3</sup>
Extracción media anual		790 Mm <sup>3</sup>
Cortina (enrocamiento)		
longitud total de corona		780 m
Altura máxima		72 m
Vertedor (en abanico, de cresta libre)		
Longitud de cresta		330.0 m
Capacidad máxima de descarga (H=5.11 m)		8,000.0 m <sup>3</sup> /seg
Capacidad obra de toma		70.0 m <sup>3</sup> /seg
Gasto máximo derramado		1,934.0 m <sup>3</sup> /seg (12-I-60)



## 2. REVISION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

### 2.1 Información disponible

En primer lugar, se acopló y procesó la información climatológica, hidrométrica y topográfica de la cuenca en estudio, actualizada a 1988; necesaria para llevar a cabo la revisión hidrológica, la cual se especifica a continuación:

#### 2.1.1 Climatológica

Se dispone de los registros de lluvias máximas anuales en 24 horas de las siguientes 18 estaciones: Nuri, Minas Nuevas, Quiriego, La Junta, Tres Hermanos, San Bernardo, Alamos, Concheño, Santa Rosa, Palo Dulce, Cuiteco, Chinipas, Las Panelas, Tezocoma, Batacosa, San Antonio, Yécora y Tezopaco. Los registros de dichas estaciones, se presentan en la tabla 1.

#### 2.1.2 Hidrométrica.

Se cuenta con información de gastos máximos anuales de las estaciones hidrométricas: San Bernardo, Tezocoma y Tres Hermanos, ubicadas las dos primeras dentro de la cuenca en estudio y la otra, un poco aguas abajo de donde se encuentra la cortina de la presa. Los valores correspondientes son los de la tabla 2.

Las dos primeras estaciones empezaron a funcionar a partir de 1960. La estación Tres Hermanos registró los escurrimientos de la cuenca total de 1941 a 1954, de 1955 a 1964, mide las descargas de la presa; a partir de 1965, se cambió la ubicación de la misma un poco aguas arriba, conociéndose ahora con el nombre de Túneles de Mocuzari, y sigue registrando las descargas de la Presa Adolfo Ruiz Cortines.

### 2.1.3 Topográfica

Consiste en cartas topográficas de DETENAL, a escala 1:250,000, Nos. G12-3 (Ciudad Obregón) y H12-12 (Tecoripa). Sobre estas cartas, se delimitó la cuenca en estudio y se subdividió en cuencas pequeñas con el fin de aplicar el modelo precipitación-escurrimiento de la SPH, como se muestra en la figura 1. También se calcularon los valores de las características fisiográficas y parámetros hidrológicos que requiere dicho modelo, los que se presentan en la tabla 3.

### 2.2 Determinación del pico de la avenida de diseño

Debido a que se cuenta con suficiente información hidrométrica y climatológica, el pico de la avenida máxima de diseño se determinó por medio de métodos probabilísticos, el modelo precipitación-escurrimiento desarrollado en la Subdirección de Procesos Hidrológicos (SPH), ecuaciones regionales (según la regionalización de gastos máximos iniciada

en el Plan Nacional Hidráulico y continuada en esta Subdirección) y las envolventes de Creager y de Lowry.

### 2.2.1 Métodos Probabilísticos

La estación San Bernardo controla una área de cuenca de 7510 km<sup>2</sup>; la estación Tezocoma, de 901 km<sup>2</sup>.

La estación hidrométrica Tres Hermanos se encuentra ubicada aproximadamente a 7 kms. aguas abajo de la cortina de la presa. Debido a que el área de cuenca de esta estación (11,040 km<sup>2</sup>) es apenas un poco mayor que la de la presa (10,762 km<sup>2</sup>), es factible definir la avenida de diseño con base en los datos del primer periodo (1941-1954), en caso de que se considere un valor factible.

Los métodos hidrológicos aplicados fueron el Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III. Los resultados que arrojaron se presentan en las tablas 4, 5 y 6. También se graficaron estos resultados en las figuras 2, 3 y 4, junto con los del modelo precipitación-escorrimento respectivamente, con el fin de compararlos y calibrar el número de escurrimiento N, según uno de los dos criterios que se aplican para ello en la SPH.

### 2.2.2 Ecuaciones Regionales de gastos máximos anuales

De acuerdo a la última regionalización de gastos máximos

anuales, que posee esta Subdirección, la cuenca de la Presa Adolfo Ruiz Cortines, queda comprendida dentro de la Región II. Para determinar los parámetros de Gumbel A y B, se utilizaron las siguientes ecuaciones regionales calibradas en la zona:

$$A = \frac{0.01 \quad 0.73 \quad 2.24 \quad 0.71}{S \quad P \quad (PM) \quad L} = 213157.20$$

$$B = \frac{0.040 \quad 1.58}{Ar \quad P} = \frac{17780.34 \quad 0.31}{S}$$

en donde:

Ar= Área de la cuenca (en km<sup>2</sup>)

S= Pendiente del cauce (porcentaje)

P= Precipitación media anual en mm. (calculada sobre planos de isoyetas de 1931 a 1970)

PM= Precipitación máxima en 24 horas (en mm). para un periodo de retorno de 10 años.

L= Longitud del cauce principal en (km).

En la cuenca en estudio se determinaron los valores que a continuación se anotan:

Ar= 10762 km<sup>2</sup>

S= 0.015

P= 672 mm.

PM= 100 mm.

L= 218 km.

Con los valores de A y B, se aplicó la distribución de Gumbel, llegándose a los resultados que se indican en la tabla 7, para periodos de retorno de 10 a 10,000 años.

### 2.2.3 Envolventes regionales y mundiales de Creager y de Lowry

La cuenca del Río Mayo pertenece a la región hidrológica No. 9, de la Subdivisión de la República Mexicana hecha por la Subdirección de Hidrología. Con el área de cuenca de la presa Adolfo Ruiz Cortines, las envolventes mundiales y regionales de Creager y de Lowry produjeron los gastos máximos que se anotan en la tabla 8.

### 2.2.4 Aplicación del modelo precipitación-escorrimento, para lluvias máximas anuales en 24 horas.

Con base en la información hidroclimatológica y topográfica disponible, se aplicó el modelo precipitación-escorrimento, siguiendo los procesos que a continuación se describen, de una manera sucinta.

Antes de describir dichos procesos, se aclara que, como es bien sabido, este tipo de modelos transforma la lluvia

considerada sobre la cuenca en un hidrograma en el sitio de interés. Por lo que es de vital importancia la tormenta de diseño que se le de como dato de entrada. Es por ello que se hace mucho énfasis en este punto, y se aplican tres criterios para calcularla, con el fin de asegurarse que se estén tomando las condiciones más severas.

El primer criterio consiste en efectuar un análisis probabilístico de las lluvias máximas anuales en 24 horas; el otro, en determinar la PMP por el método estadístico de Hershfield; y el último, en maximizar tormentas ocurridas. Primeramente se describe cómo se aplicó el modelo para los dos primeros criterios, junto con la manera de calibrar el valor de N del SCS, que normalmente se sigue en esta Subdirección cuando se utilizan este tipo de tormentas de diseño.

Se delimitó la cuenca total hasta el sitio de estudio y se subdividió en 10 subcuencas para ser congruentes con la teoría del hidrograma unitario en que se basa el modelo (fig. 1). Se calcularon las características principales y parámetros hidrológicos necesarios (tabla 3).

En cada una de las subcuencas se obtuvo la altura de lluvia media total para periodos de retorno de 10 a 10,000 años (tabla 9); así como la PMP por el método estadístico de Hershfield. Las isoyetas obtenidas en la cuenca en estudio, para la PMP de 24 horas, son las de la fig. 5. La PMP en cada subcuenca aparece en

la misma tabla 9.

Como el mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento es el uso del hidrograma unitario, el modelo utiliza la del hidrograma sintético triangular del SCS; por tanto, en función de las características fisiográficas de dichas cuencas, determina el hidrograma unitario para una duración igual a la del tiempo de concentración.

De utilizar la relación propuesta por Ven Te Chow, para calcular la lluvia efectiva en función del número de escurrimiento  $N$  del SCS, se logró el cálculo de lluvias en exceso, para cada subcuenca y diferentes periodos de retorno, así como para la PMP.

Al aplicar el principio de proporcionalidad entre la lluvia efectiva y los hidrogramas unitarios, con la hipótesis de que estas precipitaciones se acumulan en una duración igual a la del hidrograma unitario, se obtienen los hidrogramas de escurrimiento directo por subcuenca.

Para calcular el hidrograma total se lleva a cabo la integración del evento hidrológico de la siguiente manera: se transitan las avenidas de aguas arriba hacia aguas abajo y se suman en los sitios de confluencia, hasta llegar al sitio de entrada a la presa.

Para el tránsito del cauce se utiliza el método de Muskingum, considerando la constante K, igual al tiempo de concentración entre el inicio y el final del tramo sobre el que se va a transitar la avenida; como valor de X se toma el recomendado por Linsley para cauces naturales; o sea,  $X=0.35$ .

De esta manera resumida, es como se aplicó el modelo, y los resultados que se obtuvieron se presentan en la tabla 10; tanto para periodos de retorno de 10 a 10,000 años, como para la PMP.

#### 2.2.5 Calibración del número de escurrimiento N.

Es obvio que si se logra determinar el número de escurrimiento N de una manera confiable, automáticamente queda definido el gasto máximo que es posible esperar.

Dicho valor de N se calibró por medio de la comparación de los gastos obtenidos al aplicar el modelo precipitación-escurrimiento, hasta cada uno de los sitios donde se localizan las estaciones hidrométricas, con los que resultan de aplicar los métodos probabilísticos y las ecuaciones regionales en estos mismos sitios.

Como se puede ver en las figuras 2, 3, y 4, el coeficiente de escurrimiento varía para cada estación, siendo de 65 para la estación San Bernardo, de 75 para la estación Tezocoma y mayor de 75 para Tres Hermanos.



Dado que en 1949 ocurrió un gasto muy alto que solo se aforo en la estación Tres Hermanos (6390 m<sup>3</sup>/seg), por ser la única que en esa fecha funcionaba; se juzga que el número de escurrimiento N, más representativo en condiciones extraordinarias, es el de 90; por tanto, es el que se escogió para los dos primeros criterios de tormentas de diseño.

#### 2.2.6 Aplicación del modelo con maximización de tormentas.

En forma muy resumida diremos que, primeramente, se calibran varias tormentas de las más severas que hayan ocurrido sobre la cuenca; una vez logrado esto, se maximizan las tormentas a los valores máximos que sea factible alcanzar, de acuerdo a las características meteorológicas de la región en que se ubique la cuenca; a continuación, se alimenta el modelo con las alturas de las tormentas maximizadas, para que éste, al transformarlas a escurrimientos, proporcione el hidrograma de la avenida máxima que es posible esperar. De manera un poco más detallada, se describen a continuación los pasos que se siguieron.

##### 2.2.6.1. Calibración de tormentas.

La calibración de tormentas consiste en reproducir con una aproximación aceptable en pico y volumen (generalmente en  $\pm 10\%$ ), el hidrograma de entrada a la presa, al darle al modelo como dato de entrada la lluvia real que generó dicho hidrograma.

En este caso, las tormentas más altas que se han presentado en la cuenca y de las que además, se dispone de información, tanto de alturas de lluvia como de hidrogramas producidos por las mismas, a la entrada a la presa, son las siguientes:

11, 12 y 13 de enero de 1949.

10 y 11 de enero de 1960.

28 y 29 de octubre de 1971.

28 y 29 de diciembre de 1984.

Los hidrogramas de cada una de estas tormentas se presentan, con línea continua, en las figs. 6, 7, 8 y 9 respectivamente. En la tabla 11, se anotan los valores de las alturas de lluvia de cada tormenta, para los días de duración de las mismas.

La calibración de cada tormenta se logró como se explica:

Se le dieron como datos de entrada al modelo los valores de las características fisiográficas, las cuales son constantes en todo el proceso, así como las alturas de lluvia de la tormenta que se estudie.

Se corrió varias veces el modelo, para cada tormenta, variando los coeficientes de Muskingum  $X$  y  $K$ ; así como, los números de escurrimiento  $N$ , hasta lograr que los hidrogramas que produce el modelo, fueran prácticamente iguales a los reales.

Es conveniente aclarar que en cuanto a los valores de  $N$ , se toma en cuenta el efecto de las condiciones de humedad al inicio de la tormenta, a través del índice de precipitación antecedente, como se indica en la fig. 10.

Los hidrogramas generados con el modelo, más aproximados a los reales, se presentan, con línea punteada, en las correspondientes figs. 6, 7, 8 y 9. Ahí mismo, se indican los porcentajes de error en pico y volumen, entre los hidrogramas generados y los reales.

Con base en la comparación de formas de hidrogramas (generados y reales), y debido a que los errores en pico y volumen son menores que el máximo permitido ( $\pm 10\%$ ), se acepta como adecuadamente calibradas las tormentas estudiadas.

Por otra parte, se comprueba que el valor de  $N=90$ , calibrado según el primer criterio, es adecuado; ya que con la tormenta máxima histórica se alcanza el mismo valor de 90.

#### 2.2.6.2 Cálculo de avenidas máximas

Así que se hubo calibrado el modelo para cada una de las tormentas, se puede calcular la avenida máxima que es posible esperar, maximizando la lluvia a valores que difícilmente se pueden superar, según las características climáticas, topográficas y meteorológicas de la cuenca en estudio.

La maximización de tormentas se llevó a cabo de la siguiente manera: Se hizo un análisis probabilístico de lluvias máximas anuales en 24 horas de las 18 estaciones pluviométricas, con influencia en la cuenca en estudio; obteniéndose la altura de lluvia para un período de retorno de 10,000 años, en cada estación, por medio del método de Gumbel Doble. Se calculó el coeficiente que resulta de dividir la altura de lluvia de 10,000 años, entre el correspondiente valor máximo observado, en cada estación pluviométrica.

En la tabla 12 se muestran los valores comentados de las 18 estaciones. También se da la ordenación de los coeficientes de maximización de mayor a menor. El valor promedio resultó ser de 1.96, y la mediana alrededor de 2.00. Por lo que se adoptó como factor de maximización medio en toda la cuenca el valor de 2.00.

Al maximizar las tormentas calibradas y "correr" el modelo, se alcanzaron los valores que se resumen en la tabla 13, que son los valores de pico máximos y los volúmenes de las avenidas máximas, según cada tormenta maximizada.

#### 2.7 Avenida de diseño adoptada

Según las recomendaciones mundiales, la avenida de diseño para una presa de las características que presenta la Adolfo Ruiz Cortines, debe corresponder a un período de retorno de 10,000 años o a la PMP, de acuerdo a las condiciones de seguridad que se acepten.

Del análisis de resultados que se obtuvieron al aplicar los diferentes métodos hidrológicos descritos, se puede comentar lo siguiente:

Los valores que producen las ecuaciones regionales de gastos máximos y las envolventes regionales de Creager y de Lowry, se consideran bajos, y no se cree conveniente adoptarlos como valores de diseño, porque sería muy riesgoso.

Las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, ya se sabe que representan condiciones de seguridad, aunque un tanto conservadoras. Por lo que se puede aceptar como gasto de diseño un valor menor.

Los métodos probabilísticos de Gumbel Doble y Log Pearson III, arrojan gastos con períodos de retorno de 10,000 años, mayores que los de las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, en la estación hidrométrica Tres Hermanos, por lo cual también se descartan.

En cuanto a los valores que produce el modelo precipitación-escorrimento se observa que: los que genera con la PMP por el método estadístico de Hershfield son demasiado grandes. El de la tormenta maximizada de diciembre de 1984, se considera bajo, ya que es del orden de los que se obtienen con los envolventes regionales de Creager y de Lowry; por lo que éstos últimos no se

toman en cuenta, el primero por conservador y el segundo por riesgoso. Los valores de las otras tres tormentas maximizadas, así como el de la tormenta de diseño deducida con el análisis probabilístico de lluvias máximas anuales en 24 horas, se considera que caen dentro de un orden de magnitud aceptable; desde luego, unos más que otros.

El método de Gumbel Simple, aunque se reconoce de antemano que se utilizó un registro corto (14 años) da un valor para 10,000 años (15740 m<sup>3</sup>/seg), que proporciona condiciones de seguridad adecuadas, al igual que dos de los resultados del modelo precipitación-escorrentía (15750 y 15000 m<sup>3</sup>/seg; ver tablas 10 y 13).

En función de los resultados comentados, se sugiere como gasto máximo de la avenida de diseño, el valor que produce el modelo precipitación-escorrentía, más próximo al de Gumbel Simple.

Como forma del hidrograma, se adoptó el que se genera con el modelo precipitación-escorrentía, ajustando la recesión igual a la de los hidrogramas observados, ya que de esta manera representa condiciones de mayor seguridad. Por ejemplo, para 10,000 años, el volumen del hidrograma del modelo precipitación-escorrentía es de 2070 Mm<sup>3</sup>; en cambio, al mayorar el hidrograma máximo histórico de la fig. 6, a un gasto de 15750 m<sup>3</sup>/seg, se tiene un volumen del orden de 1900 Mm<sup>3</sup>.

Con el objeto de comprobar que este volumen de 2070 Mm<sup>3</sup>, sea inferior, o cuando mucho igual, a un cierto valor máximo que sea difícil superar; se realizó un análisis probabilístico de volúmenes mensuales máximos anuales de entrada a la presa. Los resultados son los siguientes, en Mm<sup>3</sup>.

TR (AÑOS)	GUMBEL SIMPLE	LOG PEARSON III	GUMBEL DOBLE
10	698	576	521
20	835	738	668
30	915	876	821
50	1470	1000	1100
100	1153	1246	1458
500	1470	2030	2190
1000	1606	2486	2493
5000	1923	3825	3188
10000	2060	4768	3486

De aquí se ve que, el valor que produce el Gumbel Simple es igual al de la avenida. Los otros dos métodos, arrojan valores muy superiores. Se deduce, entonces, que el volumen de la avenida está dentro de un límite razonable.

En conclusión, en caso de que se decida aceptar una nueva avenida de diseño, se propone que sea la que garantice condiciones de máxima seguridad, para lo cual se propone la de la

fig. 11, cuyos valores característicos principales son:

Q. máx. = 15750 m<sup>3</sup>/seg.

Tiempo pico = 14 horas.

Tiempo base = 120 horas.

Volumen = 2070 Mm<sup>3</sup>.



### 3. ESTUDIO DEL TRANSITO DE AVENIDAS.

Debido a los problemas que se han tenido en los últimos años, en el aspecto del control de crecientes, se estudio el tránsito de avenidas considerando la avenida original de proyecto y la nueva que aquí se propone, tanto en condiciones actuales (vertedor libre), como con modificación del vertedor y sobreelevación de cortina.

#### 3.1 Tránsito en condiciones actuales.

En este caso se utilizaron los valores de diseño del proyecto original, como a continuación se especifica:

Elevación de la corona	= 143.50 m.s.n.m.
Elevación de la cresta vertedora	= 135.00 m.s.n.m.
N.A.M.E. actual de proyecto	= 140.11 m.s.n.m.
Longitud del vertedor libre	= 330.0 m.
Capacidad máxima del vertedor libre	= 8000 m <sup>3</sup> /seg.

Curva de Elevaciones-Capacidades (tomada del boletín hidrológico No. 40)

Curva de gastos de descarga (calculada para un vertedor Creager).

El nivel inicial de los tránsitos se tomó a la elevación de la cresta vertedora (135.00 m.s.n.m.), por ser ésta la condición más crítica.

La avenida original de proyecto tiene un gasto máximo de pico de 12300 m<sup>3</sup>/seg. La forma del hidrograma de la misma, corresponde al hidrograma de la creciente registrada en la estación Tres Hermanos, en el año de 1949, mayorada al valor de 12300 m<sup>3</sup>/seg.

Los resultados que se alcanzaron al transitar esta avenida original de proyecto, son los siguientes:

Elevación máxima = 140.13 m.s.n.m.  
Gasto máximo de descarga = 8035 m<sup>3</sup>/seg.

Como es de esperarse, se reproducen los valores originales de proyecto.

Para la nueva avenida propuesta, fig. 11, al transitarla en las condiciones actuales de la presa se llegó a:

Elevación máxima = 142.285 m.s.n.m.  
Gasto máximo de descarga = 13380 m<sup>3</sup>/seg.

En estas circunstancias, se rebasa el N.A.M.E. actual en 2.17 m. invadiendo el B.L. en 63%; se descarga un gasto muy alto, 13380 m<sup>3</sup>/seg. Estos resultados indican que se requieren fuertes modificaciones, tanto en el vertedor como en la cortina, para lograr restablecer las condiciones de seguridad. Es por

ello que se hicieron los estudios que a continuación se describen:

### 3.2 Tránsito con modificaciones del vertedor.

La solución más conveniente se piensa que sería la modificación de vertedor libre a uno controlado con compuertas, con la correspondiente sobreelavación de la cortina que el análisis revele.

En primer lugar, se estudió el "Anteproyecto de Modificación", que consiste en:

Un vertedor controlado por cinco compuertas de 13 X 16 m;

El umbral de compuertas a la elevación 128 m.s.n.m.;

N.A.M.E. a la elevación 146.50 m.s.n.m.;

Corona a la elevación 150.00 m.s.n.m.;

Sobreelevación de cortina de 6.5 m.

En cuanto al nivel de conservación, se hizo el estudio para los siguientes: 135.00, 135.75, 136.50, 137.23, 137.91, 138.59 y 139.30 m.s.n.m.; que corresponden a capacidades de 1015, 1065, 1115, 1165, 1215, 1265 y 1315 Mm<sup>3</sup>, respectivamente.

Al efectuar los tránsitos con las dos avenidas, se obtuvieron los resultados de la tabla 14, con la avenida aquí propuesta y con la avenida original de proyecto.

Para la avenida con gasto pico de 12,300 m<sup>3</sup>/seg., se regularizó a un máximo de 8,000 m<sup>3</sup>/seg., de acuerdo a como se asienta en el Anteproyecto. En este caso, se observa que para un nivel de conservación de 139.30 m.s.n.m. (1315 Mm<sup>3</sup>), se alcanza un N.A.M.E. de 146.50 m.s.n.m. propuesto en este Anteproyecto; lo que significa que se aumenta la capacidad útil en 300 Mm<sup>3</sup>.

Con la nueva avenida, del análisis de resultados de los tránsitos se infiere que se puede adoptar como nivel de conservación la elevación 136.50 m.s.n.m. (1115 Mm<sup>3</sup>), sin poner en peligro la estructura; ya que se alcanza un N.A.M.E. de 147.18 m.s.n.m. y se logra con ello un bordo libre de 2.80 m, considerando la corona según el "Anteproyecto". De esta manera se aumenta la capacidad útil en sólo 100 Mm<sup>3</sup>.

Por otra parte, se aclara que la avenida máxima de diseño, es más probable que se presente en invierno, debido a que los valores más altos que sirvieron para el análisis, tanto de gastos como de lluvias, se registraron en esta estación.

Con la información en Tres Hermanos de 1941-1954, se calculó la avenida máxima para la estación de verano, la que resultó ser de 2800 m<sup>3</sup>/seg.; mas sin embargo, de acuerdo a los registros de las estaciones hidrométricas San Bernardo y Tezocoma, ambas a partir de 1961, se observa que por lo menos en 1971, ya se superó este gasto.

En la estación San Bernardo, se calculó la avenida de verano para un período de retorno de 10,000 años, que resultó ser de 6550 m<sup>3</sup>/seg. Se transportó dicho valor hasta la entrada de la presa, con relación lineal de áreas y con coeficientes de Creager, obteniéndose los siguientes gastos: relación lineal de áreas = 9380 m<sup>3</sup>/seg.; coeficientes de Creager 7480 m<sup>3</sup>/seg.

Con el modelo lluvia-escurrimiento, al maximizar la tormenta de 1971, se obtuvo un gasto de 10,000 m<sup>3</sup>/seg. Se considera esta avenida como representativa del período de Verano, ya que garantiza las condiciones de mayor confiabilidad. En la fig. 12, se grafican los gastos-períodos de retorno de ambas estaciones lluviosas.

En estas circunstancias, se puede afirmar que la avenida de verano se regula sin ningún peligro, teniendo como nivel de conservación la elevación 139.30 m.s.n.m.; debido a que es menor que la avenida de 12,300 m<sup>3</sup>/seg. ya comentada. Las avenidas para otros períodos de retorno menores se pueden regular con descarga cero, como a continuación se verá.

### 3.3 Estudio del tránsito para otras avenidas menores.

Se hizo el tránsito para la avenida máxima registrada. Se consideró que ésta es la de la fig. 6, con gasto máximo de 6,300 m<sup>3</sup>/seg. y volumen de 770 Mm<sup>3</sup>, incluyendo el gasto base, le corresponde un período de retorno de 200 años, aproximadamente,

de acuerdo a la relación de verano; y de 30 años, aproximadamente, según la relación de invierno.

Dicha avenida se transitó con gastos de regulación de: 250, 500, 1000, 2000 y 3000 m<sup>3</sup>/seg. Los resultados que arrojaron los tránsitos se resumen en la fig. 13. En el eje vertical se anota la elevación inicial del tránsito; en el eje horizontal, la elevación máxima que se alcanza. Cada curva indica el gasto de regulación. Se observa que esta avenida se puede manejar en gastos pequeños, por ejemplo: 500 m<sup>3</sup>/seg., sin ninguna dificultad, incluso para el nivel de conservación más alto (139.40 m.s.n.m.).

También se transitó la avenida con periodo de retorno de 100 años, cuyo gasto es de 8000 m<sup>3</sup>/seg. y volumen de 1050 Mm<sup>3</sup>. En este caso, se regularizó a valores de 250, 500, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000 y 5000 m<sup>3</sup>/seg. Los resultados obtenidos se presentan en la fig.14, con el mismo significado que la fig. 13. Como se puede ver, es posible manejar esta avenida con gastos del orden de 1000 m<sup>3</sup>/seg.

Se efectuó un análisis, que consistió en definir las avenidas que se pudieran regular sin descargas; es decir, para las que no se requieren obras de ampliación del cauce aguas abajo de la presa. Esto se hizo como a continuación se describe:

El labio superior de compuertas cerradas del Anteproyecto está a la elevación de 144.0 m.s.n.m.; a esta elevación le

corresponde un volumen de 1711 Mm<sup>3</sup>. Restando de este volumen los correspondientes a cada elevación de conservación estudiados, se tendrá la capacidad con la cual se pueden regular ciertas avenidas con descarga cero; así:

ELEV. DE CONSERVACION (M.S.N.M.)	ALMAC. DE CONSERVACION (Mm <sup>3</sup> )	CAPACIDAD DISPONIBLE (Mm <sup>3</sup> )
135.00	1015	696
135.75	1065	646
136.50	1115	596
137.23	1165	546
137.91	1215	496
138.59	1265	446
139.30	1315	396

Para las avenidas de verano, se tiene la siguiente relación de periodos de retorno-volumenes, con la forma de la avenida de la fig. 12.

TR (AÑOS)	Q (M <sup>3</sup> /SEG.)	VOLUMEN (Mm <sup>3</sup> )
10	3570	325
20	4286	390
30	4643	423
50	5107	465
100	5714	520
500	7143	650
1000	7856	715
10000	10000	910

Por lo que respecta a las avenidas de invierno, se tiene la siguiente relación, tomando como forma de dicha avenida la de la fig. 12.

TR (AÑOS)	Q (M3/SEG.)	VOLUMEN (Mm3)
2	1000	150
5	2800	400
10	4130	544
15	1750	630
20	5300	698

Del análisis de las tres tablas anteriores, se deduce que: de las avenidas de verano, para el nivel de conservación a la 139.30 m.s.n.m. y capacidad de 1315 Mm3, se regula la avenida con período de retorno de 20 años, sin descargas. En cambio, para las avenidas de invierno, con nivel de conservación a la elevación 135.00 m.s.n.m. y capacidad de 1015 Mm3, se regulan avenidas con período de retorno de hasta 20 años (5300 m3/seg.) y sin descargar nada.

En el período de registro histórico, solamente dos han sido mayores que éstas, las de 1949 y 1971.

De los análisis anteriores se sugiere establecer dos niveles de conservación; una para invierno, del 1° de diciembre al 1° de



abril, que estaría a la elevación 135.00 m.s.n.m. (1015 Mm<sup>3</sup>); y el otro para verano, del 1° de abril al 1° de octubre, con elevación a la 139.30 m.s.n.m. (1315 Mm<sup>3</sup>); en el lapso octubre-noviembre pasar de la elevación 139.30 m.s.n.m. a la 135.00 m.s.n.m., estableciéndose el compromiso de utilizar para riego, generación y otros usos, los 300 Mm<sup>3</sup> de sobrealmacenamiento adicionales a los ingresos que se tengan en esos dos meses.

Por otro lado, debido a que la avenida máxima observada (enero 1949) se puede manejar a gastos de 500 m<sup>3</sup>/seg., sea este el que se utilice para las obras de canalización del río, frente a las zonas urbanas y del Distrito de Riego No. 38.

#### 3.4 Vertedor controlado con compuertas (continuación)

A fin de explorar el mayor número de alternativas posibles, se continuó el estudio del tránsito con vertedor controlado.

Según las características geométricas del canal de descargas, se observa que es factible colocar las compuertas, justo en el sitio donde termina la transición de contracción del vertedor de abanico. Debido a que el ancho del canal es del orden de 100 m, es posible colocar hasta siete compuertas, de las dimensiones de 13 X H.

Es por ello que se estudio el tránsito para seis y siete compuertas. Los niveles de conservación se consideraron desde la

elevación 133 a 137 m.s.n.m. Los umbrales de compuerta se tomaron a 7 y 8 m. por debajo de dichos niveles de conservación, con el fin de tener versatilidad en el manejo de gastos de descarga para regular las avenidas máximas históricas.

Los resultados de los tránsitos para seis compuertas se anotan en la tabla 15, con las dos avenidas que se vienen estudiando. Los de siete compuertas, en la tabla 16.

Desde el punto de vista hidrológico, se observa que siete compuertas pueden ser una buena solución, pues se alcanza una elevación máxima de 144.2 m.s.n.m., apenas 0.70 m por arriba de la corona actual. Con una sobrelevación de 3.5 m de cortina, se restituye un bordo libre de 2.80m. el que se considera suficiente; dado que esta condición es para la nueva avenida propuesta, la cual se estima más confiable.

### 3.5 Vertedor mixto

En este grupo de alternativas se estudió la combinación de vertedor libre y con compuertas. Se trató de aprovechar parte de las condiciones actuales, colocando compuertas en el centro del vertedor y sobrelevando la parte de cresta que queda libre, en ambos lados.

Para que las modificaciones propuestas sean efectivamente una buena solución; es decir, que por lo menos la avenida máxima

histórica se controle al menor gasto posible, que seguramente será el de la canalización aguas abajo de la presa; primeramente se estudió la combinación de 2, 3, 4 y 5 compuertas, con las correspondientes longitudes de vertedor libre, regulando dicha avenida histórica a gastos fijos de 500, 750 y 1000 m<sup>3</sup>/seg.

En otras palabras, se buscó la elevación del vertedor libre, en cada combinación, tal que, al transitar la avenida máxima histórica, y operando en forma combinada el vertedor libre y el controlado, se extraigan gastos máximos de 500, 750 y 1000 m<sup>3</sup>/seg., respectivamente.

Las combinaciones que resuelven el problema planteado, se resumen en la tabla 17. De la observación de los resultados se deduce que, prácticamente, el número de compuertas no influye en la elevación del nivel de la cresta del vertedor libre, que se regulara en función del gasto de descarga que se decida adoptar para la canalización. Por tanto, quizás lo más conveniente sean 2 compuertas o cuando mucho, tres.

Con el fin de definir la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias, se transitaron las dos avenidas (original de proyecto y la propuesta), para las diferentes combinaciones. Los resultados alcanzados se presentan en la tabla 18, para tres compuertas; y en la 19, para dos compuertas.

La mayor utilidad de las compuertas, es el poder regular por lo menos la avenida máxima histórica, a gastos que no causen

problemas aguas abajo de la presa, de acuerdo a la capacidad que se le dé a la canalización del tramo terminal del Río Mayo.

Con base en los resultados de las tablas 18 y 19, a reserva de que el análisis hidroeconómico así lo revele, se observa que la alternativa de vertedor mixto es más desfavorable que la del vertedor controlado con compuertas. Pues, por ejemplo, el nivel más bajo al que se llega es la elevación 144.70 m.s.n.m., con un gasto relativamente alto de canalización (1000 m<sup>3</sup>/seg.), si se pretende que la avenida máxima histórica no cause daños.

En cambio, con el vertedor controlado de 7 compuertas, se llega a la elevación máxima de 144.20 m.s.n.m.; con la ventaja de que la avenida máxima histórica, se puede regular a gastos tan pequeños como se desee, como 500 m<sup>3</sup>/seg.; e incluso, a 300 m<sup>3</sup>/seg., situación esta última, que no requeriría mejoramiento del cauce en el tramo terminal del Río Mayo.

Se insiste en que todas las opiniones que hasta aquí se han vertido, se verán confirmadas o rectificadas, por el análisis hidroeconómico, que será el que en última instancia, indique la mejor alternativa de solución.

#### 4. ESTUDIO DEL APROVECHAMIENTO.

Con el objeto de investigar como se refleja el aprovechamiento medio anual, el incremento del nivel de conservación (capacidad útil), se estudiaron varias estrategias de utilización del volumen de agua embalsada, como a continuación se explica.

##### 4.1 Estrategia 1

Primeramente se realizó el análisis, considerando como política de extracción; la que resulta del promedio de los últimos 5 años. La toma de decisión se hace el 1° de octubre.

Se llevó a cabo la simulación del funcionamiento del vaso, siguiendo dos criterios: uno, considerando la extracción anual constante en todo el período de simulación; el otro, optimizando la extracción, para lo cual se varia la extracción anual, en la simulación, de acuerdo al almacenamiento que se tenga al inicio de cada ciclo anual hidrológico (octubre-septiembre).

Los resultados alcanzados con ambos criterios se resumen en la fig. 15. En el eje vertical se anota la capacidad del nivel de conservación y en el eje horizontal la extracción media anual. Las curvas son para déficits del cero al cinco por ciento. Las líneas continuas son para extracción anual variable (operación optima) y las punteadas para extracción anual constante.

De la comparación de las gráficas se puede concluir que, utilizando el criterio más racional de operación, (extracción anual variable), se logran incrementos de volúmenes aprovechables. Por ejemplo, para el N.A.M.O. actual de proyecto (135.00 m.s.n.m.), con extracción constante que ofrecen 660 Mm3 promedio anuales; en cambio, con extracción anual variable, se logran alrededor de los 790 Mm3 promedio anuales. Es decir, 130 Mm3 de incremento. Lo anterior para 0% de deficiencias. En general, para las demás deficiencias y diferentes niveles de conservación, aproximadamente se mantiene una diferencia de 100 Mm3, entre las dos maneras de programar la extracción.

Por otro lado, también del análisis de las curvas de la fig. 15, se puede observar que el incremento del aprovechamiento medio anual entre estar en el nivel de conservación de 135.00 m.s.n.m. (1015 Mm3) y el de 4.0 m por arriba; esto es a la 139.00 m.s.n.m. (1295 Mm3), es de 50 Mm3, promedio anual con 0% de deficiencia y de 30 Mm3 para el 5% de deficiencia; ello para la política de extracción anual variable. Con la extracción anual constante y porcentaje de deficiencias cero, el incremento es de tan sólo 40 Mm3.

En las tablas 20 y 21, se resumen los principales resultados medios anuales de los funcionamientos de vaso, para los dos criterios de extracción.

De lo anterior, los análisis revelan que, desde el punto de vista del aprovechamiento, no es muy conveniente la

sobreelevación. Se puede lograr más, si en el largo plazo se opera la presa con el criterio óptimo.

#### 4.2 Estrategia 2

En este caso se le dió preponderancia al ciclo invierno-primavera, con extracciones fuertes para riego en noviembre, diciembre y enero, principalmente. El funcionamiento se realizó con el criterio de extracción variable (OPTIMA). La decisión se toma el 1° de octubre.

En la fig. 16 se grafican los valores de los volúmenes que se pueden ofrecer, con diferentes niveles o capacidades de conservación, para déficits de cero al cinco por ciento. En la tabla 22 se resumen los valores medios anuales de extracción, pérdidas por evaporación y derrames.

Se logra un ligero aumento de volúmenes de oferta, para niveles de conservación iguales, que en la estrategia 1, también con el criterio óptimo.

#### 4.3 Estrategia 3

Debido a que la presa se ubica en una región donde los escurrimientos de invierno son muy importantes, se estudió el funcionamiento del vaso, suponiendo que la decisión de

programación de las extracciones se toma el 1° de abril; es decir, se le dió mayor importancia al ciclo primavera-verano, con las mayores extracciones en los meses de junio, julio y agosto.

Los resultados a los que se llegó, se grafican en la fig. 17, con el mismo significado que las dos gráficas inmediatamente anteriores. El resumen de los valores medios anuales se presenta en la tabla 23.

Por los resultados que arroja esta estrategia de operación de la presa, se deduce que es la mejor, de acuerdo al método de análisis que se está aplicando; ya que se logra el mayor aprovechamiento de la presa, para cualquier nivel de conservación que se decida adoptar.

#### 4.4 Estrategia 4

Se estudió la posibilidad de satisfacer las necesidades de riego, que actualmente tiene comprometida la presa, y enviar ciertos volúmenes hacia el Distrito de Riego No. 41, el cual se atiende con la Presa Alvaro Obregón, Son.

Se consideraron capacidades de conservación de 1015, 1115, y 1221.6 Mm<sup>3</sup>, con elevaciones de 135.00, 136.50 y 138.00 m.s.n.m., respectivamente.

Para cada nivel de conservación, se analizaron varias alternativas que consisten en suponer diferentes niveles de la



Presa Adolfo Ruiz Cortines, para los cuales se indica la transferencia de agua, combinados con diferentes volúmenes de extracción media anual de esta presa, para satisfacer los requerimientos propios del Distrito de Riego No. 38.

Los resultados que arrojaron los funcionamientos, se resumen en las tablas 24, 25 y 26, para cada nivel de conservación, respectivamente.

De los resultados se infiere que, los volúmenes aprovechables, bien sea para riego directo o para transferirse a la cuenca del Río Yaqui, no sufren incrementos importantes al sobreelevar la presa; mientras que al disminuir los niveles a partir de los cuales se efectúa la transferencia, se logran mayores incrementos de aprovechamiento, para cada nivel de conservación.

#### 4.5 Estrategia 5

En este caso, se aplicó el modelo desarrollado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, para la asignación de volúmenes de extracción a un vaso.

Dicho modelo considera la naturaleza estocástica de los escurrimientos y jerarquiza las políticas de operación de acuerdo a los beneficios asociados al uso del agua, bien sea para riego o

generación de energía eléctrica, y las generalizaciones por tener almacenamientos bajos.

La solución del sistema se realiza mediante la aplicación de la programación dinámica, específicamente con la técnica propuesta por Howard para el mejoramiento de políticas.

La aplicación del modelo se efectuó con los volúmenes de ingresos anuales, para capacidades máximas de almacenamiento de 1015,1115 y 1221 Mm<sup>3</sup>.

La función de beneficios, en este caso, se definió como  $BENE=22 \cdot V$ , donde V es el volumen de extracción anual en millones de metros cúbicos y 22 es el valor medio, en pesos, asociado a cada metro cúbico de agua destinado al riego.

La función de distribución de probabilidades, de los escurrimientos, empleada, fue:

$$F(q) = \frac{r}{N+1}$$

donde r es el orden que le corresponde a cada uno de los volúmenes de escurrimiento, cuando estos se ordenan de menor a mayor y N es el número de años que integran el registro, en este caso 48.

La función de evaporación se estableció como  $EVA=1294 \cdot AR$ , donde AR, es el área media al cambiar de estado y 1294 la lámina de evaporación media anual, en mm, con el correspondiente factor

de conversión de unidades.

En esta estrategia el volumen de extracción anual resultante para cualquier volumen almacenado fue para las 3 capacidades analizadas el mismo, 2800 Mm<sup>3</sup>., valor que corresponde a la capacidad máxima de la obra de toma, en un año.

#### 4.6 Estrategia 6.

Se aplicó el modelo de Howard, para la misma longitud de registro, pero en este caso se consideraron 2 periodos para cada año, el primero comprende los meses de abril a septiembre y el segundo, el lapso octubre-marzo.

Para el primer periodo la función de beneficios se definió como  $BEN=35 *V$ ; mientras que para el segundo fue  $BEN=10 *V$ .

La lámina de evaporación media para el primer periodo es de 753 mm. y para el segundo de 541 mm.

Los resultados de esta alternativa para las diferentes capacidades de máximas, se muestran en las figuras 18, 19 y 20; en que se presenta el volumen de extracción recomendado para el segundo periodo, octubre-marzo, como función del almacenamiento al 1° de octubre, fecha en que se tomaría la decisión.

Por lo que respecta al primer periodo, abril-septiembre, el volumen recomendado para las tres alternativas y para cualquier almacenamiento al 1° de abril, fecha de la toma de decisión, es

de 1400 Mm3.

Es conveniente aclarar que, por el alto valor de los beneficios durante el primer periodo, este resultado debe interpretarse en el sentido de programar el máximo volumen que pueda consumir el Distrito de Riego.

Otro señalamiento importante es que, para el segundo periodo, al considerar un mismo volumen almacenado, para las tres capacidades analizadas, la variación que existe en los volúmenes de extracción es mínima.

Por otra parte, en este análisis, la variación de las políticas de extracción, depende fundamentalmente, dado el registro de escurrimientos y su función de distribución de probabilidades, de los valores que se asignen a los parámetros económicos y de manera poco significativa de las modificaciones de la capacidad de la presa.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados hasta ahora obtenidos y desde el punto de vista hidrológico, se dedujeron las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Se propone como nueva avenida de diseño, para la Presa Adolfo Ruiz Cortines, la fig. 11, cuyos valores característicos principales son:  $Q$  máx. 15750 m<sup>3</sup>/seg; volumen 2070 MM<sup>3</sup>; tiempo pico 14 horas y tiempo base 120 horas.
- Los tránsitos de esta avenida, revelan que se requieren modificaciones sustanciales al vertedor y a la altura de la cortina, para garantizar condiciones de seguridad de la presa y moradores aguas abajo.
- Dadas las características de desarrollo de la zona de aguas abajo de dicha presa, es necesario evitar que, por lo menos, las avenidas máximas históricas no causen daños.
- La solución más adecuada puede ser, el cambio a un vertedor controlado con compuertas y la correspondiente sobreelevación de cortina; para lo cual se propone: siete compuertas de 13 x 16 m; umbral a la elevación 128 m.s.n.m.; sobreelevación de cortina de 3.5 m. Las avenidas máximas históricas se pueden regular a gastos de hasta 300 m<sup>3</sup>/seg.

- Otra alternativa que se ve conveniente, es la adopción de un vertedor mixto, que consiste en: dos compuertas de 9 x 14 m, con umbral a la elevación 128 m.s.n.m., colocados en el centro del vertedor actual. Se debe sobreelevar la cresta de la parte del vertedor libre, a la elevación necesaria para que al presentarse la avenida máxima histórica, se tenga una descarga igual a la capacidad que se decida darle al tramo terminal del Río Mayo; esto es, 139.0 m para 1000 m<sup>3</sup>/seg; 140.0 m para 750 m<sup>3</sup>/seg; y 141.0 m para 500 m<sup>3</sup>/seg.

- En cuanto al aprovechamiento, en primer lugar se puede afirmar que aumentos en la capacidad de conservación, no redundan en incrementos atractivos de volúmenes de oferta.

- Con los criterios determinísticos de funcionamiento de vaso, se encontró que desde el punto de vista del aprovechamiento, es aconsejable seguir con el nivel actual de conservación, adoptando una mejor estrategia de extracción. El mayor volumen de aprovechamiento medio anual, se alcanza al tomar la decisión para programar la extracción, el día 1° de abril; es decir, dándole mayor importancia al ciclo primavera-verano.

- Con el criterio estocástico, también se llega a la conclusión de que no se incrementan sensiblemente los volúmenes de oferta, al aumentar la capacidad de conservación. El mayor aprovechamiento de los volúmenes de escurrimiento de la cuenca de la presa en estudio, se alcanza al establecer una política óptima de extracción.

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

REGISTRO DE LLUVIAS MÁXIMAS ANUALES EN 24 HRS. (mm)

AÑO	NURI	MINAS NUEVAS	QUIRIEGO	LA JUNTA	TRES HERMANOS	SAN BERNARDO	AIAMOS
1926	87	-	-	-	-	-	-
1927	67	52	-	-	-	-	-
1928	54	31	49	-	-	-	-
1929	-	131	53	-	-	-	-
1930	-	164	130	-	-	-	-
1931	-	75	124	-	-	-	-
1932	-	114	64	-	-	-	-
1933	82	102	50	-	-	-	-
1934	-	122	100	-	-	-	-
1935	80	65	52	-	-	-	-
1936	100	83	82	28	-	-	-
1937	73	116	60	31	-	-	-
1938	78	85	65	40	-	-	-
1939	-	77	53	43	-	-	-
1940	-	53	50	40	-	-	-
1941	-	94	65	35	-	-	-
1942	-	144	71	42	58	-	-
1943	-	75	70	34	79	-	-
1944	-	42	-	22	45	35	-
1945	84	100	85	21	83	-	-
1946	45	61	75	33	66	40	57
1947	44	31	80	20	68	-	80
1948	57	180	85	33	59	36	77
1949	66	70	50	57	71	85	106
1950	114	81	-	60	80	-	103
1951	73	89	-	28	98	65	63
1952	64	64	-	39	97	92	73
1953	57	37	-	29	40	88	86
1954	44	78	80	34	78	47	87
1955	59	85	70	72	82	56	81
1956	56	51	72	33	58	-	82
1957	60	108	95	49	59	99	70
1958	71	145	70	33	111	93	69
1959	65	70	78	27	154	100	81
1960	80	103	-	29	85	80	88
1961	70	47	42	30	60	160	64
1962	95	82	58	41	36	-	52
1963	80	44	88	37	88	-	50
1964	49	52	76	34	37	45	42
1965	68	89	94	48	80	93	114

TABLA 1  
(continúa)

ARO	CONCHERO	SANTA ROSA	PALO DULCE	CUITECO	CHINIPAS	LAS PANELAS
1926						
1927						
1928						
1929						
1930						
1931						
1932						
1933	51					
1934	29					
1935	39					
1936	48					
1937	60					
1938	-					
1939						
1940						
1941						
1942						
1943						
1944						
1945						
1946						
1947	36					
1948	68					
1949	73					
1950	64					
1951	72					
1952	75					
1953	38					
1954	57					
1955	67	100				
1956	57	34				
1957	47	88				
1958	53	65	95			
1959	51	50	117			
1960	75	85	85			
1961	80	53	-	44	67	71
1962	40	73	59	61	78	61
1963	67	41	89	82	88	112
1964	24	89	62	56	55	58
1965	80	70	117	60	78	87

TABLA 1  
(continúa)



AÑO	NURI	MINAS NUEVAS	QUIRIBO	LA JUNTA	TRES HERMANOS	SAN BERNARDO	ALAMOS
1966	70	71	42	39	64	43	68
1967	50	55	66	31	70	-	45
1968	56	83	112	29	49	68	124
1969	82	80	120	22	58	83	127
1970	70	80	62	23	49	92	49
1971	78	92	161	43	72	109	93
1972	63	68	48	27	50	67	85
1973	50	93	59	42	51	41	156
1974	47	87	78	36	118	-	134
1975	-	80	37	43	70	48	55
1976	-	47	49	31	68	68	70
1977	106	54	50	43	54	49	63
1978	80	58	54	35	61	91	95
1979	40	51	82	30	53	80	82
1980	88	77	81	57	58	43	152
1981	79	114	60	31	42	93	102
1982	20	66	55	36	80	90	89
1983	-	72	112	75	73	68	81
1984	35	32	33	38	27	78	32
1985	46	44	49	53	62	59	49
1986	77	67	53	69	79	65	62
1987	58	89	61	56	96	92	77
1988	66	70	96	72	90	88	82

TABLA 1  
(continúa)

AÑO	CONCHEGO	SANTA ROSA	PALO DULCE	CUITECO	CHINIPAS	LAS PANELAS
1966	50	68	90	58	58	57
1967	38	98	74	63	72	88
1968	28	87	92	49	45	60
1969	38	85	84	82	53	73
1970	28	Susp.	70	57	48	59
1971	Susp.		137	87	60	139
1972			81	57	57	65
1973			72	44	83	53
1974			63	59	83	58
1975			46	49	27	68
1976			56	61	68	75
1977			80	48	37	54
1978			107	68	59	67
1979			103	78	62	45
1980			76	54	68	56
1981			100	63	79	50
1982			85	77	54	74
1983			72	71	49	71
1984			66	42	18	47
1985			84	38	36	55
1986			57	57	53	89
1987			69	77	66	78
1988			78	59	72	91

TABLA 1  
(continúa)

AOO	TEZOCOMA	BATACOAS	SAN ANTONIO	YECORA	TEZOPACO
1960					
1961					
1962	83				
1963	71				
1964	94	68			81
1965	42	55			61
1966	52	91	107		61
1967	67	40	78	33	61
1968	102	68	44	68	53
1969	45	56	96	55	70
1970	123	39	54		86
1971	157	66	134	45	110
1972	52	56	120	68	60
1973	60	76	susp.	49	122
1974	75	88		45	92
1975	85	46		53	61
1976	44	61		58	70
1977	58	56		90	57
1978	46	29		80	80
1979	83	68		60	68
1980	60	109		102	83
1981	107	86		140	79
1982	78	95		53	66
1983	56	57		62	90
1984	47	60		88	80
1985	51	85		96	93
1986	65	95		77	72
1987	76	56		68	59
1988	83	79		81	68

TABLA 1

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS ANUALES EN (m<sup>3</sup>/seg.)

ESTACIONES HIDROMETRICAS

ARO	TRES HERMANOS	SAN BERNARDO	TEZOCOMA
1941	603		
1942	775		
1943	880		
1944	674		
1945	392		
1946	1159		
1947	319		
1948	1212		
1949	6390		
1950	437		
1951	400		
1952	574		
1953	368		
1954	273		
1955	670		
1956	51		
1957	50		
1958	51		
1959	340		
1960	1934	279(4635)**	
1961	233	1160	534
1962	60	726	167
1963	59	1041	246
1964	138	897	210
1965	71 *	1328	26
1966	90	941	274
1967	55	1114	66
1968	140	498	240
1969	62	559	25

TABLA 2  
(continúa)

\*\* GASTO ESTIMADO POR SECCION Y PENDIENTE.

ARO	TRES HERMANOS	SAN BERNARDO	TEZOCOMA
1970	52	534	142
1971	96	3435	1668
1972	69	713	125
1973	72	1132	567
1974	-	931	334
1975	-	398	138
1976	-	650	55
1977	-	753	259
1978	-	826	319
1979	-	1420	211
1980	-	914	604
1981	-	1233	449
1982	-	846	326
1983	-	952	532
1984	-	680	278
1985	-	826	465
1986	-	738	633
1987	-	972	378
1988	-	690	592

▪ Se cambió de lugar la estación.

TABLA 2

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

SUBCUENCA	AREA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD (km)	DESNIVEL (m)	tc (horas)
1	919	70	1945	6.94
2	916	64	1945	6.26
3	1276	80	1836	8.29
4	993	76	2036	7.50
5	1503	73	2180	6.98
6	929	65	1780	6.60
7	974	52	2245	4.66
8	1063	58	2369	5.18
9	901	45	689	6.22
10	1288	79	1219	9.56

TABLA 3

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
 RESULTADOS DE LOS METODOS PROBABILISTICOS

ESTACION SAN BERNARDO

tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG PEARSON III
10	2360	1950	2170
20	2860	2500	2750
30	3140	2960	3050
50	3500	3360	3400
100	3980	4170	3870
500	5100	6680	4920
1000	5580	8020	5370
10000	7190	14650	6850

TABLA 4

ESTACION TEZOCOMA

tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG PEARSON III
10	910	720	650
20	1140	930	960
30	1270	1100	1220
50	1440	1260	1560
100	1660	1440	2010
500	2190	1920	2980
1000	2410	2150	3390
10000	3170	2850	4740

TABLA 5

ESTACION TRES HERMANOS

tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG PEARSON III
10	4130	1800	1905
20	5300	4560	3255
30	5980	5940	4780
50	6840	7555	6610
100	8000	9645	10995
500	10700	14320	43365
1000	11870	16310	62000
10000	15740	22890	345435

TABLA 6

RESULTADOS DE LAS ECUACIONES REGIONALES

Tr (Años)	Q(m <sup>3</sup> /seg.)
10	1859
20	2393
30	2700
50	3084
100	3603
500	4800
1000	5315
10000	7014

TABLA 7



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

VALORES QUE PRODUCEN LOS ENVOLVENTES DE CREAGER Y LOWRY

(en m<sup>3</sup>/seg.)

	Creager	Lowry
Mundial	19,150	21,520
Regional	6,450	6,450

TABLA 8

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

ALTURAS DE LLUVIA EN cm

MEDIA TOTAL

Tr (Años)	S U B C U E N C A S									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	7	6	11	8	10	10	11	12	10	11
20	9	7	12	9	12	12	12	14	12	12
30	9	8	13	9	12	13	13	15	12	13
50	10	8	14	10	13	14	14	16	13	14
100	11	9	16	11	15	15	15	18	15	16
500	14	11	20	13	18	18	18	21	18	19
1000	15	12	21	14	19	20	20	23	19	21
10000	19	15	26	17	24	24	25	29	23	26
PMP	48	43	55	47	53	52	54	59	51	55

TABLA 9

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

GASTOS MAXIMOS QUE PRODUCE EL MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

(EN M3/seg)

Tr (Años)	N	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10		710	1100	1550	2065	2640	3280	3985	4760	5610
20		1095	1580	2130	2730	3395	4115	4890	5730	6630
30		1345	1885	2485	3140	3850	4610	5425	6295	7225
50		1680	2290	2955	3670	4435	5245	6105	7010	7970
100		2175	2875	3620	4415	5250	6125	7035	7990	8975
500		3475	4365	5290	6245	7225	8220	9240	10270	11320
1000		4090	6060	6055	7070	8100	9145	10200	11265	12335
10000		6320	7525	8730	9930	11115	12285	13300	14590	15750
PMP		22720	24830	26775	28577	30250	31800	33250	34600	35900

TABLA 10

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

PRECIPITACIONES DIARIAS DE LAS TORMENTAS CALIBRADAS

EN MM.

ESTACION	ENERO 1949			ENERO 1960		OCTUBRE 1971		DICIEMBRE 1984	
	11	12	13	10	11	28	29	28	29
TRES HNOS.	3.7	9.4	57.5	58.0	10.5	46.0	11.0	27.4	12.0
PSA. ARC.	-	-	-	51.0	12.0	60.9	12.5	21.8	31.0
ALAMOS	0.0	22.2	71.8	0.0	52.5	24.5	20.0	18.0	32.0
MINA NVA.	5.5	16.5	70.0	60.0	10.0	20.0	23.0	20.0	32.0
QUIRIEGO	0.0	20.0	50.0	80.0	30.0	161.0	42.0	33.0	19.0
NURI	9.0	55.0	0.0	20.0	0.0	5.0	0.0	35.0	20.0
S. BERNARDO	6.0	40.0	85.0	80.0	40.0	57.0	0.0	40.0	36.0
CHINIPAS	48.0	63.0	3.0	38.0	0.0	27.3	1.5	45.0	30.0
STA. ROSA	-	-	-	85.0	27.0	86.0	11.0	45.0	20.0
TRINIDAD	16.5	36.0	116.2	-	-	-	-	50.0	20.0
YECORA	50.0	45.0	42.0	107.0	89.0	10.0	0.0	52.0	25.0
CONCHERO	0.0	0.0	24.0	75.0	45.0	10.0	22.0	42.0	32.0

TABLA 11

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

DETERMINACION DEL FACTOR DE MAXIMIZACION DE TORMENTAS

E S T A C I O N	VALOR MAXIMO OBSERVADO (mm)	10,000 Tr (mm)	ORDENADA DE MAYOR A MENOR
Santa Rosa	100	246	2.46
Concheño	80	190	2.38
Yecora	140	305	2.18
Chinipas	88	183	2.08
Batacosa	109	226	2.07
P. Adolfo R. Cortines	151	311	2.06
Tezocoma	157	315	2.01
Alamos	156	313	2.01
Palo Dulce	137	274	2.00
Nuri	114	210	1.92
Tezopaco	122	229	1.89
Cuilteco	87	161	1.85
Minas Nuevas	180	320	1.78
San Bernardo	160	283	1.77
Las Panelas	139	246	1.77
Quirlego	161	282	1.75
Tres Hermanos	154	253	1.64
La Junta	75	121	1.61

SUMA= 35.22  
 PROMEDIO= 2.00  
 \*MEDIANA= 2.00

TABLA 12

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES

RESULTADOS DEL MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO CON LLUVIAS  
MAXIMIZADAS

Tormenta	Valores máximos	
	Qp (m3/seg)	Vol (Mm3)
Enero de 1949	15,000	1450
Enero de 1960	13,200	1020
Octubre de 1971	10,000	910
Diciembre de 1984	7,550	730

TABLA 13

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO POR VERTEDOR CONTROLADO, 5 COMPUERTAS

( 13 X H m )

NIVEL DEL UMBRAL DE COMPUERTAS (m.s.n.m.)	NIVEL DE CONSERVACION (m.s.n.m.)	AVENIDA ORIGINAL DE PROYECTO ( 12300 m <sup>3</sup> /seg. )		AVENIDA PROPUESTA POR LA SPH ( 15750 m <sup>3</sup> /seg. )	
		ELEV. MAX. AL- CANZADA (msnm)	Q. DESCARGA (m <sup>3</sup> /seg.)	ELEV. MAX. AL- CANZADA (msnm)	Q. DESCARGA (m <sup>3</sup> /seg.)
128.00	135.00	143.450	8000	146.325	9500
128.75	135.75	143.927	8000	146.695	10000
129.50	136.50	144.689	8000	147.184	10000
130.00	137.23	145.533	8000	147.471	11000
131.00	137.91	145.723	8000	147.550	11000
131.50	138.59	145.833	8000	147.630	11000
132.00	139.30	146.700	8000	147.700	11000

TABLA 14

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO POR VERTEDOR CONTROLADO, 6 COMPUERTAS

(13 X H m)

NIVEL DEL UMBRAL DE COMPUERTAS (m.s.n.m.)	NIVEL DE CONSERVACION (m.s.n.m.)	AVENIDA ORIGINAL DE PROYECTO (12300 m <sup>3</sup> /seg.)	AVENIDA PROPUESTA POR LA SPH (15750 m <sup>3</sup> /seg.)		
		ELEV. MAX.AL- CANZADA (msnm)	Q.DESCARGA (m <sup>3</sup> /seg.)	ELEV. MAX.AL- CANZADA (msnm)	Q.DESCARGA (m <sup>3</sup> /seg.)
125	133	140.723	8200	142.597	10500
126	133	141.220	8200	143.530	10500
126	134	141.501	8200	143.768	9800
127	134	142.031	8200	144.236	9800
127	135	142.263	8200	144.500	9800
128	135	142.936	7680	145.005	9800
128	136	143.138	8200	145.231	9800
129	126	143.755	7400	145.730	9000
129	137	144.008	8200	145.987	9700
130	137	144.506	7400	146.426	9000

TABLA 15



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO POR VERTEDOR CONTROLADO, 7 COMPUERTAS

(13 x H m)

NIVEL DEL UMBRAL DE COMPUERTAS (m.s.n.m.)	NIVEL DE CONSERVACION (m.s.n.m.)	AVENIDA ORIGINAL DE PROYECTO (12300 m3/seg.)	AVENIDA PROPUESTA POR LA SPH (15750 m3/seg.)		
		ELEV. MAX. AL- CANZADA (msnm)	Q.DESCARGA (m3/seg.)	ELEV. MAX. AL- CANZADA (msnm)	Q.DESCARGA (m3/seg.)
125	133	139.842	8600	141.984	11350
126	133	140.519	8600	142.597	10500
126	134	140.792	8600	142.854	10500
127	134	141.295	8600	143.404	10500
127	135	141.559	8600	143.654	10500
128	135	142.108	8600	144.175	10500
128	136	142.413	8600	144.415	10500
129	136	143.014	8600	145.020	10500
129	137	143.307	8600	145.214	10500
130	137	143.936	7950	145.786	9500

TABLA 16

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA HISTORICA

Q max. = 6390; Vol. 770 Mm3

---

Q DESCARGA \*ELEVACION DE LA CRESTA DEL VERTEDOR LIBRE (m.s.n.m.)

---

(m3/seg) 2 COMPUERTAS+ 3 COMPUERTAS+ 4 COMPUERTAS+ 5 COMPUERTAS+

---

500	141.03	140.97	140.93	140.87
750	139.97	139.88	139.83	139.76
1000	139.21	139.11	139.04	138.96

---

\* Se trata de encontrar la elevación de la cresta del vertedor libre, de tal manera que se controle la avenida máxima histórica con gastos de descarga de 500, 750 y 1000 m3/seg. para un vertedor mixto.

+ Compuertas de 9 X H m.

TABLA 17

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LAS AVENIDAS  
DE PROYECTO ORIGINAL Y LA PROYECTADA

(3 COMPUERTAS DE 9 X H, UMBRAL A LA ELEVACION 128 m.s.n.m.)

SE INICIA EL TRANSITO A LA ELEVACION 135.00 m.s.n.m.

ELEV. INICIAL (mnm)	AVENIDA ORIGINAL DE PROYECTO 12,300 m3/seg.	AVENIDA PROPUESTA POR LA 8PH 15,750 m3/seg.	ELEV.MAX. Q SALIDA ALCANZADA (m3/seg)	ELEV.MAX. Q SALIDA ALCANZADA (m3/seg)	GASTO FIJO PARA LA MAX.HISTORICA
ELEV.DE VERT. LIBRE	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	(m3/seg)	(m3/seg)	(m.s.n.m)
140.97	144.90	7515	146.10	10200	(500)
139.88	144.20	8160	145.40	10800	(750)
139.11	143.50	8600	144.70	11500	(1000)

TABLA 18

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESULTADOS DEL TRANSITO DE LAS AVENIDAS  
DE PROYECTO ORIGINAL Y LA PROYECTADA

(2 COMPUERTAS DE 9 X H, UMBRAL A LA ELEVACION 128 m.s.n.m.)

SE INICIA EL TRANSITO A LA ELEVACION 135.00 m.s.n.m.

ELEV. INICIAL (msnm)	AVENIDA ORIGINAL DE PROYECTO 12,300 m3/seg.	AVENIDA PROPUESTA POR LA SPH 15,750 m3/seg.	ELEV.MAX. Q SALIDA ALCANZADA (m3/seg)	ELEV.MAX. Q SALIDA ALCANZADA (m3/seg)	GASTO FIJO PARA LA MAX.HISTORICA (m3/seg)
ELEV.DE VERT. LIBRE	ELEV.MAX. ALCANZADA (m.s.n.m)	ELEV.MAX. ALCANZADA (m.s.n.m)			
140.97	145.30	7400	146.50	9600	(500)
139.88	144.70	7900	145.80	10600	(750)
139.11	144.10	8000	145.40	10600	(1000)

TABLA 19

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESUMEN DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE EXTRACCION  
MEDIA ANUAL CONSTANTE

CAPACIDAD DE CONSERVACION (Mm3)	EXTRACCION MEDIA ANUAL (Mm3)					
	0%	1%	2%	3%	4%	5%
1015.00	660	740	765	780	815	835
1081.47	680	750	775	795	825	845
1148.44	770	760	790	815	835	855
1221.62	720	770	800	820	845	865
1294.80	740	785	810	830	850	875

EVAPORACION MEDIA ANUAL (Mm3)						DERRAME MEDIO ANUAL (Mm3)					
0%	1%	2%	3%	4%	5%	0%	1%	2%	3%	4%	5%
69	60	58	54	52	51	220	150	135	116	106	107
70	62	60	56	54	53	179	138	123	106	98	93
70	64	61	58	56	55	138	125	110	96	90	84
72	66	63	60	59	57	130	112	100	89	82	75
73	67	65	63	61	58	122	100	90	82	73	65

Escorrentamiento medio anual 932 Mm3. (período 1942-1982)

TABLA 20

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

RESUMEN DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO CON EXTRACCIÓN ANUAL VARIABLE (ÓPTIMA)

CAPACIDAD DE CONSERVACION	EXTRACCIÓN MEDIA ANUAL					
	0%	1%	2%	3%	4%	5%
1015	793	835	850	862	871	877
1081.47	817	850	964	876	883	888
1148.44	832	863	867	885	891	896
1221.62	838	876	886	893	897	900
1294.80	843	889	896	899	902	904

EVAPORACION MEDIA ANUAL (Mm3)						DERIVAME MEDIO ANUAL (Mm3)					
0%	1%	2%	3%	4%	5%	0%	1%	2%	3%	4%	5%
53	46	43	41	39	37	93	68	57	47	41	37
53	47	43	41	39	37	84	61	49	40	35	32
54	47	44	41	39	38	68	47	36	30	26	24
56	47	45	42	40	39	61	37	30	26	24	22
59	47	45	42	41	39	54	26	23	22	21	20

Escorrentamiento medio anual 937 Mm3 (período 1942-1982)  
Se toma la decisión el 1° de octubre

TABLA 21

"REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON."  
RESUMEN DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO CON EXTRACCION ANUAL  
VARIABLE (OPTIMA)

CAPACIDAD DE CONSERVACION (Mm3)	EXTRACCION MEDIA ANUAL (Mm3)					
	0%	1%	2%	3%	4%	5%
1014.50 (135)	764	829	846	855	864	871
1081.47 (136)	794	833	849	857	863	869
1148.44 (137)	808	863	877	886	891	896
1221.62 (138)	833	876	888	895	898	902
1294.80 (139)	858	889	899	904	906	908

EVAPORACION MEDIA ANUAL (Mm3)						DERRAME MEDIO ANUAL (Mm3)					
0%	1%	2%	3%	4%	5%	0%	1%	2%	3%	4%	5%
52	42	39	37	36	34	153	98	85	78	71	67
50	43	40	38	36	35	109	77	64	58	53	49
54	43	40	38	36	35	107	67	56	49	46	43
53	44	41	39	37	36	82	54	45	40	38	36
52	45	42	40	38	37	64	40	33	30	29	29

Escurrimiento medio anual 983 Mm3 (periodo 1942-1984)

Demandas 1984 - 1985.

Se toma la desición el 1° de octubre.

TABLA 22

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
RESUMEN DE RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE EXTRACCION  
ANUAL VARIABLE

CAPACIDAD DE CONSERVACION		EXTRACCION MEDIA ANUAL					
(Mm3)	(m)	0%	1%	2%	3%	4%	5%
1014.50	(135)	800	861	886	893	899	904
1081.47	(136)	820	873	894	901	906	911
1148.44	(137)	829	884	902	909	912	917
1221.62	(138)	846	893	907	914	918	921
1294.80	(139)	865	901	913	919	923	926

EVAPORACION MEDIA ANUAL (Mm3)						DERRAME MEDIO ANUAL (Mm3)					
0%	1%	2%	3%	4%	5%	0%	1%	2%	3%	4%	5%
57	48	42	39	37	35	112	61	44	40	37	35
58	48	42	40	37	36	91	49	37	34	31	39
58	48	43	40	39	37	69	39	32	29	26	24
60	49	43	40	39	38	5	30	26	24	22	20
61	49	44	41	39	38	44	21	20	19	18	17

Escurrimiento medio anual 983 Mm3 (periodo 1942-1984)

Demandas (1982-1983)

Se toma la desición el 1° de abril

TABLA 23



REVISIÓN HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

ALTERNATIVA 1.- CAPACIDAD TOTAL 1015 Mm3 (135.00 m.s.n.m.)

•Extracción media anual propuesta 700 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
900	128.5	698.1	136.7	0
950	92.1	698.1	170.1	0
1015	0	698.1	258.3	0

•Extracción media anual propuesta 750 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
900	112.1	740.7	115.4	1.0
950	80.7	741.5	143.6	1.0
1015	0	779.8	186.6	0.7

•Extracción media anual propuesta 800 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	142.5	767.6		4.7
850	121.8	767.6		3.4
900	97.9	771.6	102.2	3.3
950	70.0	774.9	124.8	2.9
1015	0	779.8	186.6	2.3

•Extracción media anual propuesta 850 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	128.5	792.6	58.1	6.5
850	106.8	796.7	73.4	6.0
900	85.9	800.8	87.9	5.5
950	62.0	804.1	106.4	5.1
1015	0	809.4	160.2	4.5

V.E.M. = Volumen exportado medio  
 E.M.A. = Extracción media anual  
 TRANS. = Transferencia  
 DERR. = Derrame medio anual  
 DEF. = % de déficit en todo el periodo

TABLA 24

REVISIÓN HIDROLOGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

ALTERNATIVA 2. = CAPACIDAD TOTAL 1115 Mm3. (138.50 m.s.n.m.)  
 \*Extracción media anual propuesta 700 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
900	172.6	698.1	89.1	0
950	150.1	698.1	108.4	0
1015	115.4	698.1	139.2	0
1115	0	698.1	249.3	0

\*Extracción media anual propuesta 750 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
900	149.6	740.7	74.4	1.0
950	127.6	742.1	92.4	0.8
1015	97.9	743.6	117.1	0.6
1115	0	745.0	208.4	0.4

\*Extracción media anual propuesta 800 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	168.4	764.6	39.6	4.6
850	152.2	767.6	50.7	3.8
900	131.9	771.6	64.7	3.3
950	111.5	775.5	78.9	2.8
1015	82.4	780.4	99.9	2.2
1115	0	785.4	172.6	1.6

\*Extracción media anual propuesta 850 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	194.4	793.6	32.3	6.4
850	135.7	796.7	40.9	6.0
900	118.3	800.8	52.0	5.5
950	98.6	804.8	65.4	5.1
1015	72.0	810.1	83.7	4.4
1115	0	817.3	144.7	3.6

V.E.M. = Volumen exportado medio  
 E.M.A. = Extracción media anual  
 TRANS. = Transferencia  
 DERR. = Derrame medio anual  
 DEF. = % de déficit en todo el periodo.

TABLA 25

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

ALTERNATIVA 3.- CAPACIDAD TOTAL 1221.6 Mm3 (138.00 m.s.n.m.)

\*Extracción media anual propuesta 700 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
900	177.1	740.7	42.6	1.0
950	161.0	742.1	55.2	1.0
1015	137.9	743.6	73.4	0.6
1115	95.3	745.4	108.6	0.3
1221.6	0	746.8	197.5	0.2

\*Extracción media anual propuesta 800 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	180.7	765.7	21.7	4.0
850	168.5	769.7	27.7	3.5
900	158.0	772.7	33.3	3.1
950	143.4	775.5	43.3	2.8
1015	119.2	780.4	59.4	2.2
1115	81.1	786.0	86.9	1.5
1221.6	0	787.9	161.5	1.3

\* Extracción media anual propuesta 850 Mm3

ALM. INIC. PARA TRANS.	V.E.M.	E.M.A.	DERR.	DEF.
800	159.0	749.7	17.3	6.3
850	148.3	798.7	21.8	5.8
900	139.0	801.9	26.2	5.4
950	127.5	804.8	32.9	5.1
1015	105.2	810.1	46.9	4.4
1115	68.6	817.9	71.5	3.5
1221.6	0	824.9	128.7	2.7

V.E.M. = Volumen exportado medio  
 E.M.A. = Extracción media anual  
 TRANS. = Transferencia  
 DERR. = Derrame medio anual  
 DEF. = % de déficit en todo el período

TABLA 26

## METODOLOGIAS UTILIZADAS

### Métodos Probabilísticos.

Los modelos probabilísticos que se aplicaron en este trabajo fueron:

- Gumbel Simple
- Gumbel Doble
- Log Pearson III
  
- Gumbel Simple

Este modelo propone un ajuste de la muestra por medio de mínimos cuadrados de acuerdo a la ecuación:

$$Y = B + A \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1}$$

Donde:

Y= Gasto máximo relacionado con el periodo de retorno, en m<sup>3</sup>/seg.

Tr= Periodo de retorno, en años

A,B= Parámetros de la distribución de probabilidades, a determinar por medio de regresión lineal.

$$A = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$B = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

y = Gasto máximo anual observado en m<sup>3</sup>/seg.

$$x = \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1}$$

$$Tr = \frac{n+1}{m}$$

n = Número de años de registro

m = Número de orden del gasto máximo anual en el análisis (del mayor al menor).

Si se toma en consideración que para cada valor inferido en la variable dependiente Y, se tendrá un cierto error en función del grado de correlación de las variables, se tiene que la dispersión de los puntos con respecto a la recta de regresión se puede deducir del error estandar de la estimación de acuerdo a la ecuación.

$$\epsilon = \pm \left[ \frac{1}{n} + \frac{\sum (y - Y)^2}{n \sum xx - (\sum x)^2} \right] \frac{a}{2}$$

donde:  $x(k) = \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr-1}$  (para cada periodo de retorno  $Tr-1$  que se desee calcular).

$\frac{a}{2}$  = Valor tomado de las tablas de la distribución "t de student". (si no se cuenta con las tablas, tómesese el valor de 2).

De esta manera la ecuación general resulta:

$$Y = B + A \left( \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr-1} \right) \pm \epsilon$$

la cual permite calcular el valor de la variable dependiente "Y" con un cierto intervalo de confianza, para cualquier valor de la variable independiente.

- Gumbel Doble

En esta distribución se consideran dos tipos de muestra de datos, una ciclónica y otra normal. Aplicando la distribución propuesta por Gumbel para cada muestra y de establecer una probabilidad conjunta, la expresión queda de la forma siguiente:

$$P(Y) = e^{-e^{\left(\frac{y+a1}{c1}\right)}} \left( p + (1-p) e^{-e^{\left(\frac{-y+a2}{CP}\right)}} \right)$$

donde:

$y$  = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m<sup>3</sup>/seg

$p, a_1, c_1, a_2, c_2$  = Parámetros por estimar

$$P = \frac{M}{N}$$

$M$  = Número de gastos máximos de población no ciclónica.

$N$  = Número total de gastos máximos de la muestra.

$$a_1 = 0.577 \quad c_1 = \bar{X}_1$$

$$c_1 = (\sqrt{6/\pi}) S_1$$

$$a_2 = 0.577 \quad c_2 = \bar{X}_2$$

$$c_2 = (\sqrt{6/\pi}) S_2$$

$\bar{X}_1, \bar{X}_2$  = Son las medias de los gastos máximos, para la muestra normal y ciclónica respectivamente.

$S_1, S_2$  = Son las desviaciones estandar de las muestras, del párrafo anterior.

La distribución se obtiene de la siguiente forma:

Se supone un gasto (y) y se obtiene la probabilidad correspondiente hasta que el valor de P(Y) coincida con la probabilidad asociada al periodo de retorno buscado.

$$P(Y) = (1 - \frac{1}{Tr})$$

- Log Pearson III

Esta distribución se puede expresar de la siguiente manera:

Y= antilog y\*

donde:

Y= Gasto máximo relacionado con el periodo de retorno, en m3/seg

$$y^* = \frac{(\log y)}{n} + K \sigma' \log y$$
$$\log y = \frac{\sum_{i=1}^n \log y_i}{n}$$

que es la media de la muestra y



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\sigma \log y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log y_i - \log \bar{y})^2}{n-1}}$$

expresión que representa la desviación estandar

$y_i$  = Valor del gasto máximo anual en el año  $i$ , en m<sup>3</sup>/seg.

$n$  = Tamaño de la muestra; igual al número de gastos máximos anuales.

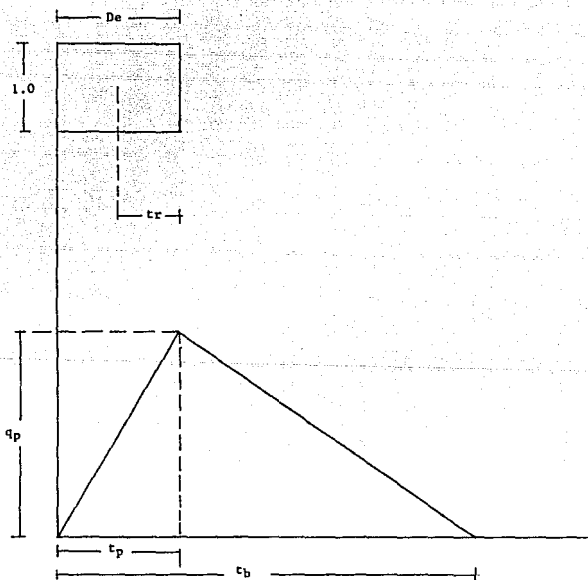
$K$  = Coeficiente que se obtiene en función del período de retorno y del parámetro  $C_s$ ; se calcula con la siguiente expresión.

$$C_s = \frac{n \sum (\log y - \log \bar{y})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log y)^3}$$

#### Modelo Precipitación - Esguerrimiento (SPH)

Este modelo está basado en el método del hidrograma unitario sintético triangular del BCS\*, en donde las expresiones para valuar el gasto de pico, el tiempo en el cual ocurre éste; el tiempo base y la duración en exceso, son expresiones de tipo semiempírico y están en función de las características físicas e hidrológicas de la cuenca.

Los principales valores del hidrograma unitario sintético triangular son:



$q_p$  = Gasto pico unitario, en  $m^3/seg/mm$

$t_p$  = Tiempo pico, en horas

\*SCS.- Soil Conservation Service, USA.

$t_b$  = Tiempo base, en horas.

tr = Tiempo de retraso, en horas.

Las expresiones para calcular estos parámetros son las siguientes:

$$q_p = \frac{A}{5.512 \text{ tp}}$$

$$t_p = \frac{D_e}{2} + 0.6 t_c$$

$$t_b = 5 t_p$$

A = Área de la cuenca en estudio, en km<sup>2</sup>

D<sub>e</sub> = Duración de la lluvia en exceso, en horas

t<sub>c</sub> = Tiempo de concentración en horas

El tiempo de concentración se obtiene de acuerdo a la expresión de Rowe, de la siguiente manera:

$$t_c = \left[ \frac{0.87L^3}{H} \right]^{0.385}$$

L = Longitud del cauce principal, en Km.

H = Diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal en m

Al utilizar el criterio del SCS, la lluvia en exceso se

calcula con la expresión propuesta por el Dr. Ven Te Chow:

$$he = \frac{\left( hp - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{hp + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde:

hp = Altura de lluvia relacionada con el periodo de retorno que se requiera, en cm.

N = Número de escurrimiento; el cual está en función de las características y uso del suelo.

he = Lluvia en exceso, en cm.

Por último, el gasto pico se obtiene con la expresión:

$$Qp = qp \times he$$

Precipitación Máxima Probable (PMP)

Para el cálculo de la PMP y tomando en consideración la información disponible, se aplicó el método de Estimados Estadísticos de Hershfield, cuya expresión es:

$$Ym = \overline{Yn} + km Sn$$

Ym = Precipitación máxima observada

$K_m$  = Número de desviaciones estándar  $S_n$ , que debe ser agregado a  $Y_n$  para obtener  $Y_m$

$\bar{Y}_n$  y  $S_n$  = Son la media y desviación estándar ajustadas, de una serie de  $n$  máximos anuales.

Los ajustes de cada una de las variables para que proporcionen la PMP, son los siguientes:

1. Ajuste de  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  debido a la influencia del valor máximo de la muestra.
2. Ajuste de  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  debido al tamaño de la muestra.

Con el valor de  $\bar{Y}_n$  ajustado se obtiene el valor de  $k_m$ .

Por último, el resultado de  $Y_m$  debe multiplicarse por 1.13 para tomar en cuenta que los valores de registro son a intervalos fijos, de acuerdo al criterio que se siguió.

#### TRANSITO DE AVENIDAS POR CAUCES NATURALES.

Para este caso, se utilizó el método de Muskingum, el cual está determinado por la ecuación:

$$S = K \times (I - O)$$

donde:

- I = Representa las entradas en la sección aguas arriba del tramo del cauce.
- O = Representa las salidas sobre este tramo en la sección aguas abajo.
- K = Tiempo de traslado (si no se tiene información, se puede considerar igual al tiempo de concentración tc).
- X = Factor de peso que expresa la importancia relativa de las entradas y salidas del tramo, en el almacenamiento del mismo ( $0.00 < x < 0.50$ ).

Además, existe un almacenamiento de prisma en el cauce representado por  $K_0$ , por lo tanto el almacenamiento total S, en el cauce es:

$$S = K_0 + KX (I - O)$$

Que es la ecuación de Muskingum

Esta misma ecuación, por incrementos finitos entre los instantes 1 y 2, se tiene que:

$$S_2 - S_1 = K [ X(I_2 - I_1) + (1-X)(O_2 - O_1) ]$$

Por otro lado, de la ley de conservación de la materia se establece que:

$$I + O = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

Por incrementos finitos entre los instantes 1 y 2, se puede escribir:

$$I = \frac{1}{2} (I_1 + I_2)$$

$$O = \frac{1}{2} (O_1 + O_2)$$

Por lo tanto, al utilizar las últimas cuatro ecuaciones se llegó a:

$$S_1 - S_2 = \frac{\Delta t}{2} (I_1 + I_2) - \frac{\Delta t}{2} (O_1 + O_2)$$

Si resolvemos esta ecuación con la establecida por Muskingum, se obtiene:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

donde:

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2 KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2 KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$K = \frac{0.5 t (I_2 + I_1) - (O_2 - O_1)}{X (I_2 - I_1) + (1 - X) (O_2 - O_1)}$$

De las ecuaciones anteriores debe cumplirse que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

Para aplicar este método es necesario contar con la siguiente información:

- a) Hidrograma de entrada aguas arriba del tramo del cauce que se está analizando; así como el intervalo de tiempo constante  $t$ , en que están dados los puntos 1 y 2.
- b) Tiempo de traslado ( $K$ ) y coeficiente de peso ( $X$ ).

Tránsito de Avenidas a través de Vasos de Almacenamiento.

El comportamiento del vaso está regido por la ecuación de continuidad, la cual puede expresarse de la siguiente forma:

$$I = O + \frac{Va}{\Delta t}$$

donde:

$I$  = Gasto de entrada; en  $m^3/seg$ .

$O$  = Gasto de salida; en  $m^3/seg$



$\frac{V_a}{\Delta t}$  = Cambio del almacenamiento con respecto al tiempo.

Si se considera  $\Delta t = t(i+1) - t(i)$

Para los instantes  $(i)$  e  $(i+1)$  tenemos:

$$I = \frac{I(i) + I(i+1)}{2}$$

$$O = \frac{O(i) + O(i+1)}{2}$$

$$V_a = V_a(i+1) - V_a(i)$$

De la ecuación de "continuidad" se tiene:

$$I(i) + I(i+1) = O(i) + O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1) - 2 V_a(i)}{\Delta t}$$

$$I(i) + I(i+1) + \frac{2 V_a(i)}{\Delta t} - O(i) = O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1)}{\Delta t}$$

La cual es la ecuación a resolver, ya sea por el método analítico (aproximaciones sucesivas) o por el método gráfico, en virtud de haber dos incógnitas y una sola ecuación.

donde:

I = Gasto de entrada al vaso, en m<sup>3</sup>/seg.

O = Gasto de salida del vaso en m<sup>3</sup>/seg.

V<sub>a</sub> = Volúmen de almacenamiento en el vaso, en Mm<sup>3</sup>

$\Delta t$  = Intervalo del tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

(i), (i + 1) = Subíndices que representan los valores de las variables, al inicio y al final del intervalo de tiempo t, respectivamente.

Para poder aplicar la fórmula anterior, es necesario contar con la siguiente información:

- a) Hidrograma de entrada
- b) Curva de Elevaciones - Capacidades del vaso
- c) Curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias; o en su caso, la relación Elevaciones-Gastos de salida del vertedor (controlable).

La curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias, se calcula con la siguiente fórmula: al considerar que la obra de excedencias es sin control, tenemos que:

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

donde:

Q = Gasto de salida, en M<sup>3</sup>/seg.

C = Coeficiente de descarga variable en función de la Hd

L = Longitud efectiva de la cresta vertedora, en m

H = Carga sobre la cresta vertedora, en m

Hd = Carga de diseño, en m

### Funcionamiento de Vaso (Modelo OPTIMA)

Este modelo propone que tanto para el diseño como para la operación de los embalses, se debiere tener una relación en la cual el volumen anual de extracción, esté en función del almacenamiento al inicio del ciclo.

$$VA (k) = f (ALM i)$$

donde:

VA (K) = Volúmen de demanda para el ciclo anual (K)

ALM i = Almacenamiento al inicio del ciclo agrícola

donde:

$$i = (1, 13, 25, \dots)$$

Al analizar los registros históricos de varias presas, se ha observado que la relación anterior tiene una tendencia hacia una función del tipo:

$$VA (k) = a (ALM i)^B$$

Esta función en forma más sencilla, sería la de una relación lineal:

$$VA (K) = a + B (ALM i)$$

El problema que se plantea es el calcular los valores de a y B que hagan máximo al VA que satisfaga el porcentaje de deficiencia requerido (0 al 5%).

Dicho modelo utiliza para el cálculo de a y B el método de búsqueda directa de Fibonacci, el cual reduce al máximo el número de iteraciones necesarias para encontrar los valores.

Las ecuaciones requeridas para llevar a cabo el funcionamiento de vaso son las siguientes:

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

Al resolver la ecuación de continuidad anterior por incrementos finitos entre los instantes (i) e (i + 1), y despreciando las pérdidas por infiltración tenemos:

$$S(i + 1) = S_i + EN(i + 1) - EV(i + 1) - DM(i + 1)$$

La que deberá estar sujeta a las restricciones:

$$SM < S(i + 1) < SC$$

$$\sum_{j=1}^{12} PD_j = 1.0$$

$$DM(i + 1) = PD_j = VA(K)$$

donde:

- S (i + 1) = Almacenamiento al final del mes, en Mm<sup>3</sup>.
- S (i) = Almacenamiento al inicio del mes, en Mm<sup>3</sup>.
- EN (i + 1) = Volúmenes de ingreso al vaso en el mes (i+1), en Mm<sup>3</sup>.
- EV (i + 1) = Volúmenes de pérdidas por evaporación del mes (i + 1), en Mm<sup>3</sup>.
- DM (i + 1) = Volúmenes de demanda en el mes (i + 1), en Mm<sup>3</sup>.
- SM = Capacidad muerta, en Mm<sup>3</sup>.
- SC = Capacidad de conservación, en Mm<sup>3</sup>.
- PDj = Porcentaje de demanda con respecto al anual, del mes j.

## B I B L I O G R A F I A

- VEN TE CHOW "HANDBOOK OF APPLIED HIDROLOGY".  
MC GRAW HILL BOOK CO., NEW YORK, 1964.
- RAY K. LINSLEY, M. A. KOHLER, J.L. PAULHUS "HIDROLOGY FOR ENGINEERS" SECOND EDITION. MC GRAW-HILL BOOK CO. NEW YORK, 1975.
- VIESSMAN, KNAP, LEWIS, HARBAUGH. 'INTRODUCTION TO HIDROLOGY" HARPER E. ROW, 2ND. ED.
- ROLANDO SPRINGAL GALINDO "DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS".
- ROLANDO SPRINGAL GALINDO 'DRENAJE EN CUENCAS GRANDES". PUBLICACION D7, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, MEXICO, ABRIL 1970.
- FERNANDO GONZALEZ VILLARREAL "CONTRIBUCION DEL ANALISIS DE FRECUENCIA DE VALORES EXTREMOS DE GASTO MAXIMO EN UN RIO". INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, NO. 277.
- LINSLEY RAY K. Y FRANZINI "INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS" ED. CONTINENTAL, S.A, MEXICO, 1972.
- ANTONIO ACOSTA GODINEZ "MODELO DE CUENCA PI'ORRP" RECURSOS HIDRAULICOS, PUBLICACION TECNICA VOL. III. NO. 1, 1974.
- "VOLUMEN UTIL DE UN ALMACENAMIENTO UN NUEVO ENFOQUE" ED. SARH. 1977.
- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES' SECCION HIDROTECNIA" DE LA C.F.E. MEXICO, D.F. 1980.
- DESIGN OF SMALL DAMS" UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION.
- BOLETIN HIDROLOGICO NO. 40 REGION HIDROLOGICA NO. 9. SONORA SUR. S.R.H.

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

Delimitación y Subdivisión de Cuencas

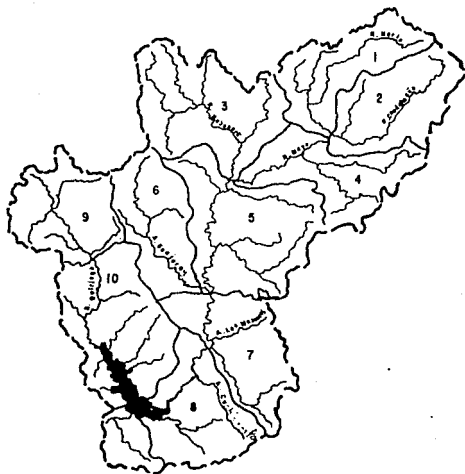


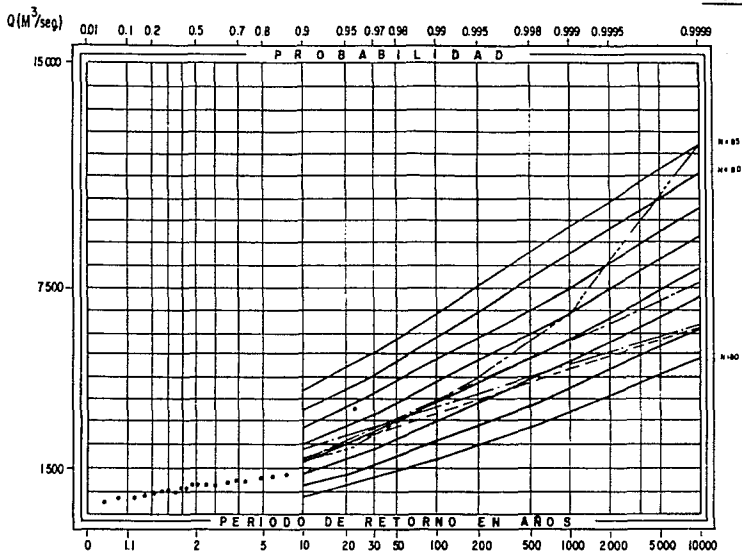
Fig. 1

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON

ESTACION: SAN BERNARDO

- REGISTROS REALES
- GUMBEL SIMPLE
- GUMBEL Doble
- LOG PEARSON III
- ECS REGIONALES

Fig. 2



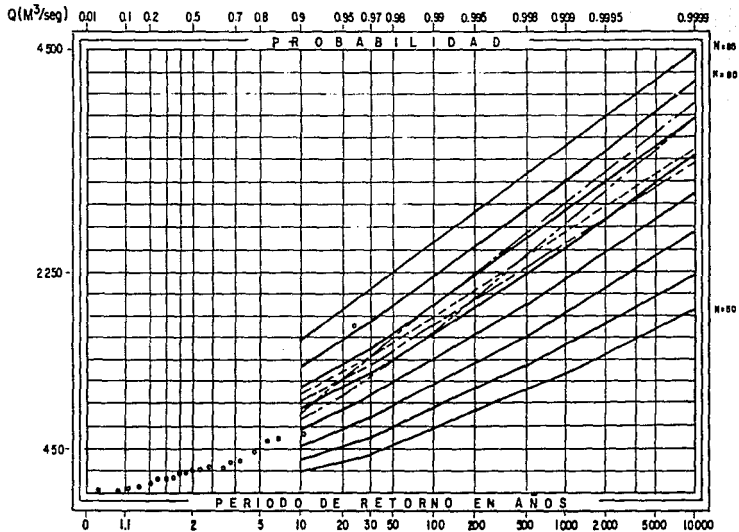


REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

ESTACION: TEZOCONA

- REGISTROS REALES
- GUMBEL SIMPLE
- GUMBEL DOBLE
- LOG PEARSON III
- ECS. REGIONALES

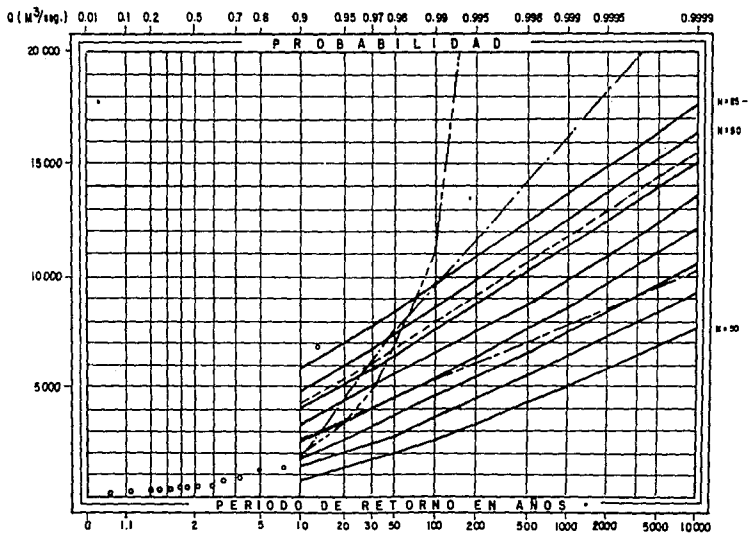
Fig. 3



REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
 PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
 ESTACION: TRES HERMANOS

- REGISTROS REALES
- GUMBEL SIMPLE
- GUMBEL DOBLE
- LOB. PEARSON III
- E.C.B. REGIONALES

Fig. 4



REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

Isoyetas de PMP., en 24 hrs.

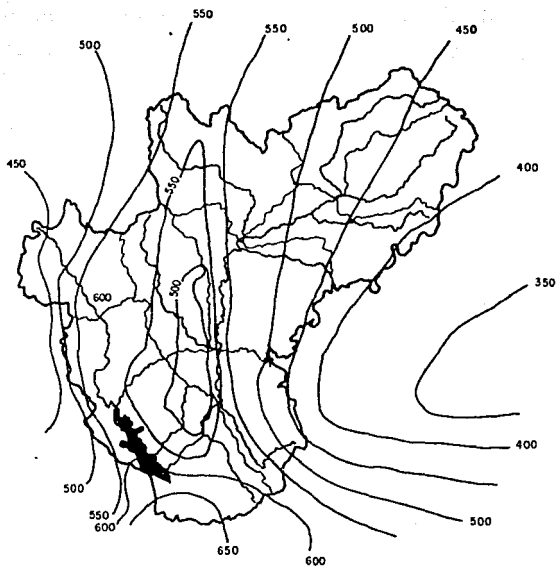


Fig. 5

Fig. 6

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
CALIBRACION DE LA TORMENTA, ENERO 1949.

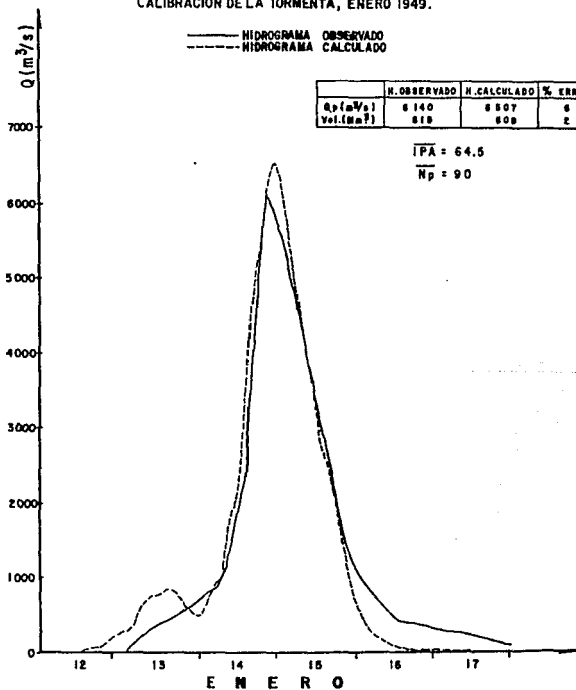


Fig. 7

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
CALIBRACION DE LA TORMENTA, ENERO 1960.

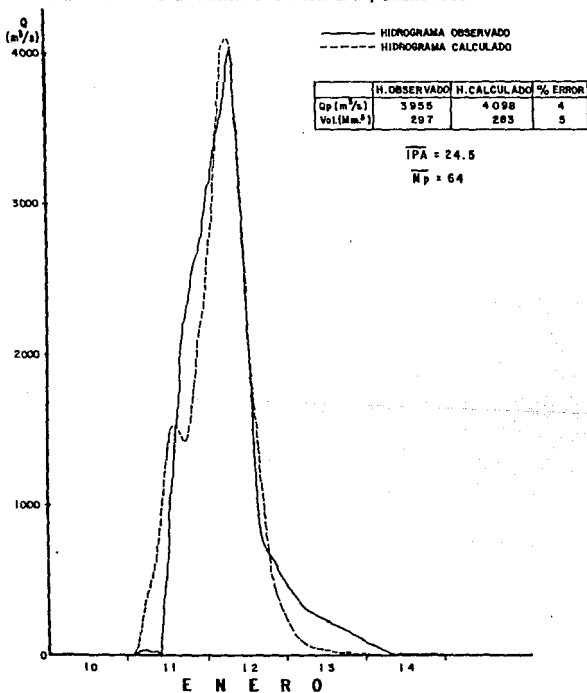
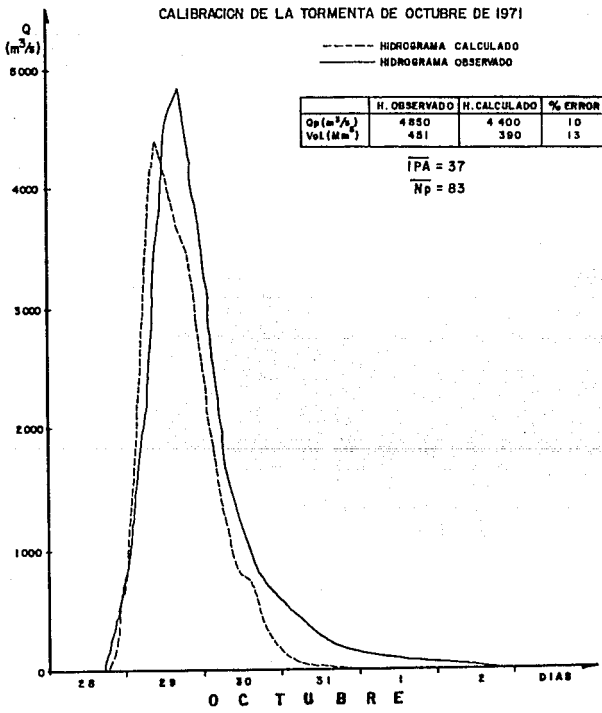


Fig. 8

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
CALIBRACION DE LA TORMENTA DE OCTUBRE DE 1971



REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

CALIBRACION DE LA TORMENTA, DICIEMBRE 1984

----- HIDROGRAMA CALCULADO  
————— HIDROGRAMA OBSERVADO

	H.OBSERVADO	H.CALCULADO	% ERROR
Qp (m <sup>3</sup> /s)	2 295	2 058	10
Vol.(Mm <sup>3</sup> )	2 08	2 05	1

$\overline{IPA} = 30$

$\overline{N.P.} = 77$

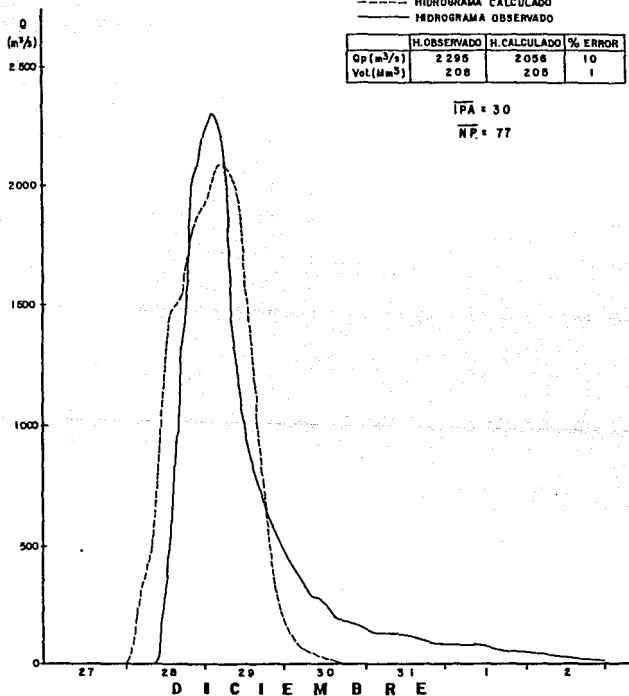


Fig. 10

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

CURVA  $\overline{IPA}$  Vs.  $\overline{Np}$ .

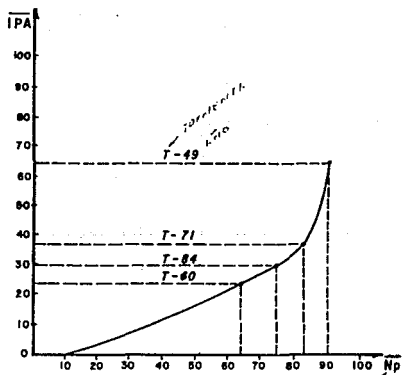
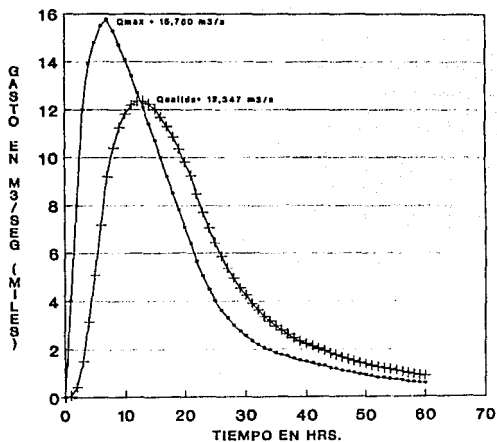




FIG. 11-A

**PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
TRANSITO POR VASO**



— HIDROGRAMA ENTRADA - - - - - HIDROGRAMA SALIDA

INTERVALO DE TIEMPO 2 HRS.

FIG. 11-8

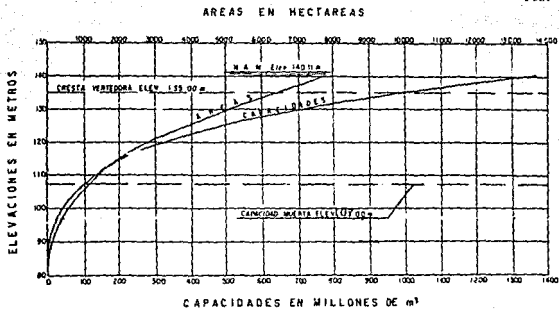
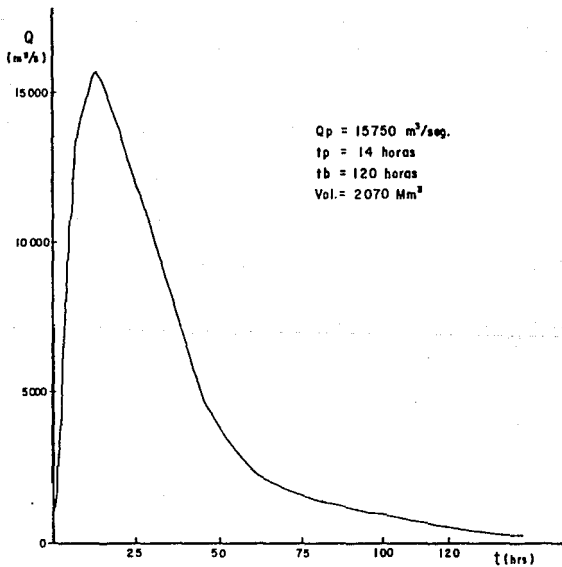


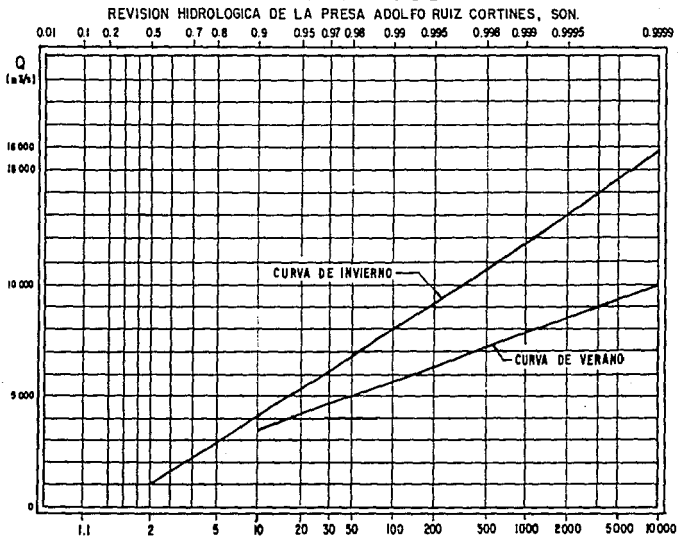
Fig. II

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.



# PROBABILIDAD

Fig. 12



PERIODO DE RETORNO EN AÑOS

Fig. 13

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES SON.  
RESULTADOS DE LA AVENIDA PRESENTADA EN ENERO DE 1949  
EN LA ESTACION TRES HERMANOS

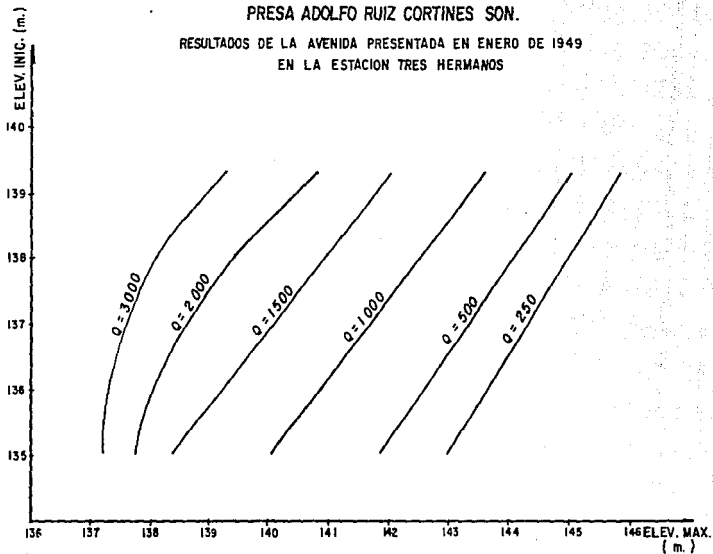
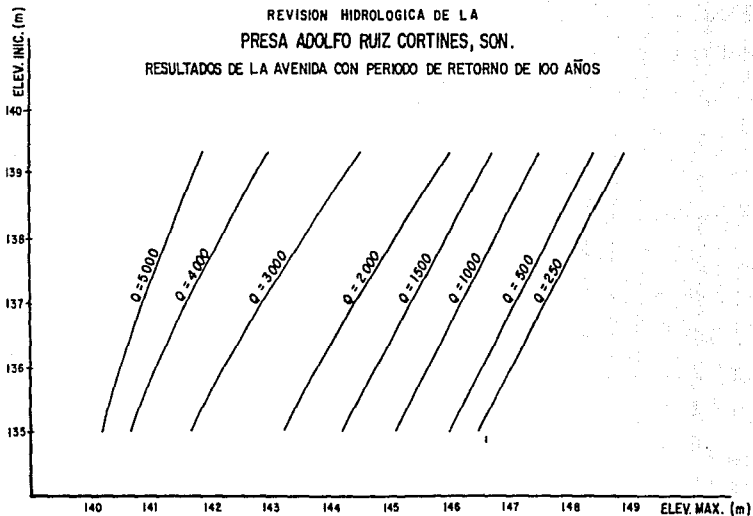
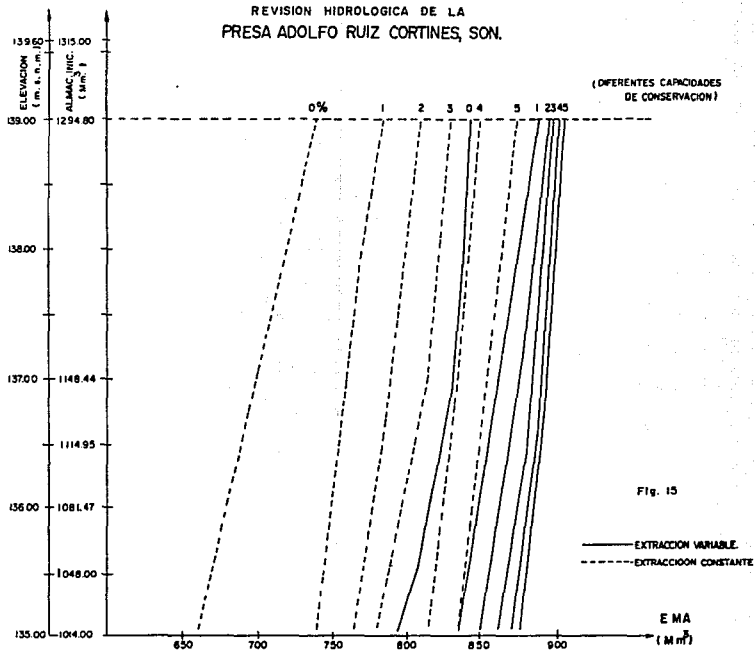


Fig. 14

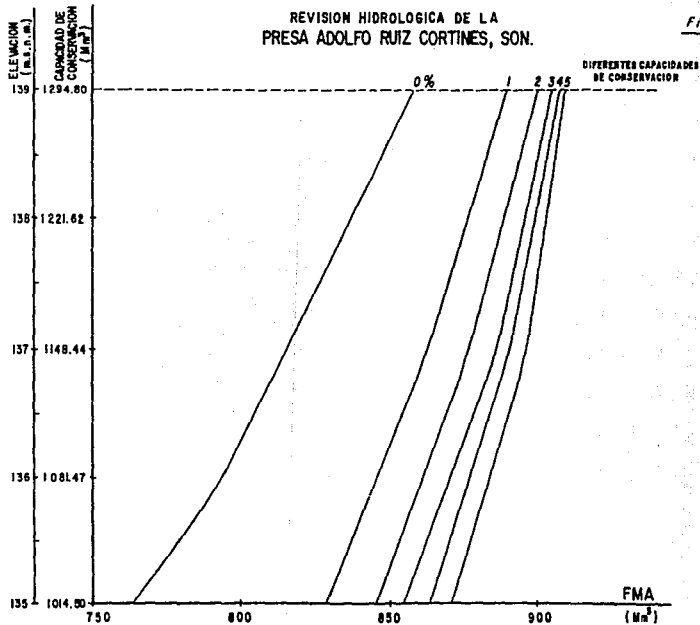


REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.



REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

Fig. 16





REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

Fig. 17

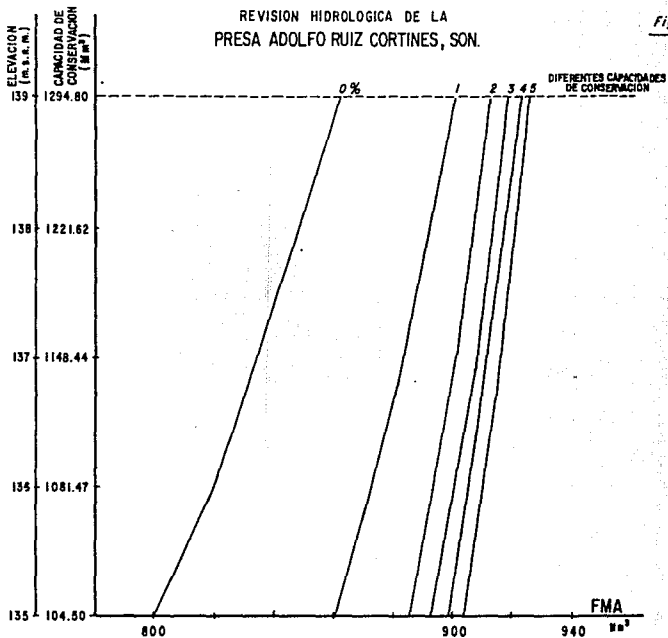


Fig. 18

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
POLITICA DE EXTRACCION (METODO DE HOWARD)  
ALMAC. MAXIMO = 1015.00 Mm<sup>3</sup>

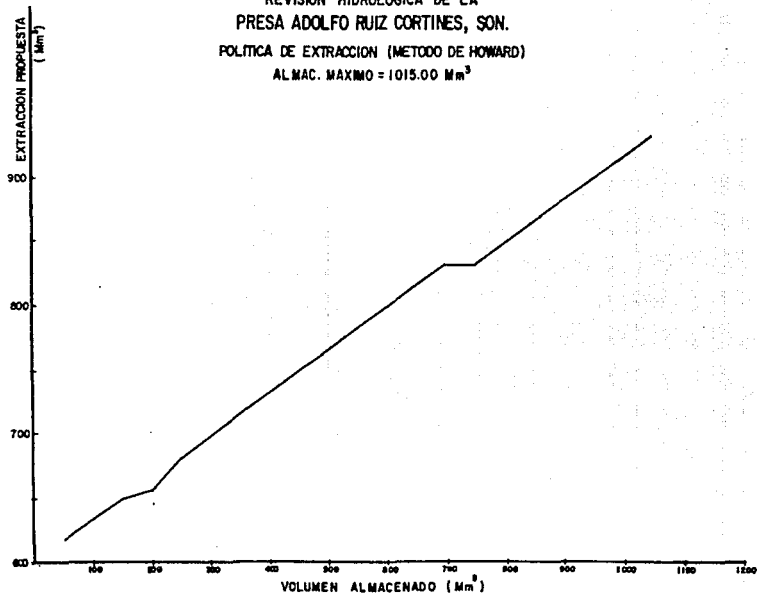


Fig. 19

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.  
POLÍTICA DE EXTRACCIÓN (MÉTODO DE HOWARD)  
ALMAC. MÁXIMO = 1115.00 Mm<sup>3</sup>

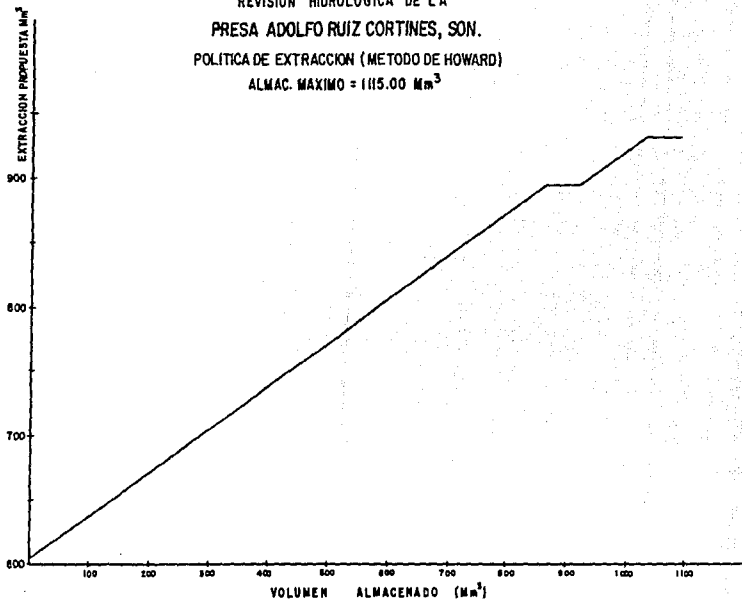


Fig. 20

REVISION HIDROLOGICA DE LA  
PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

POLITICA DE EXTRACCION (METODO DE HOWARD)  
ALMAC. MAXIMO = 1221.00 Mm<sup>3</sup>

