



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

29
30

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL
RIO YAQUI, SON., PARA FINES DE APROVECHAMIENTO
Y CONTROL DE AVENIDAS.

Tesis Profesional

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

presenta

JOSE GUILLERMO BAUTISTA BARCENAS

México, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INDICE

	PAG.
CAPITULO 1	
INTRODUCCION	1
CAPITULO 2	
SITUACION ACTUAL	3
2.1 Generalidades	3
2.2 Presa La Angostura	4
2.3 Presa Abraham González	6
2.4 Presa Plutarco Elías Calles	7
2.5 Presa Alvaro Obregón	9
CAPITULO 3	
REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA	13
3.1 Información disponible	13
3.1.1 Topográfica	13
3.1.2 Climatológica	13
3.1.3 Hidrométrica	14
3.2 Determinación de las nuevas avenidas de diseño	14
3.2.1 Métodos Probabilísticos	15
3.2.2 Ecuaciones Regionales de Gastos Máximos	16
3.2.3 Envoltentes Regionales y Mundiales de Creager y de Lowry	18
3.2.4 Modelo Precipitación-Escorrimento (SPH)	18
3.2.4.1 Calibración del número de escurrimiento N ...	21
3.3 Análisis de volúmenes	23
3.4 Selección de la avenida de diseño y tránsito de la misma por el vaso de almacenamiento	24

	PAG.
3.4.1 Presa La Angostura	24
3.4.2 Presa Abraham González	28
3.4.3 Presa Plutarco Elías Calles	31
3.4.4 Presa Alvaro Obregón	35

CAPITULO 4

ANALISIS PRELIMINAR DEL APROVECHAMIENTO HIDRAULICO	42
4.1 Presa La Angostura	42
4.2 Presa Abraham González	44
4.3 Presa Plutarco Elías Calles	45
4.4 Presa Alvaro Obregón	47

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	49
--------------------------------------	----

CAPITULO 6

ANEXOS - METODOLOGIAS UTILIZADAS	54
6.1 Métodos Probabilísticos	54
6.1.1 Gumbel Simple	54
6.1.2 Gumbel Doble	56
6.1.3 Log Pearson III	58
6.2 Modelo Precipitación-Escurrimiento (SPH)	59
6.3 Precipitación Máxima Probable (PMP)	61
6.4 Tránsito de avenidas por cauces naturales	62
6.5 Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento ...	65
6.6 Funcionamiento de vaso (Modelo OPTIMA)	68

ANEXO A (Figuras)

ANEXO B (Tablas)

BIBLIOGRAFIA

1.- INTRODUCCION:

En general, en la región noroeste de nuestro país, las lluvias son escasas. Por otra parte, la demanda del vital líquido es muy grande, ya que dicha región cuenta con desarrollos agropecuarios importantes en operación y potenciales de explotación.

Esta situación obliga a utilizar, en forma óptima, los escurrimientos que se generan por la ocurrencia de la escasa precipitación.

También es muy importante garantizar la seguridad de la infraestructura hidráulica construída, a fin de que los servicios proporcionados no se vean interrumpidos por alguna falla imprevista.

En este trabajo, se trata de hacer una revisión hidrológica del sistema de cuatro presas construídas sobre el Río Yaqui, que son: La Angostura, Abraham González, Plutarco Elías Calles y Alvaro Obregón, con el objeto de garantizar su seguridad y obtener un mejor aprovechamiento, ya que éstas se construyeron hace algunos años.

Para lograr esta finalidad, a continuación se desarrolla el análisis en cinco capítulos, que consisten en lo siguiente:

Capítulo 2

En el se hacen breves comentarios sobre la situación actual del sistema; asimismo, se presentan las características principales de los proyectos originales.

Capítulo 3

En este se lleva a cabo la revisión hidrológica del sistema; - que consiste, fundamentalmente, en la obtención de las nuevas avenidas - de diseño de cada presa, y el estudio del tránsito de las mismas conside_rando las modificaciones necesarias de cada obra de excedencias, para ga_rantizar su seguridad.

Capítulo 4

Con base en las modificaciones propuestas en el capítulo ante_rior aquí se hace un análisis preliminar para un mejor aprovechamiento.

Capítulo 5

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendacio_nes a que se llega según los resultados que arroja todo el análisis.

Capítulo 6

Este último capítulo describe, en forma breve, la metodología que se utilizó para la elaboración del presente trabajo.

2.- SITUACION ACTUAL

2.1.- Generalidades

De acuerdo a la Subdirección de Hidrología de la SARH, la República está dividida en 37 regiones hidrológicas, según las características fisiográficas de las distintas cuencas de las corrientes del país.

La región hidrológica 9, corresponde a la parte sur del estado de Sonora y una pequeña parte del oeste de Chihuahua.

El Río Yaqui, es la corriente más importante de esta región hidrológica. Drena, hasta su desembocadura en el Golfo de California, una área aproximada de 72,575 km². Nace a 50 km al noreste de Creel, Chih., a una altitud de 2,982 m.s.n.m.

La cuenca de esta corriente es rica en recursos forestales, mineros, hidroeléctricos y agrícolas; estos últimos se dan principalmente en la zona déltica cubierta en gran parte por el distrito de riego del Río Yaqui, en una extensión de 204,000 Has.

Sobre esta corriente, se construyeron las Presas: La Angostura, Plutarco Elías Calles y Alvaro Obregón, en el estado de Sonora; y Abraham González, en el estado de Chihuahua.

En la Fig. 1, se presenta la cuenca total de dicho río, en donde se pueden observar los distintos afluentes que lo componen; así como la ubicación de las cuatro presas mencionadas, con la delimitación de sus cuencas propias.

A Continuación, se presentan los datos de proyecto más importantes de cada una de estas presas, en la situación que se encuentran actualmente.

2.2.- PRESA LA ANGOSTURA

La Presa La Angostura se encuentra situada a 140 Km. aguas arriba de la confluencia del Río Bavispe con el Río Yaqui y a 54 Km. al este de la estación del ferrocarril de Agua Prieta-Nacozari, llamada El Tajo; Mpio. de Nacozari, Son. Sus coordenadas geográficas son: longitud W.G. - 109° 22' 45"; latitud N. 30° 26' 15". Fue construida por administración durante el período de 1936 a 1942.

El objetivo de su construcción, fue el de la ampliación de la superficie de riego en el Valle del Yaqui de 50 000 a 115 000 Has., y generación de energía eléctrica.

Las características del proyecto actual de la presa son las siguientes:

- DATOS GENERALES	Capacidad 10 ⁶ m ³ .	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río Bavispe, afluente del Río Yaqui.		
Corona (b = 3.50 m.)	1428.80	843.75
N.A.M.E.	1266.70	840.15
Cresta del vertedor	864.20	830.70
Obra de toma (umbral)	3.60	777.60

Superalmacenamiento	402.50	
Almacenamiento útil	860.60	
Capacidad muerta	3.60	777.60
Capacidad de azolves	100.00	
Gasto máximo observado	2080 m3/seg.	(14-ene-1949)
Avenida de proyecto (pico)	3000 m3/seg.	
Capacidad del cauce (aguas abajo)	90 m3/seg.	

- CORTINA (concreto)

Longitud total	178.00 m.
Altura máxima	91.75 m.

- VERTEDOR (libre; cresta recta)

Longitud de cresta	30.48 m.
Capacidad máxima del vertedor	1900.00 m3/seg.
Gasto máximo derramado (15-mar-68)	179.00 m3/seg.
Capacidad obra de toma (máx. normal)	120.00 m3/seg.

- CUENCA

Area	18305 Km2.
Zona de riego (Valle del Yaqui)	115000 Has.
Escurrimiento anual (1942-1981)	
Máximo	1267.0 Mm3. (1949)
Mínimo	117.0 Mm3. (1956)
Medio	462.0 Mm3. (1957)
Extracción media anual	401.0 Mm3.

2.3.- PRESA ABRAHAM GONZALEZ

La Presa Abraham González se localiza a 140 Km. aproximadamente al oeste de la Ciudad de Chihuahua y a unos 12 Km. aguas arriba de la población de Ciudad Guerrero, sobre el Río Papigochic. Sus coordenadas geográficas son: Longitud W.G. 107° 29' 00"; Latitud N. 28° 28' 45"

Fue construida por administración durante el período de 1958 a 1961, iniciándose su operación en 1966. El objetivo de su construcción fue para aprovechar, en riego, las aguas del Río Papigochic en beneficio de 5 500 Has., regularización de avenidas y otros usos secundarios.

Las características del proyecto actual de la presa son las siguientes:

- DATOS GENERALES	Capacidad 10 ⁶ m ³ .	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río Papigochic		
Corona (b = 10.0 m.)	103.50	2050.50
N.A.M.E.	92.60	2048.90
Cresta del vertedor	70.70	2045.40
Obra de toma (umbral)	1.00	2023.50
Superalmacenamiento	21.90	
Almacenamiento útil	69.70	
Capacidad de azolves	5.00	
Capacidad del cauce (aguas abajo)	500 m ³ /seg.	
Gasto máximo observado	650 m ³ /seg. (11-ene-1960)	
Avenida de proyecto (pico)	1600 m ³ /seg.	

- CORTINA (materiales graduados)

Longitud total	280.00 m
Altura máxima	39.50 m

- VERTEDOA (libre; cresta recta)

Longitud de cresta	100.92 m
Cap. máx. vertedor	1325.00 m ³ /seg
Gasto máximo derramado	502.00 m ³ /seg (29-sep-1980)
Capacidad de obra de toma (máxima normal)	7.50 m ³ /seg

- CUENCA

Area	1800.00 km ²
Zona de riego Río Papigochic, Chih.	5500.00 Has
Escurrimiento anual (1963-1981)	
Máximo	263.00 Mm ³ (1978)
Mínimo	21.00 Mm ³ (1979)
Medio	94.00 Mm ³ (1975)
Extracción media anual (de proyecto)	18.00 Mm ³

2.4.- PRESA PLUTARCO ELIAS CALLES

La Presa Plutarco Elías Calles, Son., se encuentra sobre el curso medio del Río Yaqui, a una distancia aproximada de 120 km al oriente de la Ciudad de Hermosillo, Son.; en el Municipio de Soyapa, en el Estado de Sonora. Sus coordenadas geográficas son: 25°58'30" latitud norte y -- 109°38'30" longitud W, del Meridiano de Greenwich.

La construcción de esta obra, se inició en mayo de 1959, ha biéndose terminado en diciembre de 1964. Empezó a funcionar el 9 - de diciembre de 1953, fecha en que comenzó a almacenar.

El objetivo de su construcción fue la creciente demanda de energía eléctrica, debido al rápido desarrollo agrícola e industrial de los estados de Sonora y Sinaloa, lo cual obligó a la construcción de nuevas plantas generadoras de energía, para sumarse a las - existentes en el sistema Sonora-Sinaloa. Sirve además, para control de avenidas y abastecimiento de agua para riego conjuntamente con la Presa Alvaro Obregón.

Las características del proyecto actual de la presa son las siguientes:

- DATOS GENERALES

	Capacidad 10 ⁶ m ³	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río Yaqui		
Corona (b=4.0 m)	3780	297.80
N.A.M.E.	3676	296.80
Nivel de conservación	2925	291.00
Umbral de compuertas del vertedor	1690	275.00
Obra de toma (umbral)	416	247.80
Superalmacenamiento	751	
Almacenamiento útil	2430	
Capacidad de azolves	600	
Capacidad del cauce (aguas abajo)	1000 m ³ /seg.	
Avenida de proyecto (gasto pico)	18000 m ³ /seg.	
Nivel de aguas mínimas para generación	600 Mm ³	254.00

- CORTINA (Concreto)

Longitud total	225 m.
Altura máxima	138.60 m.

- VERTEDOR (Controlable)

Longitud de la cresta controlada	60 m.
Cap. máx. vertedor controlado	12000 m ³ /seg.
Gasto máx. derramado (15-feb-1968)	1300 m ³ /seg.
4 compuertas radiales de 16 m. de altura y 15 m. de ancho.	
Capacidad obra de toma (máx. normal)	120 m ³ /seg.

- CUENCA

Area	57819 Km ² .
Escurrimiento anual (1937-1981)	
Máximo	5593.00 Mm ³ . (1949)
Mínimo	884.00 Mm ³ . (1982)
Medio	2225.00 Mm ³ . (1978)
Extracción media anual	2060.00 Mm ³ .

2.5.- PRESA ALVARO OBREGON

La presa se encuentra sobre el curso bajo del Río Yaqui, a una distancia aproximada de 40 Km. al norte de Ciudad Obregón, en el Municipio de Cajeme, Son. Sus coordenadas geográficas son: Longitud W.G. 109° 53' 30" y Latitud N. 27° 49' 30".

Se inició su construcción en 1947; sufrió varios retrasos causados por avenidas extraordinarias, por lo que se terminó hasta el año de 1952, empezando a almacenar en el mes de junio del mismo año.

Fue construída con el objeto de dar riego a 220 000 Has. en el Valle del Yaqui, así como para regularización de avenidas y generación de energía hidroeléctrica.

Las características del proyecto actual de la presa son las - siguientes:

- DATOS GENERALES

	Capacidad 10 ⁶ m ³ .	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río Yaqui		
Corona (b = 12.7 m.)	4705.00	115.10
N.A.M.E.	4200.00	112.20
Cresta del Vertedor libre	2989.20	105.50
Obra de toma (alta)	417.00	80.00
Obra de toma (baja) *	55.00	68.00
Superalmacenamiento	1211.00	
Almacenamiento útil	2572.20	
Capacidad de azolves	490.50	81.50
Capacidad del cauce (aguas abajo)	1000 m ³ /seg.	
Gasto máximo observado (15-ene-1949)	3900 m ³ /seg.	
Avenida de proyecto (pico)	20000 m ³ /seg.	

* Azolvada a la fecha.

- CORTINA (tierra y enrocamiento)

Longitud total	1457.00 m.
Altura máxima	90.00 m.

- VERTEDOR (libre, de cresta en abanico)

Longitud de cresta	315.10 m.
Capacidad máxima de vertedor	11100.00 m ³ /seg.
Gasto máx. derramado (14-ene-1950)	1313.00 m ³ /seg.
Capacidad obra de toma alta (máx. normal)	110.00 m ³ /seg.
Capacidad obra de toma baja (máx. normal) *	154.00 m ³ /seg.

- CUENCA

Area	69501 Km ² .
Escorrentamiento anual (1953-1981)	
Máximo	4760.00 Mm ³ . (1968)
Mínimo	1426.00 Mm ³ . (1956)
Medio	2749.00 Mm ³ . (1954)
Zona de riego: No. 41 del Río Yaqui, Son.	220000 Has.
Extracción media anual	2377.00 Mm ³ .

Se desprende de la información anterior, que el tiempo que tie
nen de construídas estas cuatro presas oscila entre los 47 años de la -
Presa La Angostura y los 24 años de la Presa Plutarco Elías Calles. Es
to revela que la edad de las mismas, ya es considerable.

* Fuera de operación.

Por otra parte, cuando se proyectaron dichas presas, se contaba con escasa información hidroclimatológica; además, los métodos hidrológicos de análisis de aquéllas épocas eran menos confiables que los actuales.

Por todo lo anterior, se juzga conveniente realizar una revisión hidrológica integral del sistema, dado que actualmente se cuenta - con mayor información hidroclimatológica y se dispone de métodos hidro- lógicos menos empíricos; con la finalidad de garantizar los servicios - para los que se construyó dicha infraestructura hidráulica y, al mismo - tiempo, lograr un mayor aprovechamiento del recurso agua en esa región.

Con el objeto de alcanzar los fines anteriores, se llevó a - cabo la revisión hidrológica como se describe en el capítulo siguiente.

3.- REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA

3.1 Información disponible

La información que requieren los distintos métodos hidrológicos aplicados, es fundamentalmente de tipo: topográfica, hidrométrica y climatológica. En seguida, se detalla la que fue posible acopiar de toda la región en estudio.

3.1.1 Topográfica

Consiste en cartas topográficas de DETENAL, a escala 1:250,000. Sobre estas cartas se delimitó la cuenca total hasta la Presa Alvaro Obregón, así como las cuencas propias de cada una de las cuatro presas construidas; como se muestra en la Fig. 1. También se presenta en esta figura, la subdivisión en cuencas pequeñas (no mayores de 3000 Km²); ya que así lo especifica la teoría que se aplicó. Con base en estas mismas cartas topográficas, se calcularon las características fisiográficas, de cada subcuenca que requiere el modelo precipitación-escorrimento, las cuales se presentan en la tabla 1.

3.1.2 Climatológica

Se dispone de los registros de lluvias máximas anuales en 24 horas de las siguientes 58 estaciones pluviométricas: Concheño, La Junta, Matachic, Carichic, Pichachic, San Juanito, Bachiniva, Agua Prieta, Naco, Colina Oaxaca, Presa La Angostura, Oputo, Arizpe, Banamichi, Bacadehuachi, Yecora, Valle de Tacupeto, Presa Plutarco Elías Calles, El -

Aguila, Cándido, Arivechi, Sahuaripa, Santa Rosa, Trinidad, Mulatos, La Guadalupe, San Pedro de la Cueva, Paso de Nacori, Moctezuma, Baviacora, Turicachi, Fronteras, Suaqui, Nacozari, Babicora, Temosachic, Yeponera, Mineral de Dolores, Tres Ojitos, Guapoca, Poleo, Mesa del Huracán, Tejo locachic, Calabazas, Bocoachic, Mazatán, Nacori Chico, Tecoripa, Toni--chi, la Dura, La Estrella, Nuri, Tezopaco, Tecori, Presa Alvaro Obregón, Chiculi, Punta de Agua y Hornos; todas ellas con influencia sobre la zona en estudio. Los valores de cada estación se enlistan en las tablas de la 2 a la 8, dentro del lapso 1924-1981.

3.1.3 Hidrométrica

Se cuenta con registros de gastos máximos anuales de las estaciones hidrométricas: El Aguila, Son. (1942-1963); Cándido, Son. (1965-1973); La Junta, Chih. (1937-1980). Los valores de gastos máximos anuales se presentan en la tabla 9. Existen otras estaciones hidrométricas en la región, pero no se tomaron en cuenta porque sus registros son cortos o están incompletos.

3.2 Determinación de las nuevas avenidas de diseño

De acuerdo al tipo de información disponible, fue posible aplicar los siguientes métodos:

- Métodos Probabilísticos
- Ecuaciones Regionales de Gastos Máximos
- Envolventes Regionales y Mundiales de Creager y de Lowry
- Modelo Precipitación-Escorrimento (SPH)*

*SPH.- Subdirección de Procesos Hidrológicos, SARH.

3.2.1 Métodos Probabilísticos

En la Fig. 1, se puede observar la ubicación de las tres estaciones hidrométricas mencionadas, así como las áreas que controlan.

La estación El Aguila estuvo instalada en el sitio en donde actualmente se encuentra la Presa Plutarco Elías Calles, registrando los escurrimientos ya con la influencia de la Presa La Angostura. Como la cuenca de la Presa Abraham González es muy pequeña en comparación con la cuenca de la Presa Plutarco Elías Calles, se considera que la información que proporciona dicha estación, es adecuada para determinar la avenida de diseño de esta presa. Por otra parte, también sirvió para calibrar el número de escurrimiento N , del SCS *, debido a que el área controlada representa el 80% del área total hasta la Presa Alvaro Obregón, y las cuencas de las Presas La Angostura y Abraham González están incluidas en la misma.

Las estaciones hidrométricas Cándido y La Junta, controlan áreas de cuenca pequeñas, comparadas con el área de la estación El Aguila. Sin embargo, sirvieron como ayuda para definir el número de escurrimiento N .

Los métodos probabilísticos que se aplicaron fueron: Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III.

En lo que se refiere a la aplicación del método Gumbel Doble, se hizo de la siguiente manera: primeramente se graficaron en papel probabilístico de Gumbel los gastos de cada estación contra sus periodos de retorno; con ello se detectó la existencia de dos poblaciones -

* SCS.-Soil Conservation Service, USA.

hidrológicas en cada registro, como se puede observar en las Figs. 2, 3 y 4. En seguida, se aplico dicho modelo, en cada estación, tomando en cuenta los valores correspondientes de las dos poblaciones hidrológicas.

Los resultados de los tres métodos (Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III), se presentan en las tablas 10, 11 y 12, para las estaciones El Aguila, La Junta y Cándido; así como en las Figs. 5, 6 y 7, respectivamente, con el objeto de compararlos con los del modelo precipitación-escorrimento (SPH).

3.2.2 Ecuaciones regionales de gastos máximos

Según la regionalización de gastos máximos anuales que posee la SPH, la cuenca en estudio se ubica dentro de la Región II, cuyas ecuaciones regionales para determinar los parámetros A y B de Gumbel, son las siguientes:

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

$$B = \frac{Ar^{0.40} P^{1.58}}{17780.34 S^{0.31}}$$

donde:

Ar = Area de la cuenca (en km²)

S = Pendiente del cauce (adimensional)

P = Precipitación media anual (en mm; obtenida de planos de isoyetas de 1931-1970).

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

L = Longitud del cauce principal (en Km.)

Una vez calculados los parámetros A y B, se aplica la ecuación:

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

Con base en ésta, se puede determinar el gasto relacionado con el período de retorno que se desee.

Estas ecuaciones se aplicaron hasta el sitio de cada presa en estudio. Siendo los valores de las variables requeridas y resultados obtenidos, los que se indican en las tablas 13, 14 y 15.

En el caso de la Presa Plutarco Elías Calles, se consideró como cuenca total, la cuenca propia más la suma de las cuencas de las Presas - La Angostura y Abraham González; lo cual se tendrá en cuenta al hacer la comparación de resultados.

La cuenca hasta la Presa Plutarco Elías Calles, representa el 80% de la cuenca total hasta la Presa Alvaro Obregón, lo que significa - que la presencia de aquella presa influye demasiado en los escurrimientos de ésta. Por este motivo, no se aplicaron las ecuaciones regionales en la Presa Alvaro Obregón.

3.2.3 Envolventes Regionales y Mundiales de Creager y de Lowry

Las cuencas de las cuatro presas de las que se viene hablando, pertenecen a la región hidrológica No. 9. Con las magnitudes de áreas de cuenca de las Presas La Angostura, Abraham González y Plutarco Elías Calles, y con base en las envolventes regionales y mundiales de Creager y de Lowry (Fig. 8), se calcularon los valores de la tabla 16. No se determinaron los gastos de la Presa Alvaro Obregón, por la misma razón que se expuso anteriormente.

3.2.4 Modelo Precipitación-Escorrimento (SPH)

Debido a que, por una parte, dentro de toda la cuenca en estudio se encuentran construidas las cuatro presas y, por otro lado, se dispone de información abundante de lluvias máximas anuales en 24 horas, tanto en número de estaciones como en años de registro; se juzga que el modelo precipitación-escorrimento es el más adecuado para este tipo de situaciones, ya que nos permite modelar todo el sistema de una manera más apegada a la realidad.

Fundamentalmente, el modelo consiste en transformar la tormenta de diseño considerada sobre toda la cuenca, a hidrogramas de escorrimento en los diferentes sitios que se requieran.

En la aplicación de este modelo, se siguen los principales procesos que a continuación se describen, de una manera sucinta.

- Se delimitó la cuenca total hasta el sitio de la Presa Alvaro Obregón y se subdividió en 38 subcuencas pequeñas, para ser congruentes con la teoría del hidrograma unitario en que se basa el modelo. Para efectuar la subdivisión, se tomaron en cuenta las otras tres presas existentes dentro de la cuenca, así como los afluentes principales. En la Fig. 1 se puede apreciar dicha delimitación.
- Las características fisiográficas que el modelo requiere para cada subcuenca son: áreas de cuenca; desnivel máximo entre el sitio más alejado y alto de la subcuenca y el punto de salida; longitud máxima del cauce principal y parámetros X y K del método de Muskingum de tránsito por cauces naturales. Estos datos de entrada se calcularon siguiendo la metodología clásica de la hidrología. En la tabla 1, se presentan los valores obtenidos.
- En cada una de las subcuencas se obtuvo la altura de lluvia media para períodos de retorno de 10 a 10000 años; así como la PMP por el método de Estimados Estadísticos de Hershfield.
- El mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento se hace por medio del hidrograma unitario sintético triangular; o sea, en función de las características fisiográficas de las cuencas y para una duración de tormenta igual a la del tiempo de concentración; se requiere: el gasto pico, tiempo pico y tiempo base de los hidrogramas unitarios para cada cuenca.
- De utilizar la relación propuesta por Chow* para calcular la lluvia efectiva en función del número de escurrimiento N del SCS, se logró determinar la lluvia en exceso, para cada subcuenca y para cada período de retorno; así como para la PMP.

* Dr. Ven Te Chow (qepd)

- Al aplicar el principio de proporcionalidad entre la lluvia efectiva y la de 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 subcuencas.
- Una vez calculados los hidrogramas en cada subcuenca, se van transitando y sumando a través de los cauces naturales y presas existentes, hasta integrar el evento hidrológico a la salida de la cuenca (punto terminal).
- Para el tránsito por cauces se utiliza el método de Muskingum, considerando como coeficiente K, uno igual al tiempo de concentración entre el inicio y el final del tramo sobre el que se va a transitar la avenida; como valor X, se toma el recomendado por Linsley* en cauces naturales; o sea $X = 0.35$. El tránsito a través de vasos de almacenamiento se efectúa en la forma clásica a resolver la ecuación de continuidad por incrementos finitos.
- Por último, a los escurrimientos directos totales se suma un gasto base.

De esta manera resumida es como se dedujeron los gastos de entrada a cada presa, tanto para la PMP, como para diferentes periodos de retorno, relacionados con diferentes números de escurrimiento N; desde luego, considerando las modificaciones de las obras de excedencia que requieran cada una de las presas, como se especificará mas adelante.

* Dr. Ray K. Linsley.

3.2.4.1 Calibración del número de escurrimiento N, del SCS

Los valores que resultan de la aplicación del modelo precipitación-escurrimiento dependen de una manera preponderante del número de escurrimiento N, motivo por el cual, se debe estimar el valor de este coeficiente, de tal manera que sea el representativo de la cuenca. Para el presente caso se utilizaron las estaciones hidrométricas: El Aguila, Cándido y La Junta, como a continuación se describe.

La estación hidrométrica El Aguila dispone de registros de 1942 a 1963, ya que a partir de este último año empezó a almacenar la Presa Plutarco Elías Calles, Son.

Por otra parte, la Presa La Angostura se construyó durante el período de 1936 a 1942; esto quiere decir que los registros de la estación El Aguila toman en cuenta el funcionamiento de dicha presa. Asimismo, aunque la Presa Abraham González se construyó de 1958 a 1961 y entró en operación en 1964, se considera poco efecto sobre los gastos máximos de la estación hidrométrica El Aguila, en virtud de su capacidad de regulación baja y su cuenca pequeña.

Con estas características, se aplicaron los tres métodos probabilísticos. En este último sitio se aplicó el modelo precipitación-escurrimiento, siguiendo los pasos previamente descritos y tomando en cuenta la presencia de las Presas La Angostura y Abraham González; es decir, se transitaron a través del vaso las diferentes crecientes y con los hidrogramas de descarga se siguió el proceso hacia aguas abajo. Los resultados de este modelo se presentan en la tabla 17 y en la Fig. 5, junto con los resultados de los métodos probabilísticos.

De la comparación de dichos resultados se concluyó que el número de escurrimiento N es de: $N = 75$.

En la estación La Junta, Chih., se dispone de registros desde 1937 hasta 1980; pero como en 1960 se empezó a construir la Presa Abraham González, se eligió un registro de 1937 a 1960, ya que en este último año todavía registró esta estación los gastos sin la influencia de la presa. Se siguió un procedimiento similar al anterior. Los resultados del modelo precipitación-escurrimiento, así como los de los métodos probabilísticos, se presentan en la Fig. 6. De la comparación de ellos se observa que el número de escurrimiento N es de un poco más de 70.

La estación hidrométrica Cándido controla una cuenca libre, es decir, sin presas. Los registros disponibles son de 1965 a 1973. En idéntica forma a los casos anteriores, se obtuvieron los resultados para los métodos probabilísticos y el modelo precipitación-escurrimiento, respectivamente. Todos estos resultados aparecen en la Fig. 7, de donde se puede ver que el valor de N es de 60. Este valor es poco confiable, dado que se dispone de un registro de gastos máximos anuales muy corto y la cuenca es muy pequeña.

Para la cuenca hasta la Presa Plutarco Elías Calles, se eligió el valor de $N = 75$, debido a que la estación El Aguila controla toda el área y, por otra parte, cuenta con el registro más amplio. Se propone que se considere este mismo valor hasta la Presa Alvaro Obregón, ya que es parte integral de toda la cuenca del Río Yaqui, y su área de cuenca es apenas el 20% mayor que la cuenca hasta la Presa Plutarco Elías Calles.

Una vez calibrado el número de escurrimiento N, del SCS, se aplicó el modelo precipitación-escurrimiento en cada una de las cuatro presas en estudio. Aún cuando ya se determinó el valor de $N = 75$ representativo de toda la cuenca hasta la Presa Alvaro Obregón, se presentarán los valores de los gastos que producen otros números de escurrimiento, con el fin de tener más elementos de juicio.

La aplicación del modelo se hizo en el siguiente orden: -- primero, en la Presa La Angostura, después en la Presa Abraham González; a continuación en la Presa Plutarco Elías Calles; y, por último, en la Presa Alvaro Obregón.

Se procedió en este orden con el objeto de ir introduciendo en el modelo las descargas que se producen por medio del tránsito a través del vaso de almacenamiento y tomando en cuenta las modificaciones en las obras de excedencia, que requiera cada presa que se va analizando.

Los resultados que se obtuvieron en cada presa, se van a ir presentando y comparando con los que produjeron los otros métodos, -- con el objeto de ir deduciendo sus avenidas de diseño.

3.3 Análisis de volúmenes

Con el propósito de que sirva como ayuda para seleccionar -- la forma de las avenidas de diseño, se procedió a realizar un análisis de volúmenes mensuales; para lo cual, se acopiaron los volúmenes mensuales máximos anuales de entrada a cada una de las presas --

en estudio, los cuales se presentan en la tabla 18, y se les hizo un análisis probabilístico con el fin de obtener el volumen máximo asociado a un período de retorno de 10,000 años.

Se aplicaron únicamente los métodos probabilísticos de Gumbel Simple y Log Pearson III, ya que no se encontró doble población hidrológica en estos registros. Los resultados a los que se llegó se presentan en la tabla 19.

Para la Presa Alvaro Obregón, este análisis se hizo considerando dos casos: volúmenes de entrada por cuenca propia y volúmenes de entrada tomando en cuenta también los efectos de la Presa Plutarco Elías Calles. (cuenca total). Estos resultados también se presentan en la tabla 19.

3.4 Selección de la avenida de diseño y tránsito de la misma por el vaso de almacenamiento.

3.4.1 Presa La Angostura

Como se puede observar en la Fig. 1, se delimitó la cuenca hasta la Presa La Angostura y se subdividió en 10 subcuencas. Se aplicó el modelo precipitación-escorrimento, siguiendo los procesos ya descritos. Los valores de los gastos de entrada a esta presa, para diferentes períodos de retorno y número de escurrimiento, se presentan en la tabla 20.

Los gastos máximos asociados a un período de retorno de 10,000 años que producen los distintos métodos, así como los de la

PMP y los de las envolventes de Creager y de Lowry, son los siguientes:

Ecuaciones regionales de gastos máximos	=	3100 m ³ /seg
Modelo precipitación-escurrimiento (N=75)	=	9000 m ³ /seg
PMP (N=75)	=	24830 m ³ /seg
Envolvente regional de Creager	=	7960 m ³ /seg
Envolvente regional de Lowry	=	7320 m ³ /seg
Envolvente mundial de Creager	=	23060 m ³ /seg
Envolvente mundial de Lowry	=	24710 m ³ /seg

Para un período de retorno de 10,000 años, las ecuaciones regionales de gastos máximos anuales proporcionan un valor que se juzga bajo, para ser adoptado como gasto máximo de la avenida de diseño.

Por el contrario, los valores de las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, así como el que produce la PMP, con N = 75, se consideran muy altos.

Se propone que se adopte como nueva avenida de diseño la que produce el modelo precipitación-escurrimiento para un período de retorno de 10,000 años y N = 75. El hidrograma de esta avenida es el de la Fig. 9 y cuyos valores característicos principales son:

Q máx.	=	9,000 m ³ /seg
tp	=	39 horas
tb	=	104 horas
Vol	=	1,600 Mm ³

Del análisis de volúmenes (tabla 19), se deduce que para un período de retorno de 10,000 años, el volumen de la avenida de diseño es mayor en un 25% que el esperado con el Gumbel Simple; mientras que para el Log Pearson III representa apenas el 76%; lo cual revela que dicho volumen de la avenida de diseño es adecuado.

- Estudio del tránsito de avenidas

Una vez definida la nueva avenida de diseño, se estudió el paso de ésta a través del vaso de almacenamiento de la Presa La Angostura, - tomando en cuenta la siguiente información básica:

Longitud del vertedor	30.48 m
Elevación de la cresta del vertedor	830.70 m.s.n.m.
Elevación de la corona	843.75 m.s.n.m.
Capacidad máxima de descarga del vertedor	1900 m ³ /seg
Elevación al NAME actual	840.15 m.s.n.m.
Bordo libre	3.60 m
Carga de diseño	9.45 m
Curvas de Elevaciones-Areas-Capacidades (tomadas del proyecto original)	

Primeramente, se hizo el estudio del tránsito de avenida en condiciones actuales; después se consideraron otras alternativas.

- Tránsito en condiciones actuales

Dado que la obra de excedencias se diseñó para una avenida máxima con gasto de pico de 3,000 m³/seg, es lógico suponer que la nueva --

avenida que se propone, rebasa las condiciones originales de proyecto. Al hacer el tránsito, se llegó a los siguientes valores:

Gasto máximo de entrada	=	9000 m ³ /seg
Elevación máxima alcanzada	=	849.00 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga	=	4670 m ³ /seg

Como se puede observar, se llega a un nivel máximo de 5.25 m, por arriba de la corona de la cortina.

Se aclara que el nivel inicial del tránsito se consideró a la elevación de 830.70 m.s.n.m. (cresta actual), que es la condición -- más crítica. Además, se supuso que trabaja solamente el vertedor; es decir, sin considerar derrames sobre toda la corona de la cortina.

Se estudiaron otras alternativas con el fin de encontrar la - avenida con la que se alcanza la elevación de la corona de la cortina. La avenida y los resultados que satisfacen esta condición son los siguientes:

Gasto máximo de entrada	=	6000 m ³ /seg
Elevación máxima alcanzada	=	843.75 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga	=	3000 m ³ /seg

Estos datos revelan que con avenidas superiores a los 6000 - m³/seg se vierte sobre toda la corona de la cortina.

- Tránsito para diferentes elevaciones

Dados los resultados anteriores, se juzgó conveniente definir

otro nivel de la cresta vertedora, tal que con la avenida de 9000 m³/seg, por lo menos, no se rebase la corona actual.

Las alternativas estudiadas y los valores obtenidos se presentan en la tabla 21.

De la observación de estos resultados, se puede deducir que la elevación inicial que satisface la condición buscada es la 824.91 m.s.n.m.

Según los antecedentes del proyecto, esta elevación corresponde precisamente a la que originalmente se había propuesto como elevación de la cresta de la obra de excedencias.

Tomando como elevación de la cresta vertedora la 824.91 m.s.n.m., se transitaron todas las avenidas para períodos de retorno de 10 a 10,000 años, así como para números de escurrimiento N, de 45 a 90. Los valores de los gastos de pico de los hidrogramas de descarga, se presentan en la tabla 22.

3.4.2 Presa Abraham González

Se delimitó la cuenca de esta presa y se dividió en 3 subcuencas, Fig. 1. Se aplicó el modelo precipitación-escurrimiento, y los resultados que arrojó, para diferentes períodos de retorno y diferentes números de escurrimiento, se presentan en la tabla 23.

Los gastos máximos asociados a un período de retorno de 10,000 años, que producen los distintos métodos, así como la PMP y los

de las envolventes de Creager y de Lowry, son los siguientes:

Ecuaciones regionales de gastos máximos	= 800 m ³ /seg
Modelo precipitación-escurrimiento (N = 75)	= 2200 m ³ /seg
PMP (N = 75)	= 8680 m ³ /seg
Envolvente regional de Creager	= 3240 m ³ /seg
Envolvente regional de Lowry	= 4140 m ³ /seg
Envolvente mundial de Creager	= 9540 m ³ /seg
Envolvente mundial de Lowry	= 14040 m ³ /seg

Para un período de retorno de 10,000 años, las ecuaciones regionales de gastos máximos anuales proporcionan un valor que se juzga bajo, para ser adoptado como gasto máximo de la avenida de diseño.

Por el contrario, los valores de las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, así como el que produce la PMP, con N = 75, se consideran muy altos. Asimismo, se juzga que los valores de las envolventes regionales de Creager y de Lowry, son un poco altos.

De lo anterior se propone que se adopte como nueva avenida de diseño la que produce el modelo precipitación-escurrimiento para un período de retorno de 10,000 años y N = 75. El hidrograma de esta avenida es el de la Fig. 10, y cuyos valores característicos principales son:

Q máx.	= 2200 m ³ /seg
tp	= 12 horas
tb	= 58 horas
Vol	= 128 Mm ³

De los resultados del análisis de volúmenes (tabla 19), se tiene que para un período de retorno de 10,000 años, el volumen de la avenida de diseño es el 35% del esperado con el Gumbel Simple; mientras que para el Log Pearson III representa apenas el 28%; lo anterior revela que dicho volumen de la avenida de diseño es un poco bajo respecto al volumen mensual probable. Por ello se mayoró la avenida de mayor volumen registrada entre el 8 y el 20 de enero de 1940, al gasto máximo probable de 2200 m³/seg, resultando un volumen de 108 Mm³, que es muy cercano al obtenido del modelo de cuenca; por lo cual se aceptó la creciente de diseño con los 128 Mm³ de volumen.

- Estudio del tránsito de avenidas

Una vez definida la nueva avenida de diseño, se estudió el paso de ésta a través del vaso de almacenamiento de la Presa Abraham González, tomando en cuenta la siguiente información básica:

Longitud del vertedor	100.92 m
Elevación de la cresta del vertedor	2045.40 m.s.n.m.
Elevación de la corona	2050.50 m.s.n.m.
Capacidad máxima de descarga del vertedor	1325 m ³ /seg
Elevación del NAME actual	2048.90 m.s.n.m.
Bordo libre	1.60 m
Carga de diseño	3.50 m
Curva de Elevaciones-Areas-Capacidades (tomadas del proyecto original)	

El tránsito se inicio considerando el nivel inicial del embalse a la altura de la cresta del vertedor, condición que resulta la más crítica.

Los resultados que se obtuvieron al simular el tránsito de la avenida son los siguientes:

Gasto máximo de entrada	=	2200 m ³ /seg
Elevación máxima alcanzada	=	2049.72 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga	=	1910 m ³ /seg

De estos valores se deduce que el nivel máximo alcanzado invade el 52% del bordo libre actual, quedando apenas 0.78 m como nuevo bordo libre

Se transitaron también todas las avenidas, para períodos de retorno de 10,000 años, así como para diferentes números de escurrimiento N, de 45 a 90; los valores de los gastos de pico de los hidrogramas de descarga se presentan en la tabla 24.

3.4.3 Presa Plutarco Elías Calles

Esta presa se ubica aguas abajo de las dos anteriores, Fig. 1. Se delimitó la cuenca propia de la misma y se dividió en 20 subcuencas. Se aplicó el modelo precipitación-escurrimiento, tomando en cuenta las descargas de las Presas La Angostura y Abraham González (tablas 22 y 24, respectivamente). Los resultados obtenidos hasta la entrada de la Presa Plutarco Elías Calles, se resumen en la tabla 25.

Los valores que producen los distintos métodos para un período de retorno de 10,000 años, son los siguientes:

Ecuaciones regionales de gastos máximos	= 5320 m3/seg
Gumbel Simple	= 11980 m3/seg
Gumbel Doble	= 13290 m3/seg
Log Pearson III	= 82520 m3/seg
Modelo precipitación-escurrimiento (N=75)	= 14000 m3/seg
PMP (N=75)	= 34000 m3/seg
Envolvente regional de Creager	= 10990 m3/seg
Envolvente regional de Lowry	= 9250 m3/seg
Envolvente mundial de Creager	= 31800 m3/seg
Envolvente mundial de Lowry	= 30070 m3/seg

Para períodos de retorno de 10,000 años, las ecuaciones regionales de gastos máximos anuales proporcionan un valor que se juzga bajo, para ser adoptado como gasto máximo de la avenida de diseño.

Por el contrario, los valores de las envolventes mundiales - de Creager y de Lowry, así como el que produce la PMP, con $N = 75$, - se consideran muy altos.

De los métodos probabilísticos, el Gumbel Doble proporciona un valor que se juzga razonable, el cual es de 13290 m3/seg.

Con el modelo precipitación-escurrimiento, para $N = 75$ y período de retorno de 10,000 años, se tiene un gasto máximo de 14,000 m3/seg, valor que es del mismo orden que el anterior.

Se propone que se adopte como nueva avenida de diseño la que produce el modelo precipitación-escurrimiento, para estar más del lado de la seguridad. Se aclara que la avenida original de proyecto - es de 18,000 m3/seg.

El hidrograma de la avenida de diseño que se propone es el de la Fig. 11 y cuyos valores característicos principales son:

Q máx.	=	14000 m ³ /seg
tp	=	26 horas
tb	=	190 horas
Vol	=	3250 Mm ³

De los resultados obtenidos del análisis de volúmenes se deduce que para un período de retorno de 10,000 años, el volumen de la avenida de diseño es prácticamente igual que el esperado con el Gumbel Simple; - mientras que para el Log Pearson III representa apenas el 62%; lo cual - revela que dicho volumen de la avenida de diseño es adecuado.

- Estudio del tránsito de avenidas.

Una vez definida la nueva avenida de diseño, se estudió al paso de ésta a través del vaso de almacenamiento de la Presa Plutarco Elías - Calles, tomando en cuenta la siguiente información básica:

4 compuertas radiales de 16 X 15 m	
Elevación de la cresta del vertedor	275.00 m.s.n.m
Elevación de la corona	297.80 m.s.n.m
Capacidad máxima de descarga del vertedor	12000 m ³ /seg
Elevación del NAME actual	296.80 m.s.n.m
Bordo libre	1.0 m
Carga de diseño	5.80 m
Curvas de Elevaciones-Capacidades (tomadas del proyecto original)	

Dado que la avenida de diseño original es de 18000 m³/seg, al transitar la nueva avenida con gasto máximo de 14000 m³/seg, se alcanzó una elevación máxima inferior al N.A.M.E. actual de proyecto.

Con base en el hecho anterior, se juzgó conveniente definir otro nivel de conservación con el fin de lograr un mayor aprovechamiento, ya que la capacidad de control para avenidas es mayor que la que se requiere, según la nueva avenida propuesta.

Se estudiaron diferentes niveles de conservación y diferentes elevaciones de la cresta vertedora, con el fin de definir aquellas que, al transitar la nueva avenida se alcancen los valores originales de proyecto.

La alternativa que finalmente hace que se cumplan estas condiciones, es la siguiente:

Nuevo nivel de la cresta vertedora	280.00 m.s.n.m.
Nuevo nivel de conservación	292.00 m.s.n.m.
4 compuertas de 16 X 15 m	

Política de operación óptima:

292 - 293 m.s.n.m.	Descargar	1000 m ³ /seg
293 - 294 m.s.n.m.	"	2000 m ³ /seg
294 - 295 m.s.n.m.	"	4000 m ³ /seg
295 - 296 m.s.n.m.	"	6000 m ³ /seg
296 - 296.8 m.s.n.m.	"	8000 m ³ /seg
296.8 en adelante, totalmente abiertas		

Los resultados que se obtienen bajo las condiciones anteriores son:

Gasto máximo de entrada	14000 m ³ /seg
Elevación máxima alcanzada	296.60 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga	8000 m ³ /seg

También se transitaron todas las demás avenidas y los gastos máximos de descarga se presentan en la tabla 26.

3.4.4 Presa Alvaro Obregón

Debido a que dentro de la cuenca de la Presa Alvaro Obregón se encuentran construídas las Presas La Angostura, Abraham González y Plutarco Elías Calles, como ya se dijo, y dado que se dispone de suficiente información de lluvias, para la determinación de la avenida de diseño, se aplicó el modelo precipitación-escorrimento únicamente, ya que como se explica a continuación, resulta ser el más adecuado en estas circunstancias.

De hecho, se aplicó el modelo para toda la cuenca del Río Yaqui, hasta el sitio de la Presa Alvaro Obregón. Los resultados parciales hasta cada sitio de las otras tres presas mencionadas, se presentan en los incisos anteriores.

Los resultados que se tomaron como nuevos valores de diseño, para estas presas, fueron los que arrojó el modelo precipitación-escorrimento, ya que resultaron ser los más razonables, como ya se comentó.

Por esta razón y debido a que la magnitud de la cuenca hasta la Presa Plutarco Elías Calles es el 80% de la cuenca hasta la Presa Alvaro Obregón, se juzgó conveniente seguir utilizando el modelo precipitación-escorrimento, para hacer la predicción de esta última presa.

En estas circunstancias, se aplicó el modelo para la cuenca propia de la presa en estudio, teniendo en cuenta que a estos resultados se les agregarán las descargas de la Presa Plutarco Elías Calles, que a su vez toman en cuenta las modificaciones de las obras de excedencia sugeridas tanto para esta presa, como para las Presas La Angostura y Abraham González. Estas descargas máximas se presentan en la tabla 26, se sumaron, transitadas, a los valores por cuenca propia, siguiendo los principios en que se basa el modelo.

De esta manera, es como se dedujeron los gastos de entrada hasta la Presa Alvaro Obregón, los cuales se presentan en la tabla 27 para diferentes períodos de retorno y para la PMP.

Por otro lado, se recuerda que el valor adoptado del número de escurrimento N es de 75, por las razones que se expusieron anteriormente.

De la tabla 27, se tiene que el valor que produce la PMP es demasiado elevado; por lo que se considera que no es recomendable como gasto máximo de la avenida de diseño.

El valor que se obtiene, considerando el mismo número de escurrimento y para un período de retorno de 10,000 años, es de 11,000 m³/seg. Dicho valor se juzga adecuado como valor de pico de la avenida máxima de diseño.

Como forma del hidrograma de la avenida de diseño se propone la que produce dicho modelo, para ser congruentes con los análisis ya efectuados y, por otra parte, por los razonamientos que se ofrecen más adelante.

La avenida de diseño que resulta al considerar las descargas de la Presa Plutarco Elías Calles, más los escurrimientos por cuenca propia, de la presa en estudio, es la que se presenta en la Fig. 12, la cual tiene un gasto de pico de 11,000 m³/seg y un volumen de 4230 Mm³.

También se aplicó el modelo considerando únicamente la cuenca propia, es decir, sin adicionarle las descargas de la Presa Plutarco Elías Calles. Los gastos máximos de entrada a la Presa Alvaro Obregón, para diferentes números de escurrimiento y diferentes períodos de retorno, resultaron ser los mismos de la tabla 27; diferenciándose únicamente la forma y el volumen de los hidrogramas respectivos de entrada.

Es así como la avenida de diseño por cuenca propia, para N = 75 y período de retorno de 10,000 años, es la que aparece en la Fig. 13, con gasto de pico de 11,000 m³/seg y volumen de escurrimiento de 1540 Mm³.

De los resultados del análisis de volúmenes (tabla 19), se deduce lo siguiente:

Para la cuenca total, el volumen de la avenida resulta ser mayor que el de Gumbel Simple en un 24%; con respecto al valor que produce el método de Log Pearson III, el volumen de la avenida es apenas el 52%.

Para la cuenca propia, el volumen de su avenida es mayor que el de Gumbel Simple en un 30%, y con respecto al valor del Log Pearson III, es apenas el 53%.

Lo anterior revela que el volumen de las avenidas son razonables, por tanto, es aceptable la forma de la avenida (Fig. 12).

Cuando se proyectó y construyó la Presa Alvaro Obregón, no existían las Presas Plutarco Elías Calles y Abraham González, sólo se había construido la Presa La Angostura. En estas condiciones, la avenida original de proyecto fue de 20,000 m³/seg.

También se aplicó el modelo para esta situación, es decir, considerando únicamente la Presa La Angostura. El resultado obtenido, para un período de retorno de 10,000 años y un valor de $N = 75$, fue de 17,000 m³/seg. Como se puede ver, resulta un poco menor que el original de proyecto.

Como avenida de diseño de la Presa Alvaro Obregón, se sugiere la que resulta de la situación actual; o sea, tomando en cuenta las cargas de la Presa Plutarco Elías Calles, por ser esta condición la que refleja la realidad, ya que cabe mencionar que se considera que en caso de lluvia generalizada y estando llena la Presa Plutarco Elías Calles, se puede operar convenientemente el vertedor de esta presa defasando la coincidencia de los gastos picos de los hidrogramas.

En conclusión, la nueva avenida de diseño que se propone es la que se presenta en la Fig. 12 y cuyos valores característicos principales son los siguientes:

Q máx.	=	11,000 m ³ /seg
tp	=	24 horas
tb	=	240 horas
Vol	=	4230 Mm ³

- Estudio del tránsito de avenidas

Una vez definida la nueva avenida de diseño, se estudió el paso de ésta a través del vaso de almacenamiento de la Presa Alvaro Obregón, tomando en cuenta la siguiente información básica:

Longitud del vertedor	315.10 m
Elevación de la cresta vertedora	105.50 m.s.n.m.
Elevación de la corona	115.10 m.s.n.m.
Capacidad máxima de descarga del vertedor	11,100.00 m ³ /seg
Elevación del NAME actual	112.20 m
Bordo libre actual	2.90 m
Carga de diseño	6.70 m
Curvas de Elevaciones-Areas-Capacidades (tomadas del proyecto original)	

Este tránsito se hizo considerando el nivel inicial del agua a la elevación de la cresta vertedora, que es la condición más desfavorable.

Dado que la avenida original de proyecto es de 20,000 m³/seg, al transitar la nueva avenida de diseño con gasto máximo de 11,000 m³/seg, se alcanzó una elevación máxima inferior al NAME actual de proyecto.

El resultado anterior revela que es posible definir un nuevo nivel de conservación con el fin de lograr un mayor aprovechamiento, ya que si se respeta el NAME original de diseño, se tiene que la capacidad de control de avenidas, es mayor que la que se requiere si se adopta la nueva avenida de diseño.

Con el objeto de lograr el propósito apuntado anteriormente, se estudiaron las siguientes alternativas:

- a) Manteniendo fija la elevación actual de la cresta vertedora, se consideraron diferentes longitudes de vertedor a fin de alcanzar el NAME actual de proyecto. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 28.

De la observación de estos valores, se deduce que reduciendo la longitud del vertedor libre a 170 m, manteniendo la elevación actual de la cresta (105.50 m.s.n.m.), se alcanza el nivel máximo de 112.200 m.s.n.m., que corresponde a la elevación buscada (NAME).

- b) Manteniendo fija la longitud del vertedor actual, se consideran diferentes elevaciones de la cresta vertedora a fin de alcanzar el NAME actual de proyecto. Los resultados que arroja esta alternativa se presentan en la tabla 29.

Al hacer el análisis de estos valores, se puede ver que elevando la cresta vertedora al nivel 107.60 m.s.n.m., manteniendo fija la

longitud del vertedor (315.10 m), se alcanza el nivel máximo de 112.20 m.s.n.m., que corresponde a la elevación buscada (NAME).

- c) Suponiendo la misma situación anterior (b), pero considerando la sobrelevación a base de agujas; para lo cual se estudiaron tres diferentes coeficientes de descarga Cd: 1.55, 1.70 y 1.84. El primero determinado en la Presa Marte R. Gómez, el último obtenido teóricamente y el segundo es el promedio de los dos. Los resultados que arroja esta alternativa se presentan en la tabla 30.

Si se acepta como coeficiente de descarga el valor de 1.70, de la tabla 30 se puede ver que para una elevación de la cresta vertedora igual a 107.00 m.s.n.m., y longitud de vertedor de 315.10 m, se alcanza el nivel máximo de 112.20 m.s.n.m., que corresponde a la condición buscada (NAME).

- d) También se transitó la avenida por cuenca propia Fig. 13, para las condiciones (a), (b) y (c) anteriores, y únicamente para los casos que solucionan el problema planteado.

Según los resultados de los tránsitos, se alcanza el mismo nivel máximo de 112.20 m.s.n.m., para las tres alternativas.

A reserva de que deba hacerse un análisis más profundo tanto técnico como económico, de estas alternativas que resuelven el problema planteado, se propone la (b); es decir, sobrelevar la cresta vertedora, manteniendo la longitud del vertedor en 315.10 m, ya que se logra una mayor capacidad útil; y ser más eficiente desde el punto de vista hidráulico.

4.- ANALISIS PRELIMINAR DEL APROVECHAMIENTO HIDRAULICO

De las cuatro presas analizadas, La Angostura y la Abraham González revelaron que los diseños originales de sus obras de excedencia son escasos, ya que las nuevas avenidas de diseño que se proponen para éstas, resultaron ser mayores que las del diseño original. En cambio, las Presas Plutarco Elías Calles y la Alvaro Obregón poseen una capacidad para control de avenidas superior a la que realmente se requiere, debido a -- que las nuevas avenidas de diseño que se proponen, son menores que las -- que se utilizaron en el proyecto original.

En estas circunstancias, a continuación se analizan dichas presas, desde el punto de vista del aprovechamiento, en función de las modificaciones que requiera cada una de ellas, de tal manera que sean capaces de regular las nuevas avenidas de diseño, sin que se ponga en peligro la seguridad de las mismas.

4.1 Presa La Angostura

Durante el tiempo que tiene en operación esta presa, ha derramado únicamente los años de: 1949, 1950, 1959, 1960, 1968 y 1979.

La extracción media anual es de 401 Mm³. El uso que se le da a esta agua es en riego, como ya se mencionó.

El nuevo nivel de conservación que se propone es a la elevación 824.91 m.s.n.m. (NAVO).

Con base en los datos actuales de proyecto y utilizando los volúmenes mensuales de entrada a la presa, así como también las evaporaciones netas mensuales, se llevó a cabo la simulación de vaso, por medio del modelo de computador OPTIMA, en donde se considera variable la extracción media anual, de acuerdo al almacenamiento que se tenga al principio de cada ciclo agrícola.

La simulación se hizo considerando como niveles de conservación desde la elevación 824.91 m.s.n.m. (NAMO propuesto), hasta la elevación 830.70 m.s.n.m. (NAMO actual). Los resultados se presentan en la Fig. 14, cuyo significado es el siguiente: en el eje vertical se anotan las elevaciones de conservación, en el eje horizontal se anota la extracción media anual (EMA) que se puede satisfacer para cada capacidad de conservación y para niveles de deficiencia del 0% al 5% anual.

De estos resultados se puede inferir que con el nuevo nivel de conservación, se proporciona un volumen medio anual menor al que se puede extraer en condiciones actuales. Dicho decremento es de 30 Mm³ aproximadamente, para cada una de las deficiencias.

Los volúmenes medios anuales que se han venido extrayendo a esta presa son del orden de 401 Mm³. De la misma Fig. 14, se puede ver que para el nuevo nivel de conservación propuesto, los volúmenes medios que se pueden proporcionar oscilan entre 379 Mm³ y 455 Mm³, para deficiencias del 0% al 5% respectivamente. Lo anterior revela que aún bajando el nivel de la cresta vertedora, es posible satisfacer la misma demanda que actualmente se ha venido programando; siempre y cuando se hagan dichas extracciones de una manera más conveniente, como lo indican los resultados del modelo.

Suponiendo el nuevo nivel de conservación a la elevación 824.91 m.s.n.m., los volúmenes de extracción anual se pueden programar al inicio de cada ciclo agrícola, con base en las curvas de la Fig. 15, según el nivel de deficiencia que se decida aceptar. Estas curvas se elaboraron con los resultados del mismo modelo de computador OPTIMA.

4.2 Presa Abraham González

Desde su construcción hasta la fecha, esta presa ha derramado - todos los años, excepto los de 1976 y 1977. Dentro de los años con volúmenes de derrames muy superiores al aprovechamiento medio anual se tienen: 1966, con 140 Mm³; 1968, con 154 Mm³; 1972, con 114 Mm³; 1980, con 130 Mm³; y 1981, con 132 Mm³. En el presente año, lleva derramados, hasta el 1º de octubre, 12 Mm³.

Lo anterior revela que es atractivo aumentar la capacidad de la presa con fines de un mayor aprovechamiento para riego, o para ayudar a la Presa Plutarco Elías Calles en el aspecto de generación de energía eléctrica.

A reserva de que se deben hacer otros análisis técnicos y económicos, desde el punto de vista hidrológico se presentan en la Fig. 16 - los resultados obtenidos con el modelo de computador OPTIMA. En el eje vertical se anotan las elevaciones de conservación, desde el nivel del vertedor actual hasta 25 metros de sobrelevación de la cresta vertedora; y en el eje horizontal se anota la extracción media anual (EMA), que se puede satisfacer para cada elevación y para niveles de deficiencia del 0% al 5% anual.

En el proyecto original se consideró una extracción media anual de 18.00 Mm³. Los resultados de la Fig. 16 indican que en condiciones actuales es posible incrementar la extracción media de 46 Mm³ hasta 56 Mm³, para deficiencias del 0% al 5% anual respectivamente, operando la presa de una manera más eficiente.

Por otra parte, se observa de la misma Fig. 16 que se puede incrementar la extracción media anual sobrelevando la cortina y la obra de excedencias, logrando aumentos del orden de los 3 Mm³ por cada metro de sobrelevación, para cualquier nivel de deficiencia que se acepte, en los primeros 15 m; y para los últimos 10 m, entre 15 y 25 m de sobrelevación, en promedio del orden de los 2 Mm³ por cada metro.

Los volúmenes de extracción anual se pueden programar en función del almacenamiento que se tenga al inicio de cada ciclo agrícola, con base en las curvas de la Fig. 17 y para niveles de deficiencia del 0% al 5%.

4.3 Presa Plutarco Elías Calles

La obra de excedencias de esta presa está compuesta de un vertedor controlado con 4 compuertas, de dimensiones 16 X 15 m. El umbral de las compuertas se encuentra a la elevación 275 m.s.n.m., y el nivel de conservación a la elevación 291 m.s.n.m.

En caso de adoptarse la nueva avenida de diseño aquí propuesta, los resultados del tránsito de esta avenida indican que es posible utilizar como nuevo nivel de conservación (NAMO), la elevación 292 m.s.n.m. Esto da como resultado un incremento en el volumen medio anual aprovechable.

La determinación de dicho incremento de volumen se determinó también por medio del modelo de computador OPTIMA, utilizando la curva de Elevaciones-Capacidades del proyecto original, así como los volúmenes de entrada y evaporaciones netas mensuales, registradas en la presa.

Los resultados que arrojó la simulación se presentan en la Fig. 18, en donde: en el eje vertical se anotan las elevaciones de conservación estudiadas; en el eje horizontal se anota la extracción media anual (EMA) que se puede satisfacer para cada capacidad de conservación y para niveles de deficiencia del 0% al 5% anual.

De estos valores se tiene que al pasar del nivel de conservación 291 m.s.n.m. al 292 m.s.n.m., se ganan 14 Mm³ en promedio al año; esto - desde luego, con el criterio de simulación aquí aplicado, que seguramente es muy diferente al que utiliza CFE y por tanto EMA superior al real.

Los volúmenes que se han venido extrayendo a la presa son en promedio del orden de 2060 Mm³ al año. Según la Fig. 18, a la elevación de conservación propuesta (292 m.s.n.m.) se pueden proporcionar 2285 Mm³ -- anuales en promedio, para una deficiencia del 0%, o hasta 2390 Mm³, que corresponde al 5% de deficiencia.

De todos estos resultados que se han venido exponiendo, se puede afirmar que si se aceptan las modificaciones propuestas, se gana un incremento en el volumen de agua aprovechable, el cual proviene de una programación más racional de las extracciones anuales, así como por el incremento de la capacidad útil.

Con el nuevo nivel de conservación a la elevación 292 m.s.n.m., en la Fig. 19 se presentan las gráficas con las cuales se pueden programar anualmente las extracciones, en función del almacenamiento que se tenga al inicio de cada ciclo agrícola y según el nivel de deficiencia que se acepte.

4.4 Presa Alvaro Obregón

La obra de excedencias de esta presa es un vertedor libre, de 315.10 m de longitud y con nivel de la cresta a la elevación 105.50 m.s.n.m.

Al transitar la nueva avenida de diseño se encontró que la capacidad de control es más grande que la que se requiere. Esto permite disminuir la capacidad de control actual y aumentar la capacidad útil y, con ello, aumentar el volumen de extracción media anual para riego.

Según los resultados de las alternativas de solución estudiadas, desde el punto de vista del control de avenidas, revelaron que la que presenta mejores perspectivas, consiste en mantener la longitud del vertedor actual, sobrelevando la cresta vertedora a la elevación 107.6 m.s.n.m.

Con el fin de determinar la nueva extracción media anual, se hizo una simulación con el modelo que ya se ha nombrado, utilizando la curva de Elevaciones-Areas-Capacidades del proyecto original, así como los volúmenes y evaporaciones netas mensuales, registradas en la presa. Los resultados se presentan en la Fig. 20.

De los valores que arrojó la simulación; se observa, que con el nuevo nivel de conservación propuesto, se ganan 43 Mm³ anuales en promedio, para cada una de las deficiencias.

La extracción media anual en esta presa es del orden de 2377 Mm³. De la misma Fig. 20, se observa que con el nuevo nivel de conservación propuesto (107.6 m.s.n.m.) se pueden proporcionar de 2840 Mm³ a 2912 -- Mm³ para niveles de deficiencia del 0% al 5% anual respectivamente; lo que significa un gran atractivo, dado que en la zona donde se localiza esta presa, este recurso es de vital importancia. El incremento proviene de la combinación de una mejor programación de la extracción anual y de la sobrelevación de la cresta vertedora.

Al considerar el nuevo nivel de conservación, en la Fig. 21, se presentan las gráficas con las cuales se pueden programar anualmente las extracciones, en función del almacenamiento que se tenga al inicio de cada ciclo agrícola, para deficiencias del 0% al 5%. Estas gráficas se -- elaboraron también con los resultados del modelo de simulación OPTIMA.

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en todos los resultados obtenidos en el presente trabajo, se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- De las cuatro presas analizadas, La Angostura y la Abraham González - revelaron que sus obras de excedencia son escasas. En cambio, las -- obras de excedencia de las Presas Plutarco Elías Calles y la Alvaro - obregón están sobradas. Las conclusiones particulares de cada presa, desde los puntos de vista del control de avenidas y del aprovechamiento, son las que a continuación se describen.

Presa La Angostura

- Se propone adoptar como avenida de diseño la de la Fig. 9, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo, 9,000 m³/seg; -- tiempo de pico, 39 horas; volumen de escurrimiento de la avenida, -- 1600 Mm³.
- El paso de esta avenida en condiciones actuales, provoca el derrame -- sobre toda la corona de la cortina con un tirante significativo, lo -- cual pone en peligro la estabilidad de la presa.
- Para una elevación de la cresta vertedora de 824.91 m.s.n.m., y con -- esta misma avenida, se alcanza la elevación máxima de la corona y se descarga un gasto máximo de 4820 m³/seg.
- Con base en las anteriores conclusiones, se propone un nuevo nivel de la cresta vertedora a la elevación 824.91 m.s.n.m., y la construcción

de un murete de concreto de 1.50 m sobre toda la corona de la cortina actual, el que funcionaría como bordo libre.

- En cuanto al tipo de vertedor, puede ser de descarga libre o controlado (con compuertas); esta última opción tiene la ventaja de que al final de cada ciclo lluvioso se pueden permitir almacenamientos superiores a la elevación 824.91, con fines de aprovechamiento; y, además, se posee la flexibilidad de una mejor operación para el control de avenidas con períodos de retorno menores al de diseño (< 10,000 años).
- Relativo al aprovechamiento, la disminución del volumen medio anual debido a la adopción de un nivel de conservación menor que el actual, se puede equilibrar con una programación más racional de las extracciones anuales; como se muestra en la Fig. 15.

Presa Abraham González

- Se propone como nueva avenida de diseño la que aparece en la Fig. 10, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo 2,200 m³/seg; tiempo de pico 12 horas; volumen de escurrimiento 128 Mm³.
- El estudio de simulación del paso de esta avenida a través del vaso de almacenamiento, arrojó los siguientes valores: se invade el bordo actual en un 52%, alcanzando un nivel máximo de 0.78 m abajo de la corona actual; por otra parte se descarga un gasto máximo de 1910 m³/seg; o sea, 585 m³/seg más que la capacidad máxima de diseño del vertedor actual, la cual es de 1325 m³/seg.

- Como consecuencia de los resultados anteriores, se propone, se le proporcione una capacidad adecuada para control de avenidas a la Presa Abraham González; ya sea sobrelevando la cortina, modificando el vertedor actual o ambas cosas.
- De los resultados del análisis preliminar para el aprovechamiento, se desprende que es conveniente estudiar la posibilidad de darle mayor capacidad para aprovechar mejor la potencialidad de la cuenca. Así como de una mejor programación de la extracción anual, como se muestra en la Fig. 17.

Presas Plutarco Elías Calles

- Se propone que se adopte como nueva avenida de diseño la de la Fig. 11, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo, 14,000 m³/seg; tiempo de pico, 26 horas; volumen de escurrimiento, 3,250 Mm³.
- Del paso de esta avenida en condiciones actuales, se alcanzan una elevación y un gasto de descarga inferiores a las del diseño original.
- Con base en lo afirmado en el inciso anterior y con el objeto de lograr un mayor aprovechamiento, se propone sobrelevar el nivel de la cresta vertedora a la elevación 280.00 m.s.n.m.; y adoptar como nuevo nivel de conservación la elevación 292.00 m.s.n.m.
- Que las modificaciones a las Presas Abraham González y La Angostura se realicen primero, antes de modificar ésta.

- En cuanto al aprovechamiento, con las modificaciones propuestas, se gana un volumen aprovechable de 14 Mm³ anuales en promedio, y se obtiene una extracción media anual de 2285 Mm³ a 2390 Mm³ para niveles de deficiencia del 0% al 5% respectivamente, que es mayor a los 2060 Mm³ que se han venido extrayendo. Este incremento proviene de programar las extracciones anuales de una manera más racional, como se muestra en la Fig. 19.

Presa Alvaro Obregón

- Se propone que se adopte como nueva avenida de diseño la de la Fig. 12, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo - 11,000 m³/seg; tiempo de pico, 24 horas; volumen de escurrimiento, - 4,230 Mm³.
- Del paso de esta avenida en condiciones actuales, se alcanza una elevación y un gasto de descarga inferiores a las del diseño original.
- Con base en lo afirmado en el inciso anterior y con el objeto de lograr un mayor aprovechamiento, se propone sobrelevar el nivel de la cresta vertedora a la elevación 107.50 m.s.n.m.; manteniendo la longitud del vertedor actual en 315.10 m.
- Que las modificaciones a las Presas La Angostura, Abraham Bonzález y Plutarco Elías Calles se realicen primero, antes de modificar ésta.
- En lo que se refiere al aprovechamiento; con las modificaciones propuestas se gana un volumen anual aprovechable de 43 Mm³, en promedio,

y se tiene una extracción media anual de 2840 Mm³, para una deficiencia del 0% o hasta 2912 Mm³, que corresponde a una deficiencia del 5%; la cual es mayor a la extracción media anual que se ha venido realizando (2377 Mm³). El incremento proviene de la combinación de una mejor programación de las extracciones, y de la sobrelevación de la cresta vertedora. La extracción anual se puede programar según la Fig. 21.

- Por último, es conveniente verificar que las modificaciones propuestas para las cuatro presas sean efectivamente la mejor solución, desde los puntos de vista técnico y económico; para lo cual es indispensable un análisis hidroeconómico; y en caso necesario, buscar otras alternativas de solución.

6.- ANEXOS - METODOLOGIAS UTILIZADAS

6.1 Métodos probabilísticos

Los modelos probabilísticos que se aplicaron en este trabajo fueron:

- Gumbel Simple
- Gumbel Doble
- Log Pearson III

6.1.1 Gumbel Simple

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

$$Y = B + A \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr-1}$$

donde:

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

Tr = Período de retorno, en años

A, B = Parámetros a determinar por medio de regresión lineal

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

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

y = Gasto máximo observado, en m³/seg

$$x = \text{Log}_e \text{ Log}_e \frac{Tr}{Tr-1}$$

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

n = Número de años de registro

m = Número de orden del gasto máximo anual en análisis

Si se toma en consideración que para cada valor inferido de 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:

$$\epsilon = \pm \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{x(k) - \frac{\sum x}{n}}{\frac{\sum xx - (\sum x)^2}{n}} \frac{\sum (y - \gamma)^2}{n-2}} \frac{\alpha}{2}$$

donde:

$$x(k) = \text{Log} \text{ Log} \frac{Tr}{Tr-1} \quad (\text{para cada período de retorno que se desee calcular})$$

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

De esta manera la ecuación general resulta:

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

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

6.1.2 Gumbel Doble

En esta distribución se consideran 2 tipos de muestra de datos, una ciclónica y otra normal. Aplicando la distribución propuesta por Gumbel para cada muestra y considerando una probabilidad conjunta, la expresión queda de la forma siguiente:

$$P(Y) = e^{-e \left(\frac{-y + a_1}{c_1} \right)} \left[p + (1-p) e^{-e \left(\frac{-y + a_2}{c_2} \right)} \right]$$

donde:

y = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m³/seg

p, a₁, c₁, a₂, c₂ = 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.

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

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

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

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

\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, para las muestras anteriores.

La solución de esta distribución puede realizarse 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 período de retorno buscado.

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

6.1.3 Log Pearson III

Esta distribución se puede expresar de la siguiente manera:

$$Y = \text{antilog } y^*$$

donde:

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

$$y^* = (\overline{\log y}) + K \sigma \log y$$

$$\overline{\log y} = \frac{\sum_{i=1}^n \log y_i}{n} \quad (\text{media de la muestra})$$

$$\sigma \log y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log y_i - \overline{\log y})^2}{n-1}} \quad (\text{desviación estandar de la muestra}).$$

y_i = Valor del gasto máximo anual en el año i , en m³/seg

n = Tamaño de la muestra; igual al número de años del registro.

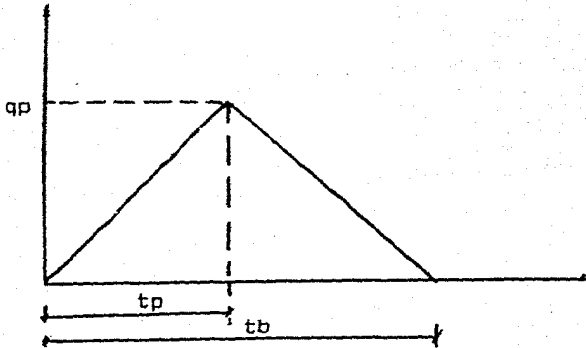
K = Coeficiente que se obtiene en función del período de retorno y del parámetro C_s , valuado con la siguiente expresión:

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

6.2 Modelo precipitación-escorrimento (SPM)

Este modelo está basado en el método del hidrograma unitario - sintético triangular del SCS, en donde las expresiones para valuar el - gasto de pico, el tiempo en el cual ocurre éste y la duración, son expresiones de tipo semiempírico y están en función de las condiciones - físicas e hidrológicas de la cuenca.

Las principales características del hidrograma unitario sintético triangular son:



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

t_p = Tiempo pico, en horas

t_b = Tiempo base, en horas

Las expresiones para calcular estos parámetros son las siguientes:

$$q_p = \frac{A}{5.512 t_p}$$

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

$$t_b = 5 t_p$$

A = Area de la cuenca en estudio, en km²

D = Duración de la lluvia, en horas

T_c = Tiempo de concentración, en horas

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

$$T_c = \frac{(0.87 L^3)^{0.385}}{H}$$

L = Longitud del cauce principal, en km.

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

Utilizando el criterio del SCS, la lluvia en exceso se calcula con la expresión:

$$h_e = \frac{(h_p - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde:

h_p = Altura de lluvia relacionada con el período de retorno que se requiera, en cm.

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

Por último el gasto pico se obtiene con la expresión:

$$Q_p = q_p \times h_e$$

6.3 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:

$$Y_m = \bar{Y}_n + k_m S_n$$

donde:

Y_m = Precipitación máxima observada

K_m = Número de desviaciones estandar S_n , que debe ser agregado a \bar{Y}_n para obtener Y_m

\bar{Y}_n y S_n = Son las medias y desviaciones estandar 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; Fig. 21 y 22, respectivamente.

2.- Ajuste de \bar{Y}_n y S_n debido al tamaño de la muestra Fig. 23.

Con el valor de \bar{Y}_n ajustado y con base en la Fig. 24, 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.

6.4 Tránsito de avenidas por cauces naturales

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

$$K X (I - O)$$

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).
- X = Factor de peso que expresa la importancia relativa de las entradas y salidas al tramo, en el almacenamiento del mismo ($0.25 < X < 0.40$).

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

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

Que es la ecuación de muskingum.

Esta misma ecuación, por incrementos finitos, se tiene que:

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

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

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

Por incrementos finitos, se puede escribir:

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

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

Por lo tanto:

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

Resolviendo esta ecuación, junto con la establecida por Muskingum, se obtiene:

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

donde:

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

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

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

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

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 esté analizando; así como el intervalo de tiempo Δt en que está dado.
- b) Tiempo de traslado (K) y coeficiente de peso (X).

6.5 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 m³/seg

O = Gasto de salida; en m³/seg

$\frac{Va}{\Delta t}$ = 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:

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

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

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

De la ecuación de continuidad se tiene:

$$I_i + I(i + 1) = O_i + O(i + 1) + \frac{2 Va(i + 1) - 2 Vai}{\Delta t}$$

$$I_i + I(i + 1) + \frac{2 Vai}{\Delta t} - O_i = O(i + 1) + \frac{2 Va(i + 1)}{\Delta t}$$

La cual sería la ecuación a resolver, ya sea por el método analítico (tanteos) o por el método gráfico, en virtud de tener dos incógnitas y una sola ecuación.

donde:

I = Gasto de entrada al vaso, en m³/seg

O = Gasto de salida del vaso, en m³/seg

V_a = Volumen de almacenamiento en el vaso, en m³.

Δt = Intervalo de 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 Δt , 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

La curva de Elevaciones-Descargas de la obra de excedencias, se calcula con las siguientes fórmulas:

Considerando que la obra de excedencias es sin control, tenemos que:

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

donde:

Q = Gasto de salida, en m³/seg

C = Coeficiente de descarga variable en función de la H

L = Longitud efectiva de la cresta vertedora, en m

H = Carga sobre la cresta vertedora, en m

Hd = Carga de diseño, en m

En el caso de que la obra de excedencias sea controlada, la relación elevación-gasto de salida estará dada por las reglas de operación de las compuertas utilizadas. Con la ecuación anterior, pero en este caso considerando la longitud efectiva de la cresta tenemos:

$$Q = CLe H^{3/2}$$

donde:

$$Le = L' - 2 (NKp + Ka) He$$

Le = Longitud efectiva de la cresta vertedora, en m

L' = Longitud neta de la cresta vertedora, en m

N = Número de pilas

Kp = Coeficiente de concentración de las pilas

Ka = Coeficiente de concentración de los estribos

He = Carga sobre la cresta, en m

6.6 Funcionamiento de vaso (Modelo OPTIMA)

Este modelo propone que tanto para el diseño como para la operación de los embalses, se debiera de tener una relación en la -

cual el volumen inicial de extracción esté en función del almacenamiento al inicio del ciclo.

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

donde:

VA (K) = Volumen 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.

$$VA (K) = \alpha (ALM i)^{\beta}$$

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

$$VA (K) = \alpha + \beta (ALM i)$$

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

Este modelo utiliza para el cálculo de α y β ; el método de búsqueda directa de Fibonacci, el cual reduce al máximo el número de iteraciones necesarias para encontrar estos valores.

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

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

Resolviendo la ecuación de continuidad anterior por incrementos finitos y despreciando las pérdidas por infiltración tenemos:

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

La cual deberá estar sujeta a las restricciones:

$$SM \leq S(i + 1) \leq SC$$

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

$$DM(i + 1) = PDj \times VA (K)$$

donde:

$S(i + 1)$ = Almacenamiento al final del mes, en Mm3*

S_i = Almacenamiento al inicio del mes, en Mm3

$EN(i + 1)$ = Entradas netas al vaso en el mes $(i + 1)$, en Mm3

$EV(i + 1)$ = Volúmenes de pérdidas por evaporación
del mes $(i + 1)$, en Mm3

$DM(i + 1)$ = Volúmenes de demanda en el mes $(i + 1)$, en Mm3

SM = Capacidad muerta, en Mm3

SC = Capacidad de conservación, en Mm3

PD_j = Porcentaje de demanda con respecto al anual,
del mes j .

* Mm3 = Millones de metros cúbicos.

ANEXO A (FIGURAS)

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
LOCALIZACION Y DELIMITACION DE SUBCUENCAS

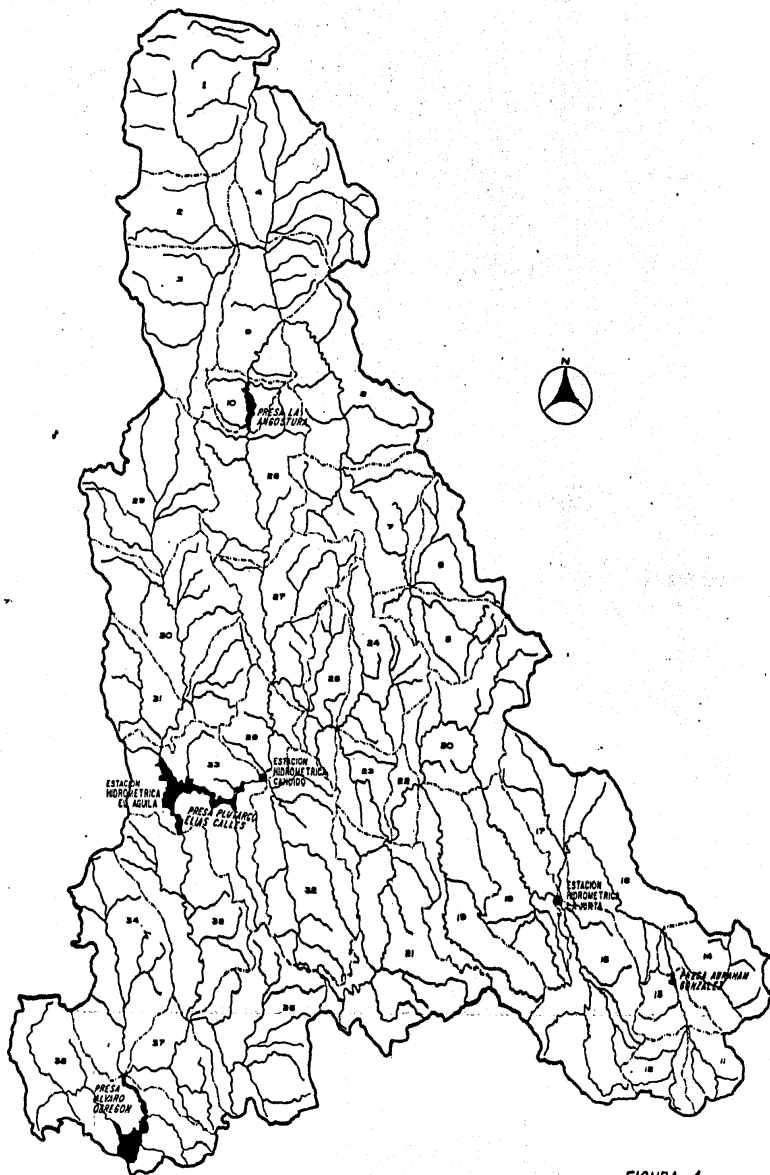


FIGURA. 1

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

ESTACION: LA JUNTA, CHIH. (1937-1960)

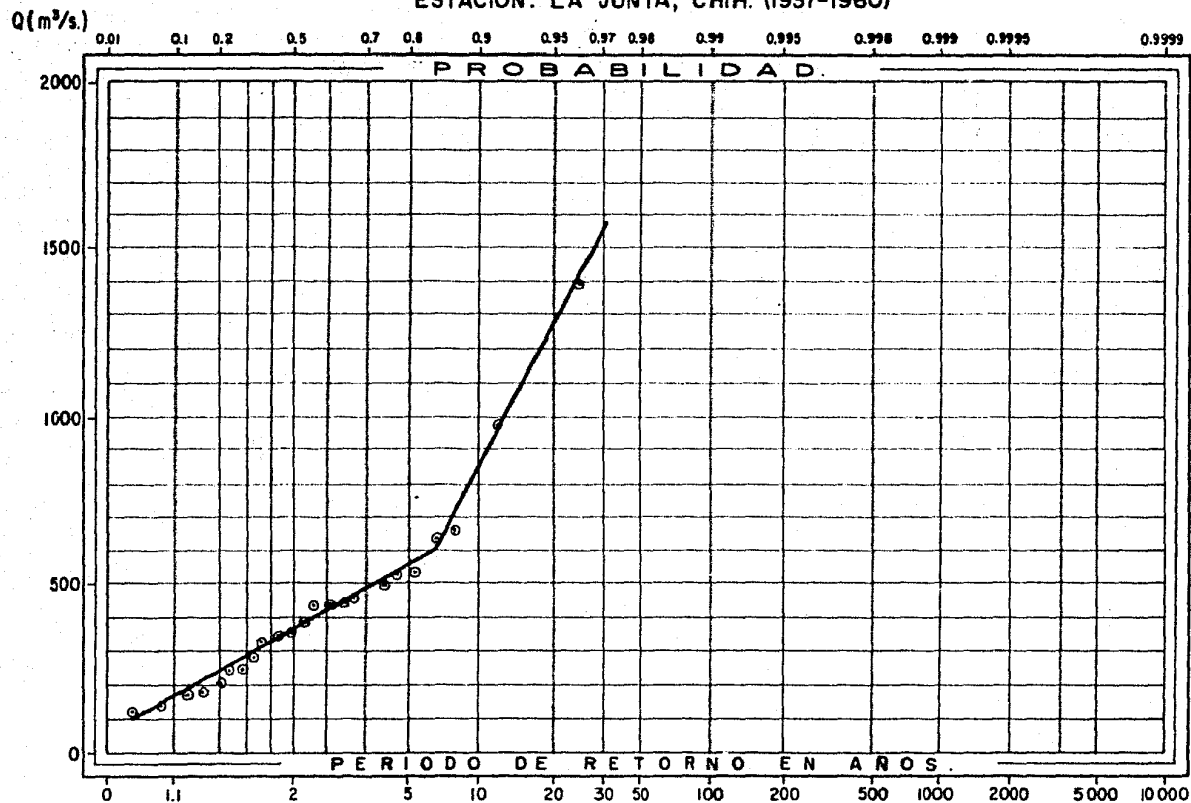


FIGURA 3.

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

ESTACION: EL AGUILA, SON. (1942-1963)

$Q(m^3/s)$

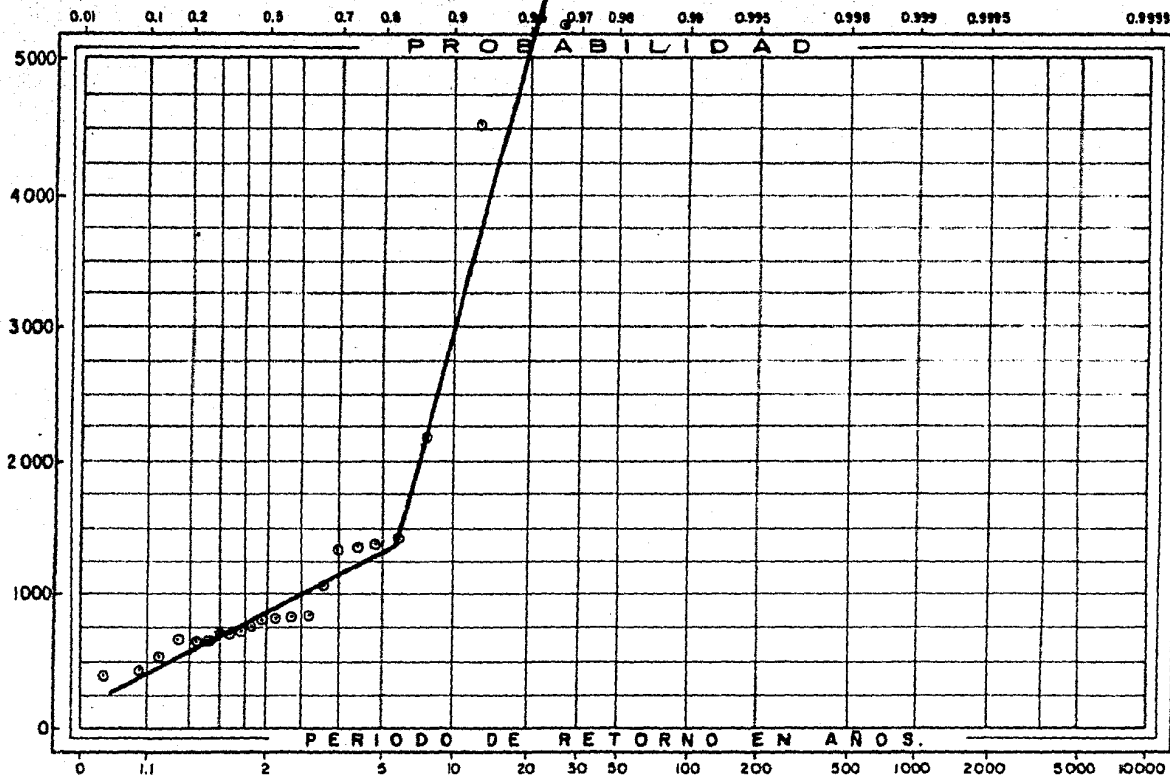


FIGURA 2.

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

ESTACION: CANDIDO, SON. (1965 - 1973)

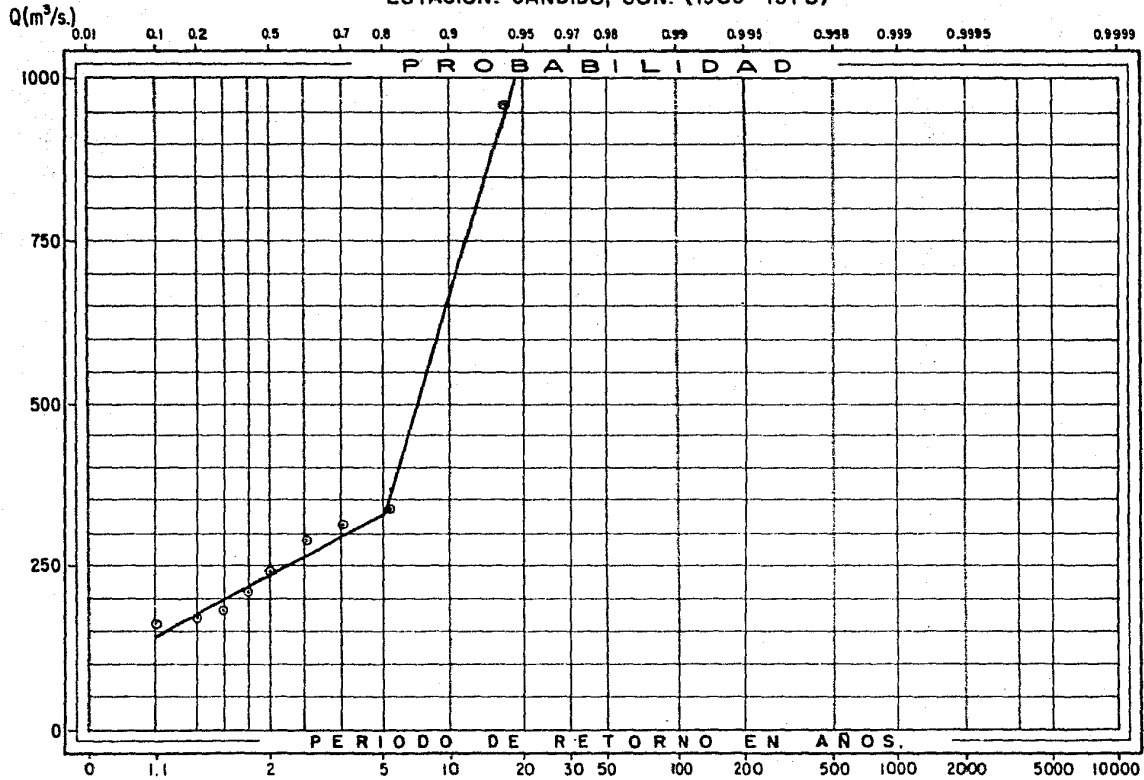


FIGURA 4.

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SON.

ESTACION: EL AGUILA, SON.

Q(m³/s.)

- GUMDOB.
- LOG. P. III
- GUMSIM.

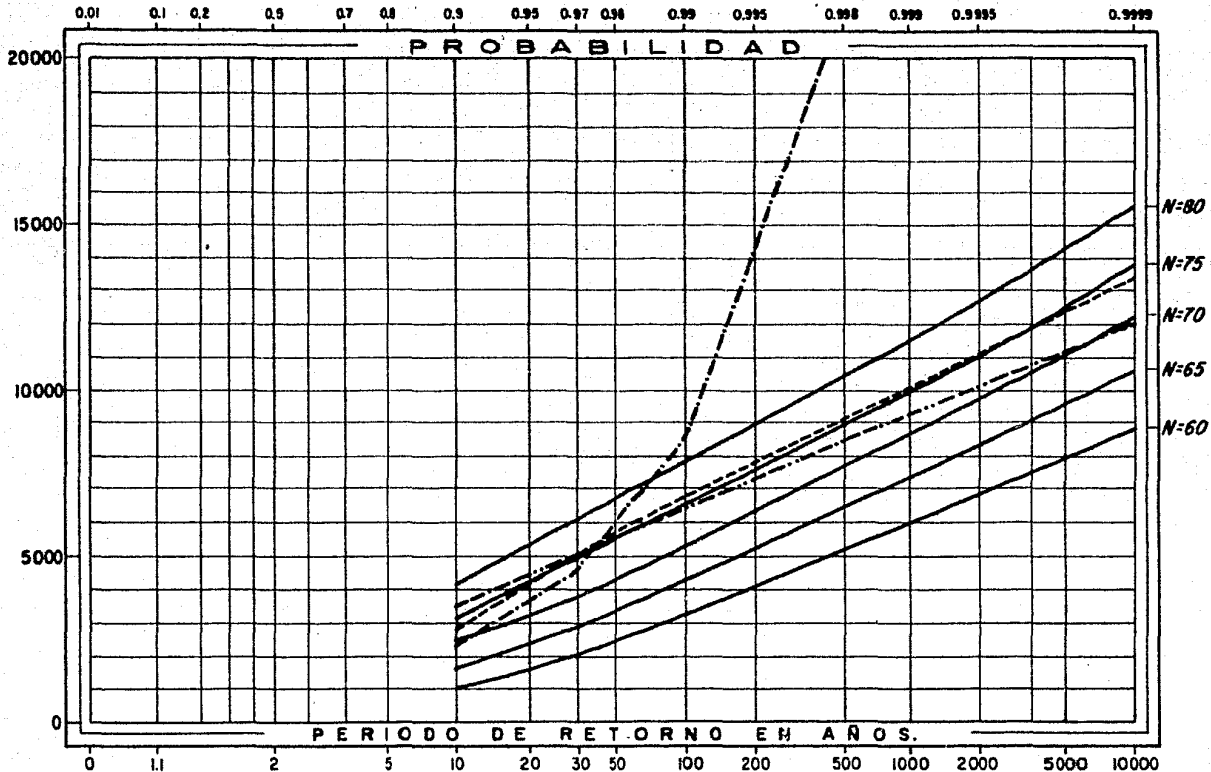


FIGURA 5

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

ESTACION: LA JUNTA, CHIH.

----- DOBGUM.
 - - - - - LOG. P III
 - - - - - GUMSIM.

Q (m³/s.)

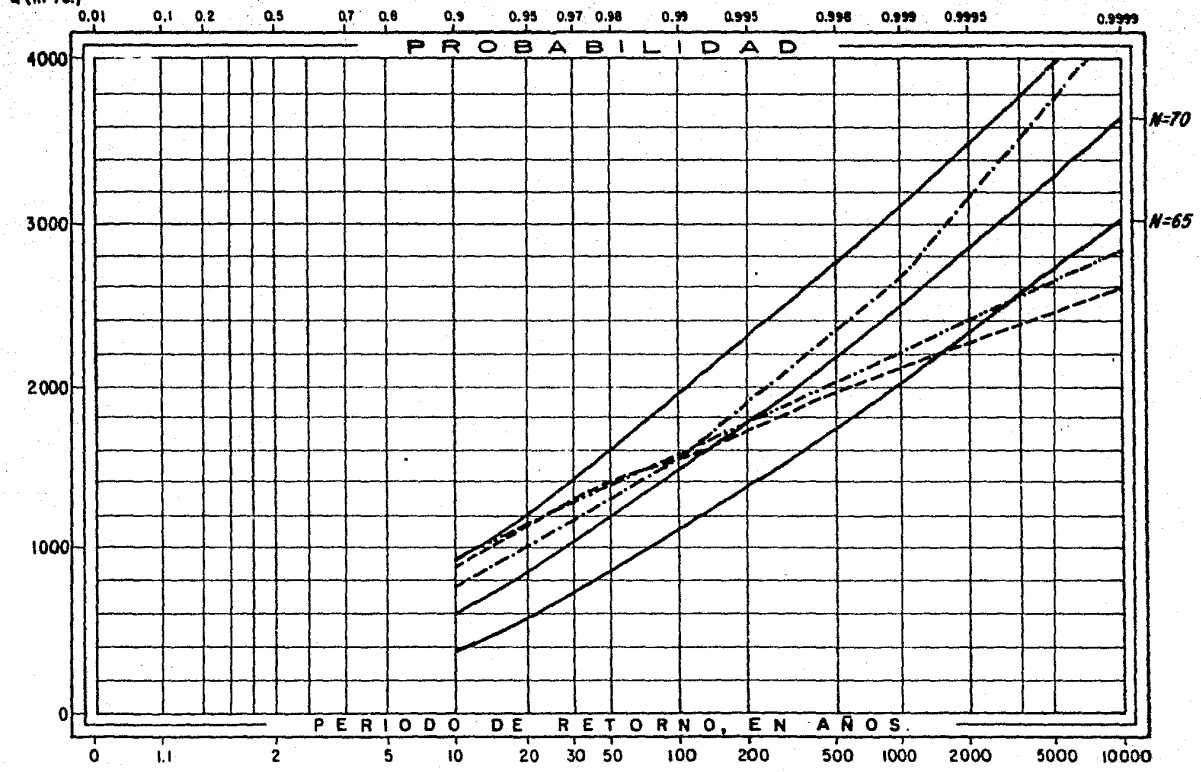


FIGURA 6.

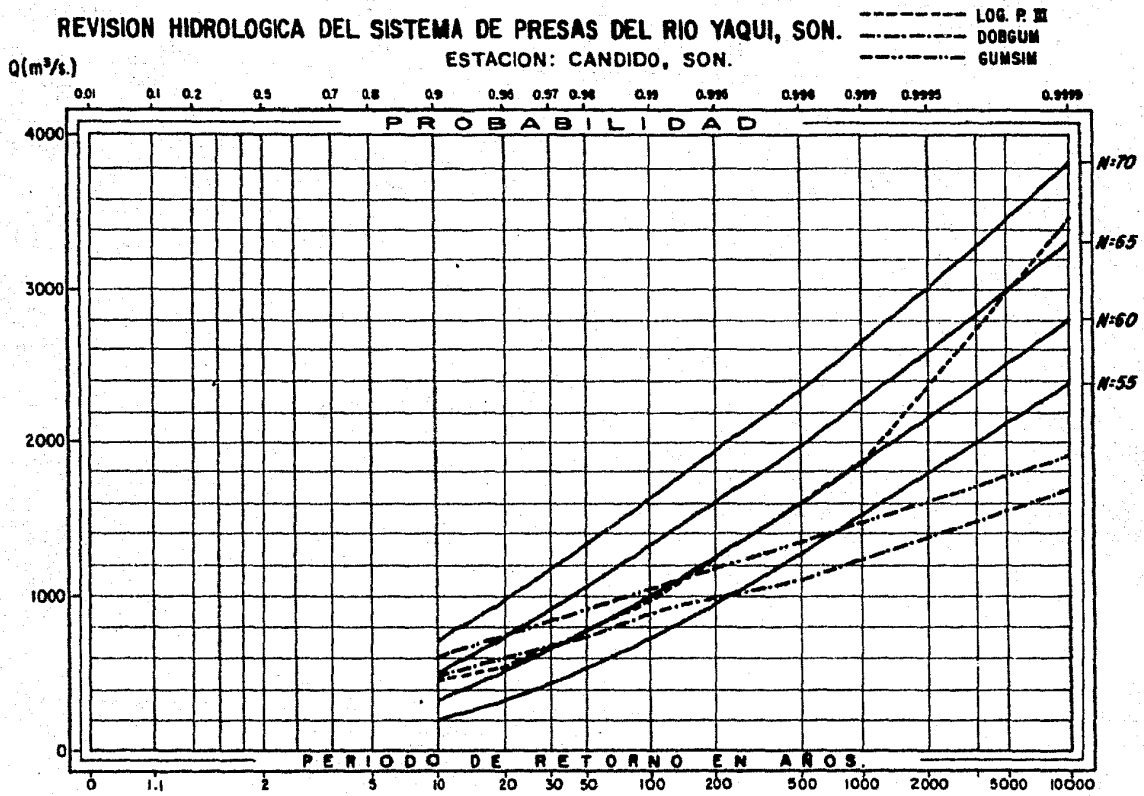


FIGURA 7.

ENVOLVENTES REGIONALES Y MUNDIALES DE CREAGER Y LOWRY

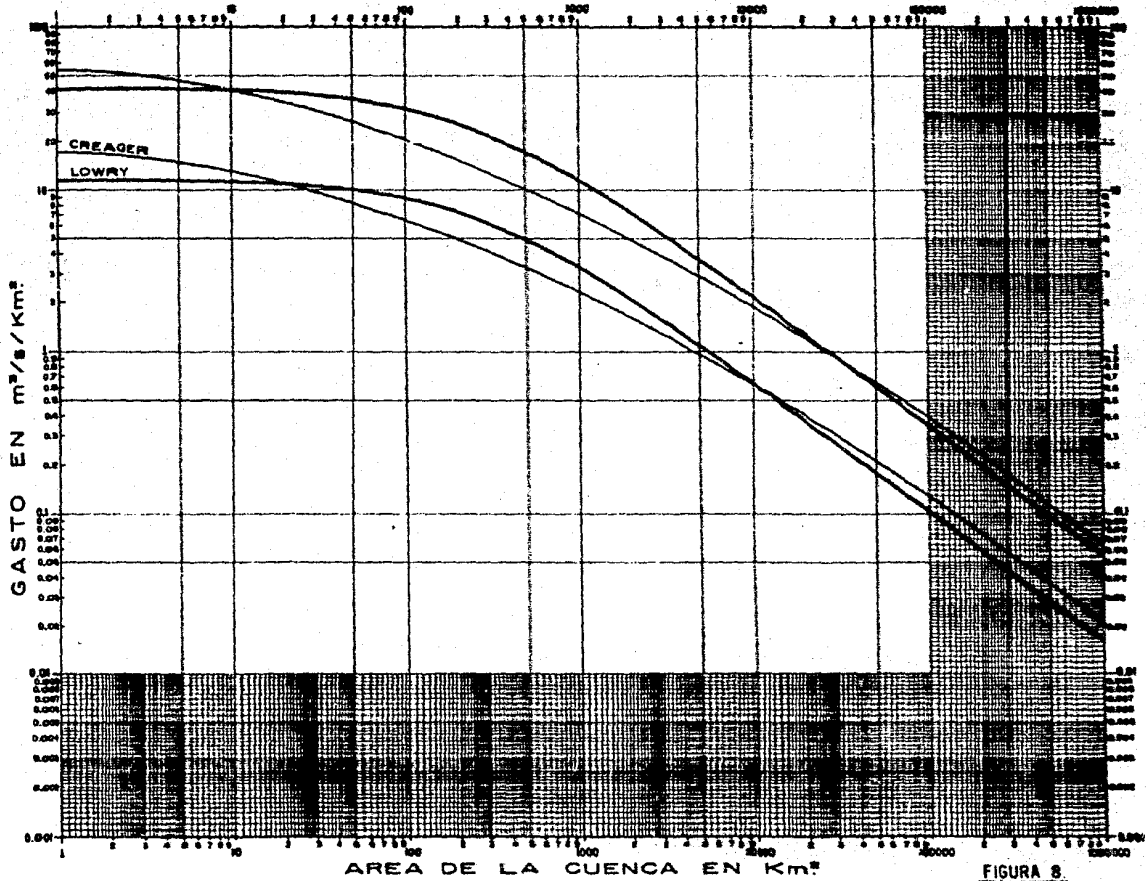


FIGURA 8

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA
LA ANGOSTURA, SON.

AVENIDA DE DISEÑO.

$Q_p = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$.

$T_p = 39 \text{ hrs.}$

$T_b = 104 \text{ hrs.}$

$\text{Vol.} = 1600 \text{ Mm}^3$

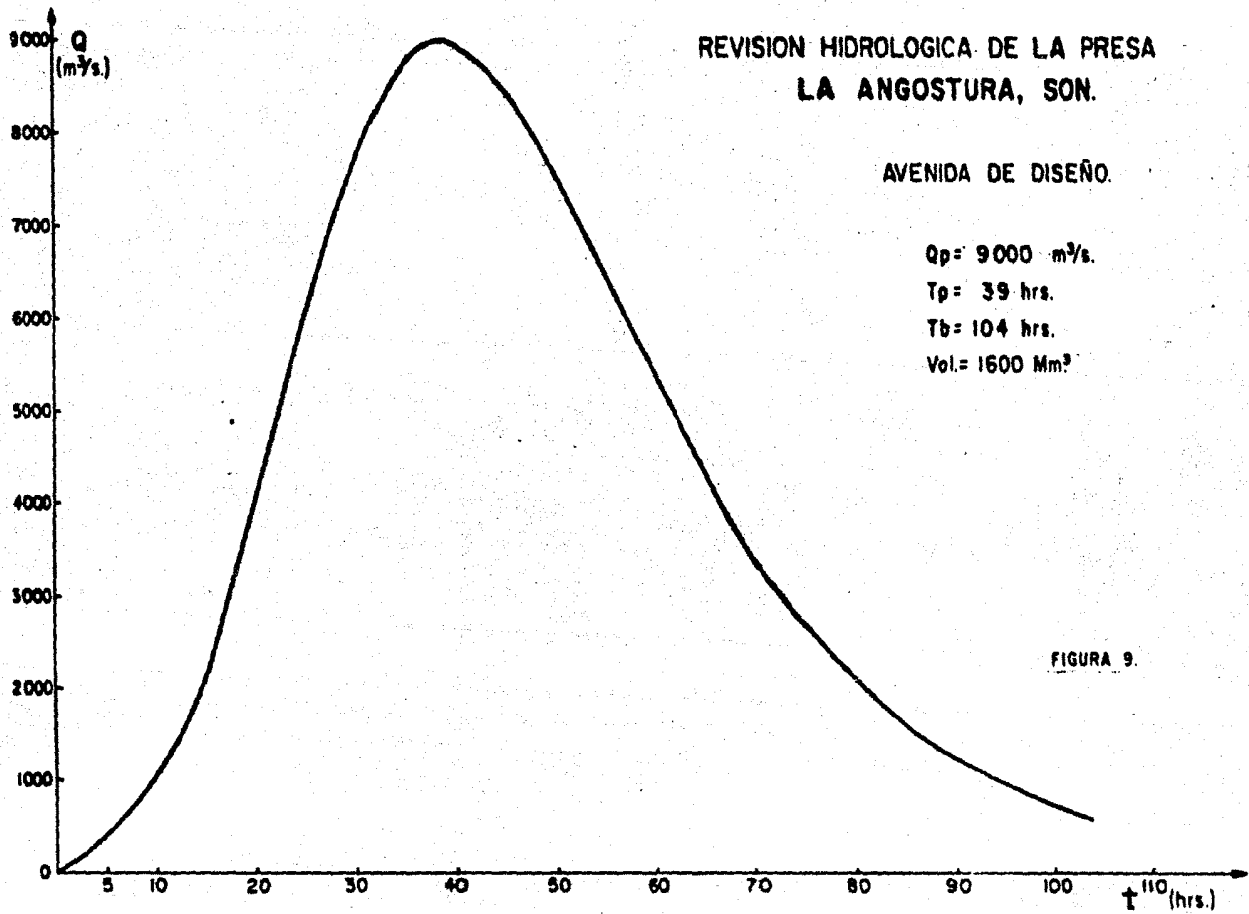
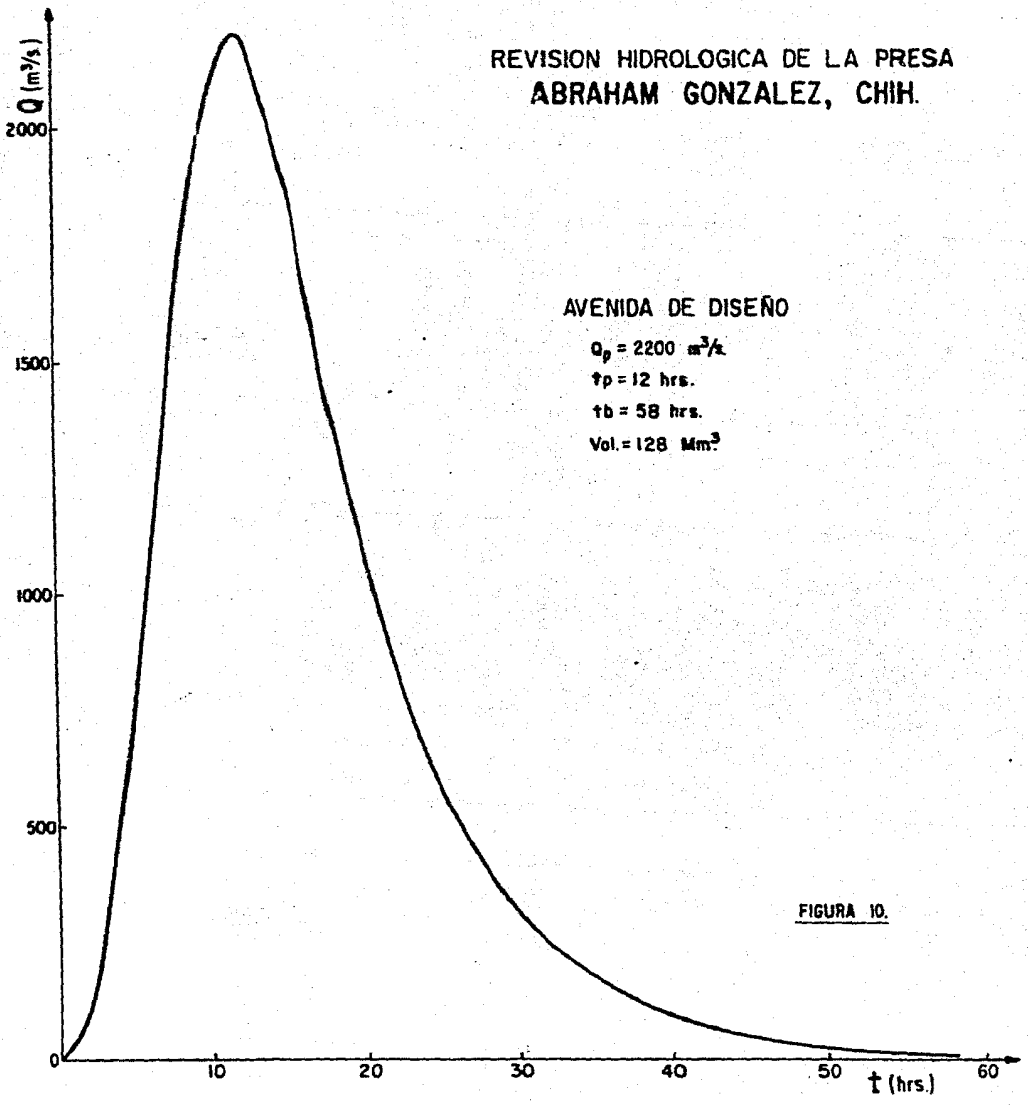


FIGURA 9.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA
ABRAHAM GONZALEZ, CHIH.



AVENIDA DE DISEÑO

$Q_p = 2200 \text{ m}^3/\text{s}$
 $t_p = 12 \text{ hrs.}$
 $t_b = 58 \text{ hrs.}$
 $\text{Vol.} = 128 \text{ Mm}^3$

FIGURA 10.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA
PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.

AVENIDA DE DISEÑO

$Q_p = 14000 \text{ m}^3/\text{s}$.

$T_p = 26 \text{ hrs.}$

$T_b = 190 \text{ hrs.}$

$\text{Vol.} = 3250 \text{ Mm}^3$

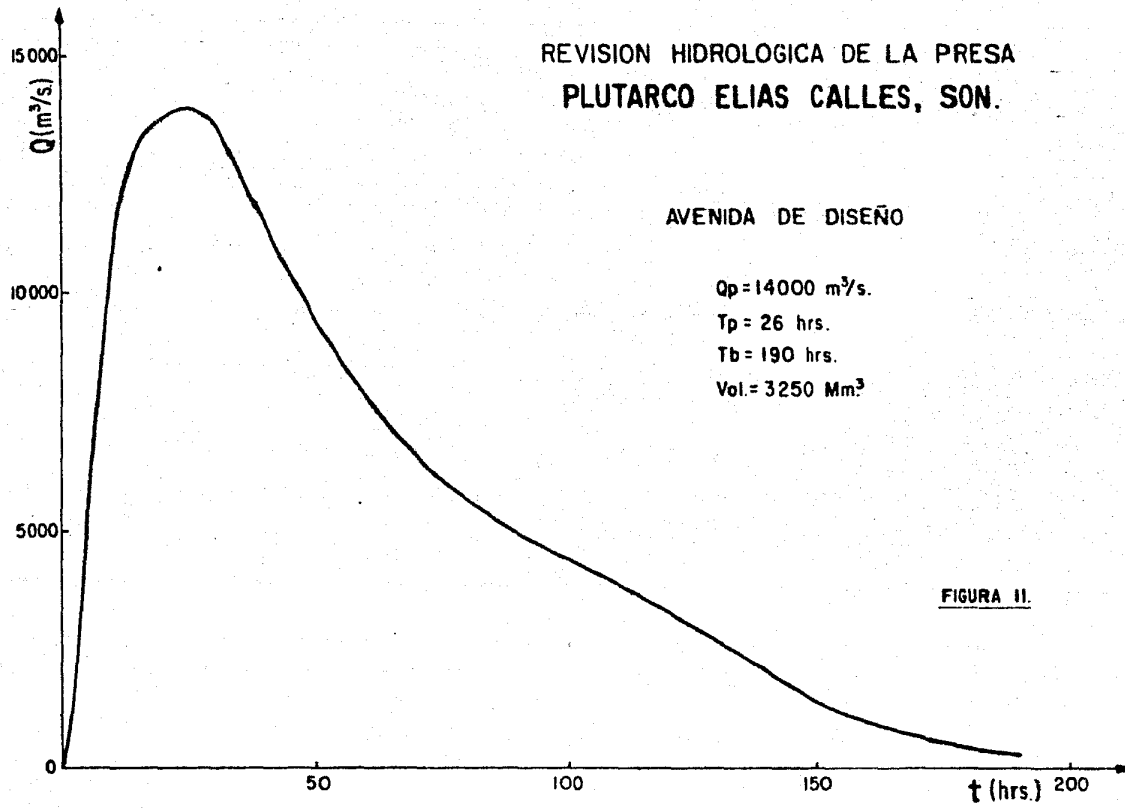


FIGURA II.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA
ALVARO OBREGON, SON.

AVENIDA DE DISEÑO.
(Considerando las descargas
de la Presa P. Elías Calles.)

$Q_p = 11000 \text{ m}^3/\text{s}.$

$T_p = 24 \text{ hrs}.$

$T_b = 240 \text{ hrs}.$

$\text{Vol.} = 4230 \text{ Mm}^3$

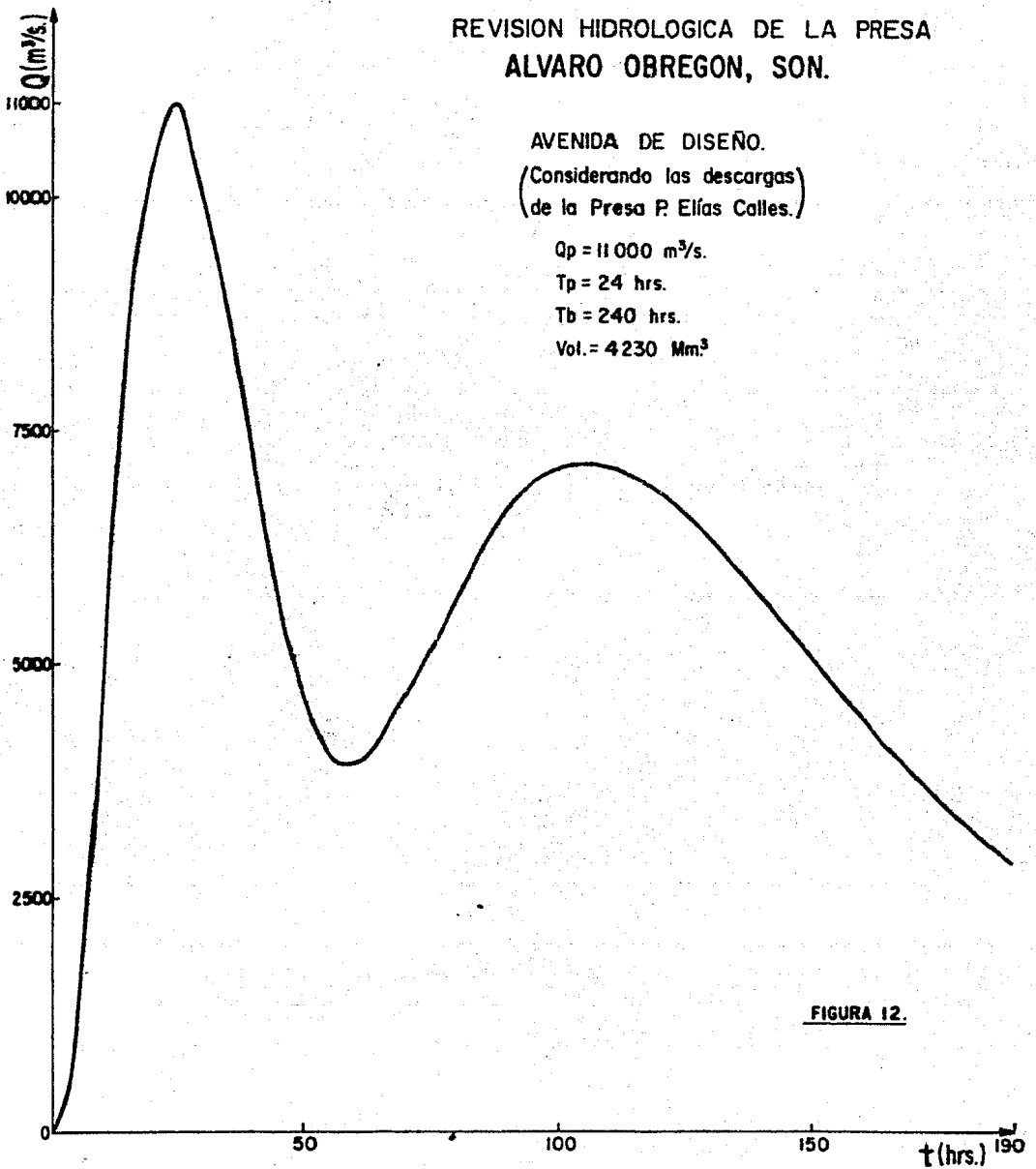


FIGURA 12.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA
ALVARO OBREGON, SON.

AVENIDA DE DISEÑO
(CUENCA PROPIA)

$Q_p = 11000 \text{ m}^3/\text{s}$.

$T_p = 24 \text{ hrs.}$

$T_b = 140 \text{ hrs.}$

$\text{Vol.} = 1540 \text{ Mm}^3$

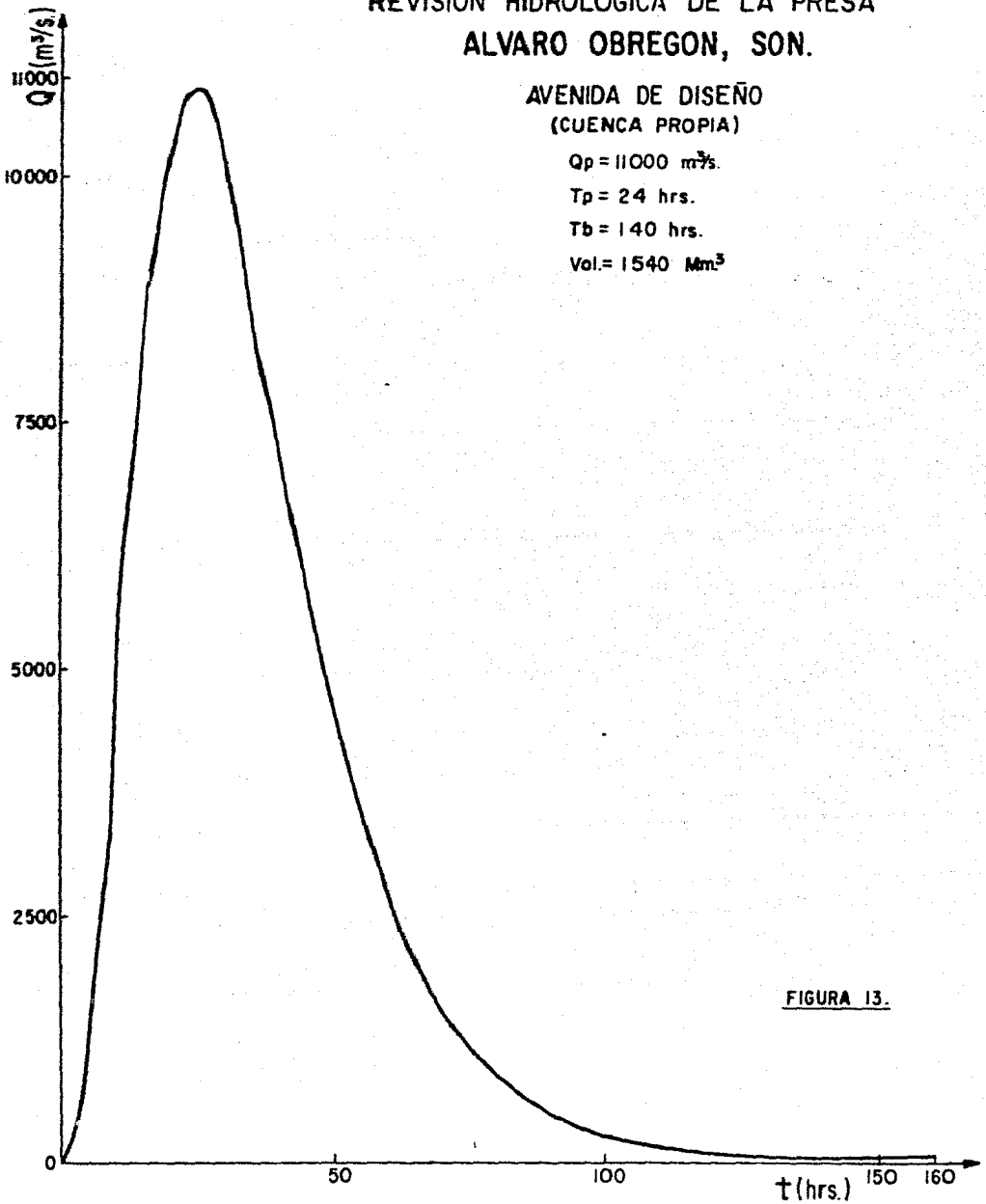
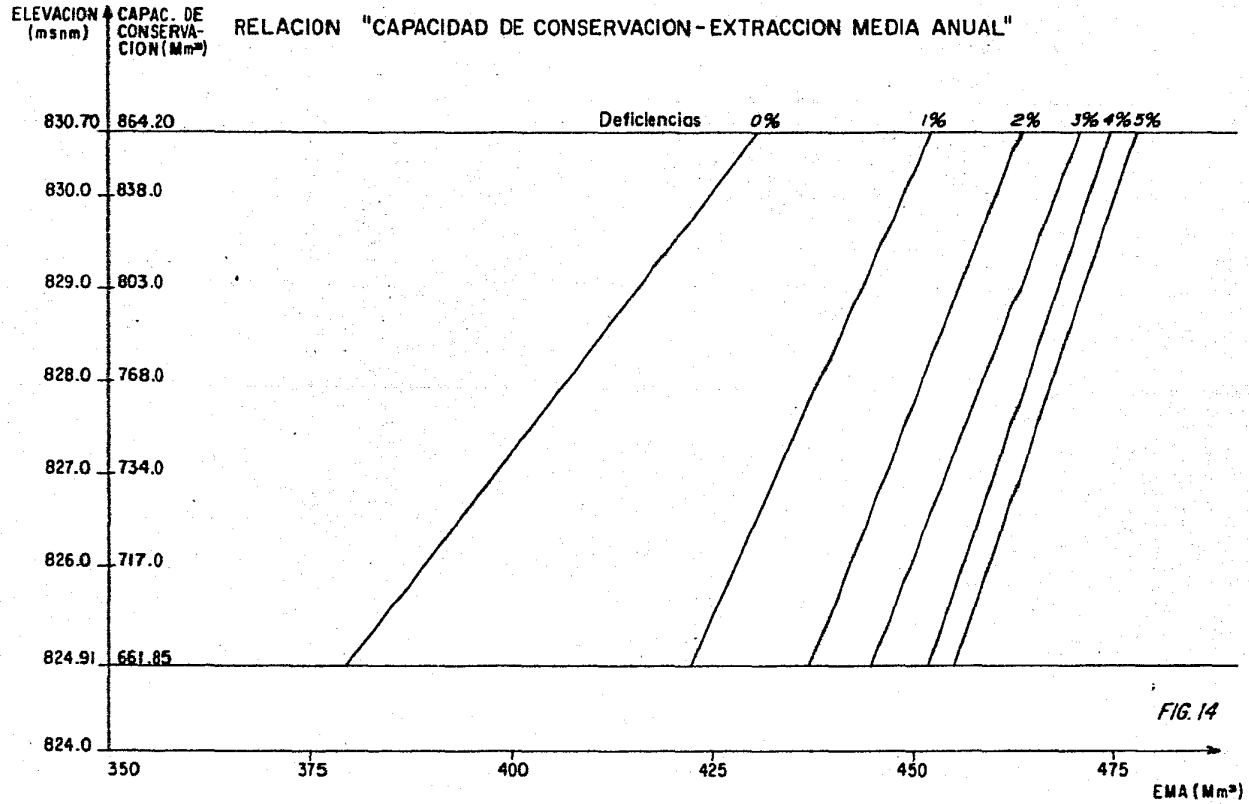


FIGURA 13.

PRESA LA ANGOSTURA, SON.



PRESA LA ANGOSTURA, SON.

RELACION "ALMACENAMIENTO INICIAL-EXTRACCION MAXIMA ANUAL"

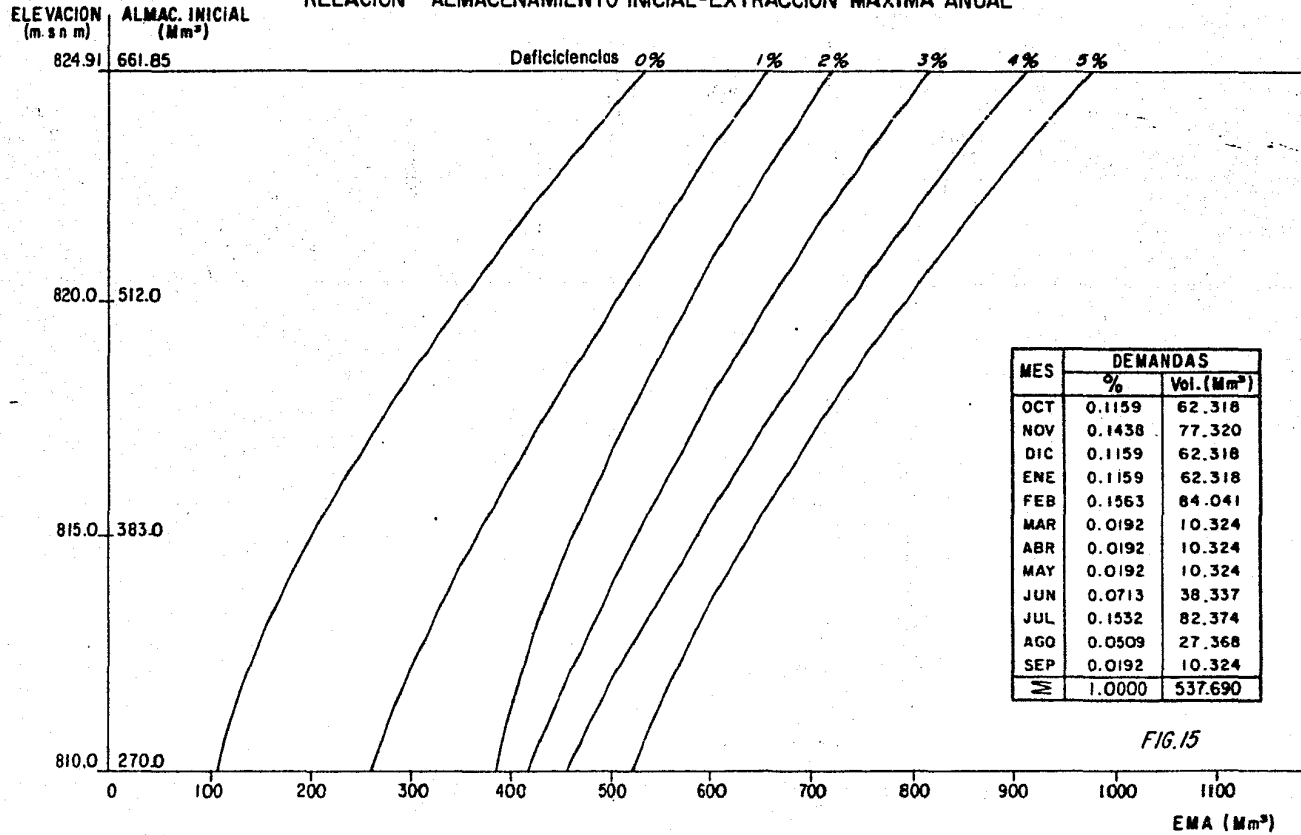


FIG.15

PRESA ABRAHAM GONZALEZ, CHIH.

RELACION "CAPACIDAD DE CONSERVACION-EXTRACCION MEDIA ANUAL"

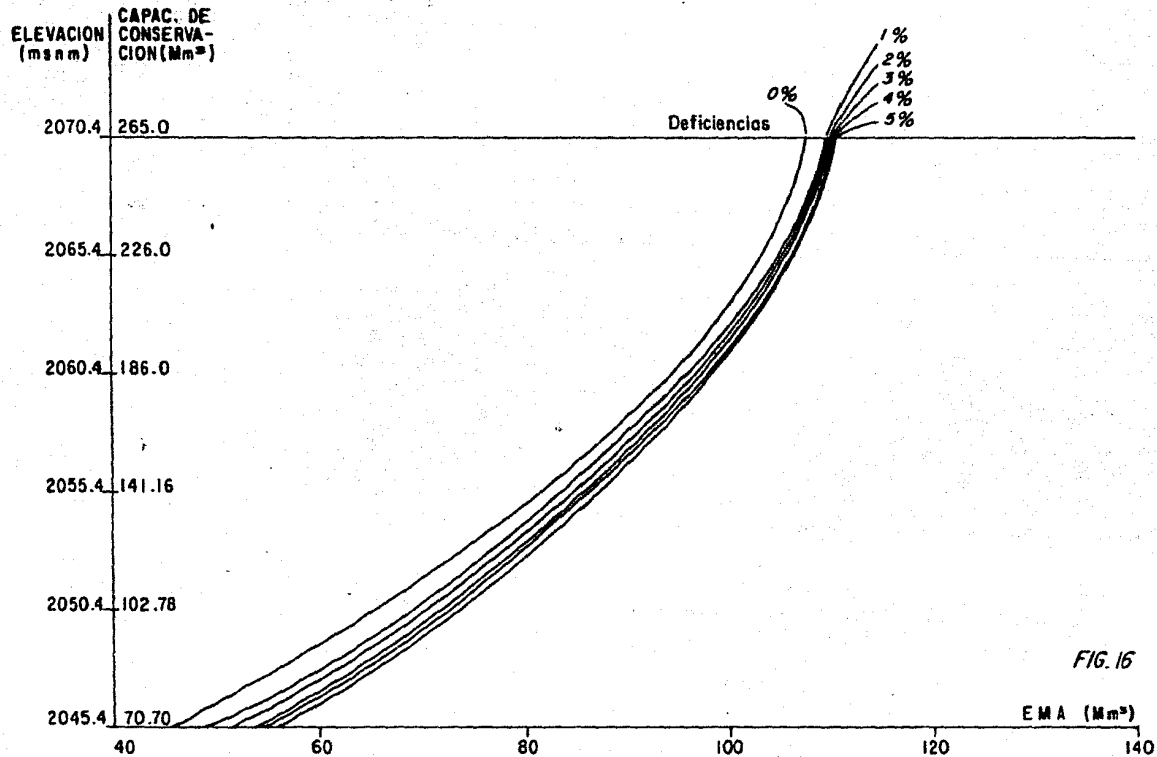


FIG. 16

EMA (Mm³)

ELEVACION
(msnm)

ALMAC. INICIAL
(Mm³)

PRESA ABRAHAM GONZALEZ, CHIH. RELACION "ALMACENAMIENTO INICIAL-EXTRACCION MAXIMA ANUAL"

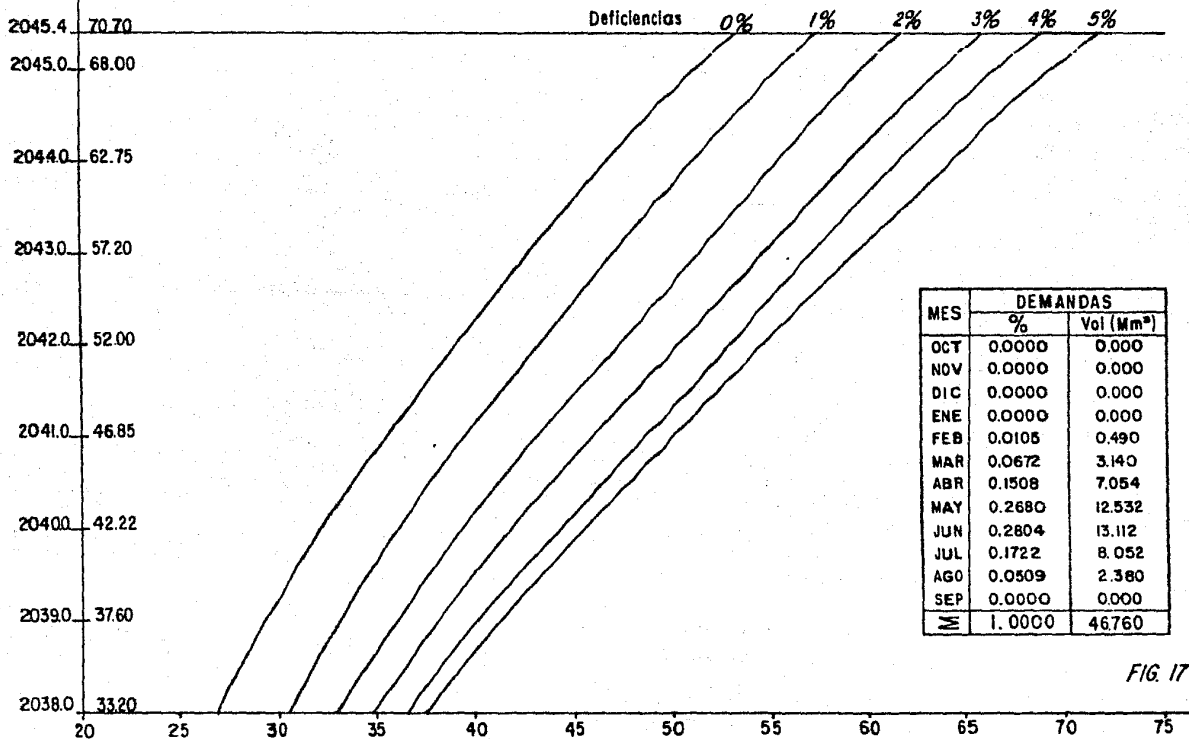


FIG. 17

EMA (Mm³)

PRESA PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.
RELACION "CAPACIDAD DE CONSERVACION-EXTRACCION MEDIA ANUAL"

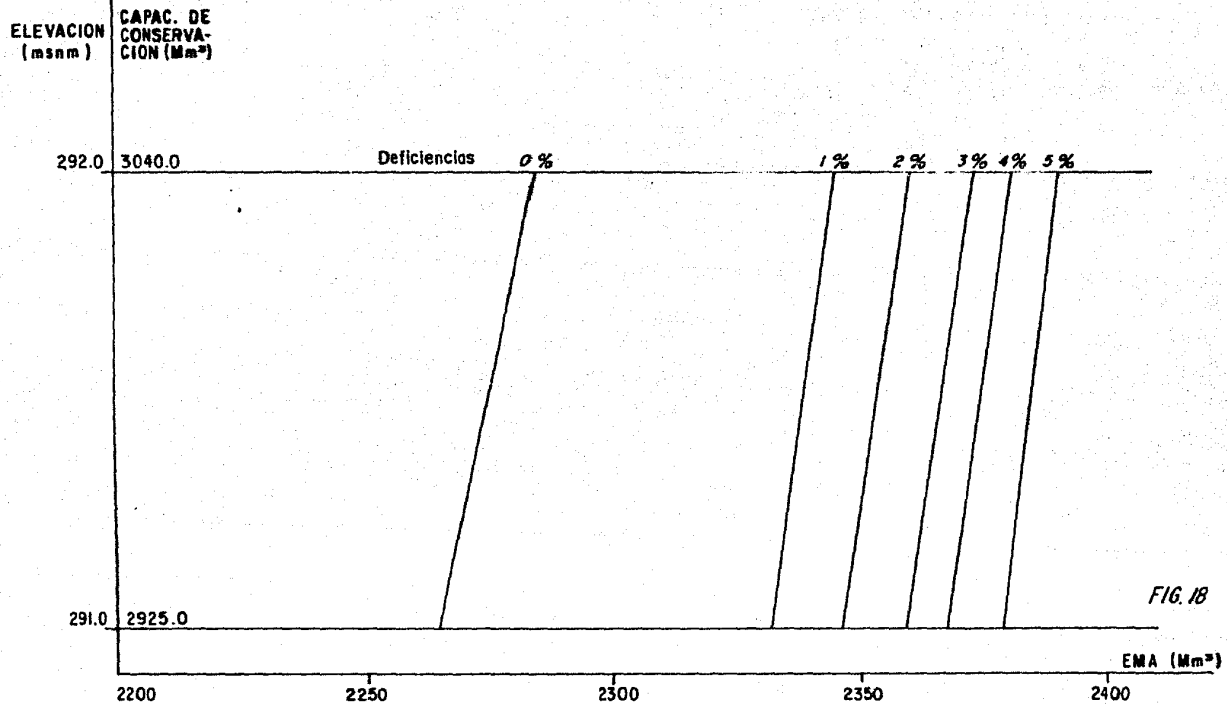


FIG. 18

PRESA PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.

ELEVACION ALMAC. INICIAL
(m snm) (Mm³)

RELACION "ALMACENAMIENTO INICIAL-EXTRACCION MAXIMA ANUAL"

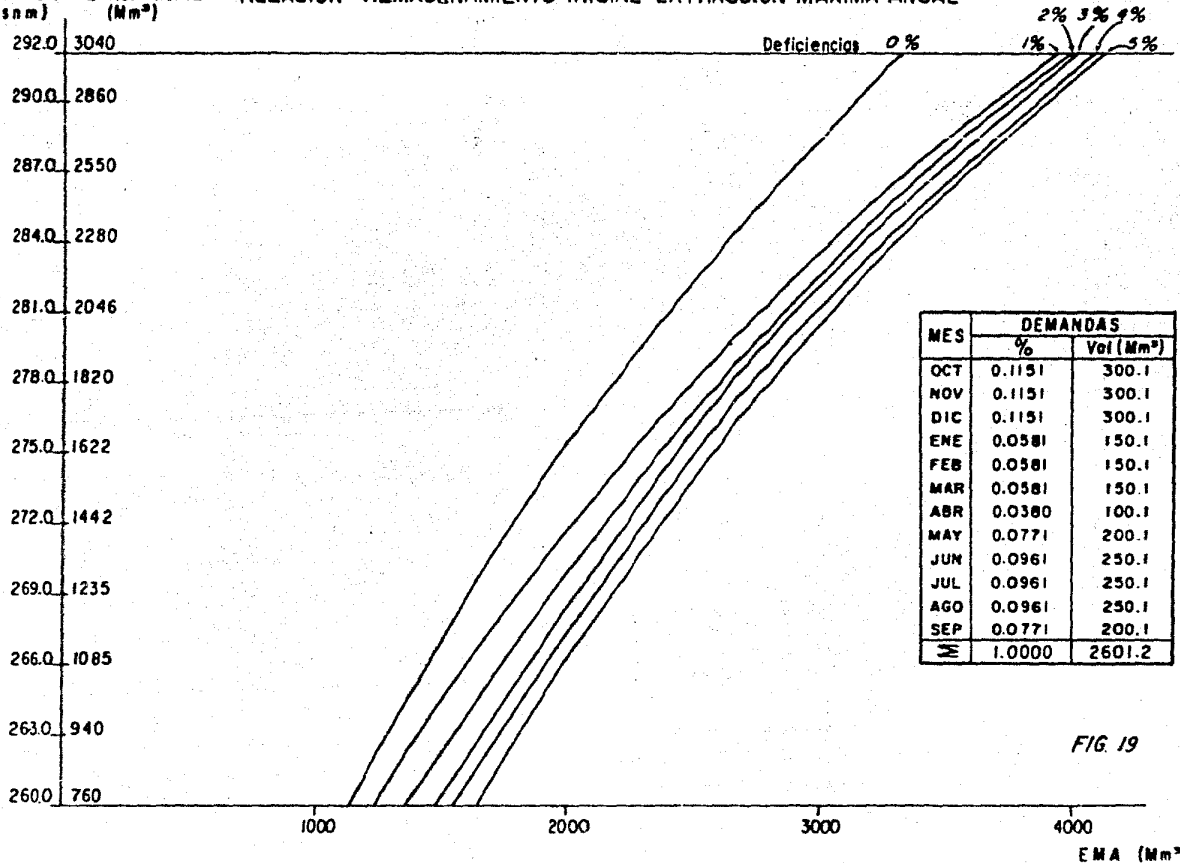


FIG. 19

PRESA ALVARO OBREGON, SON.

RELACION "CAPACIDAD DE CONSERVACION - EXTRACCION MEDIA ANUAL"

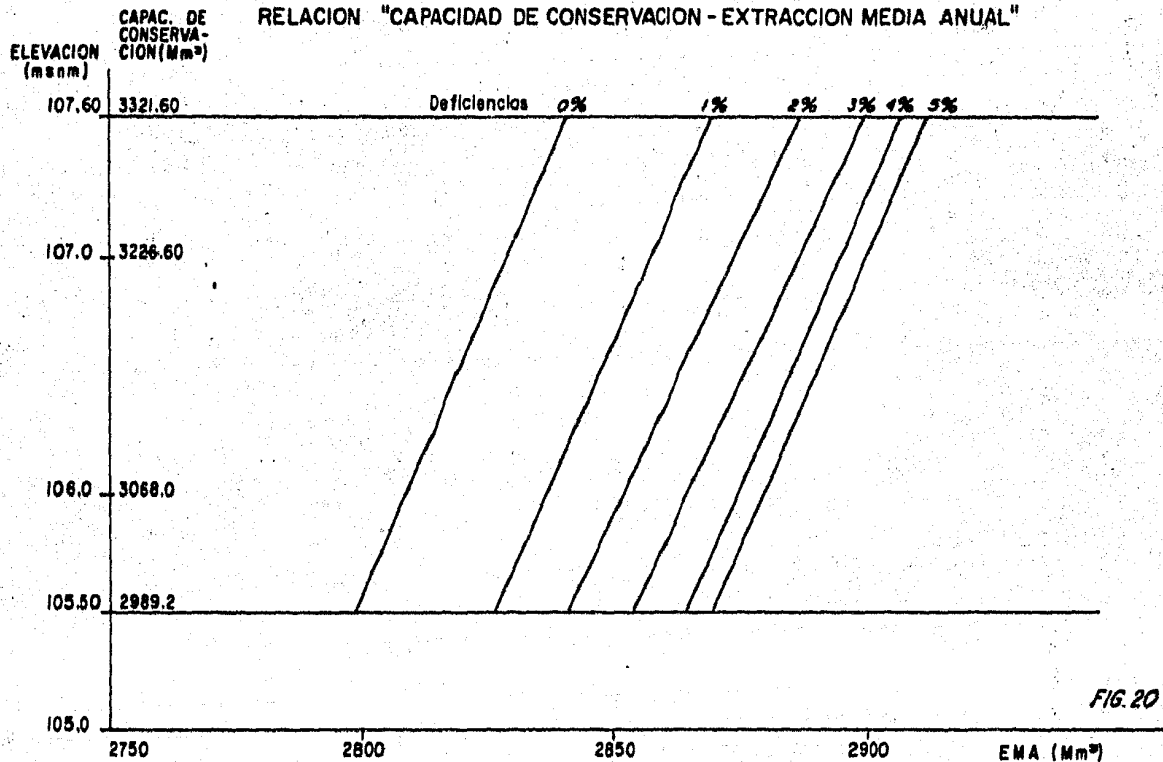


FIG. 20

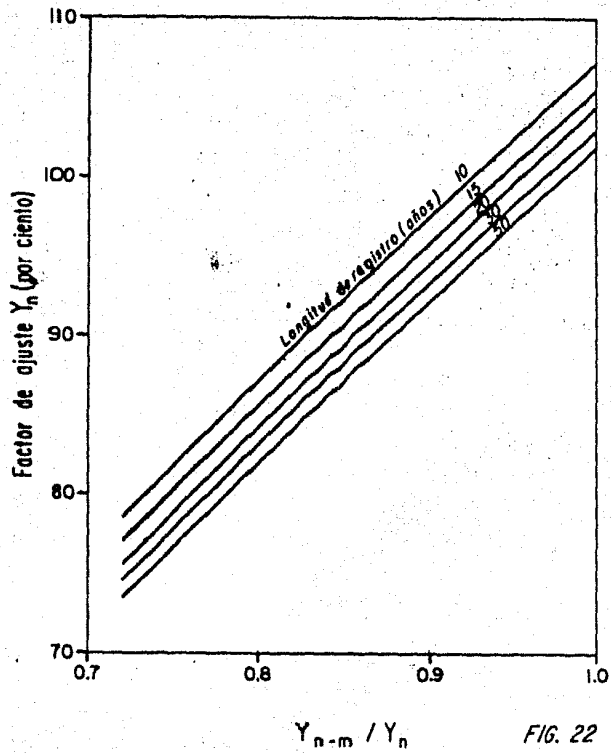


FIG. 22

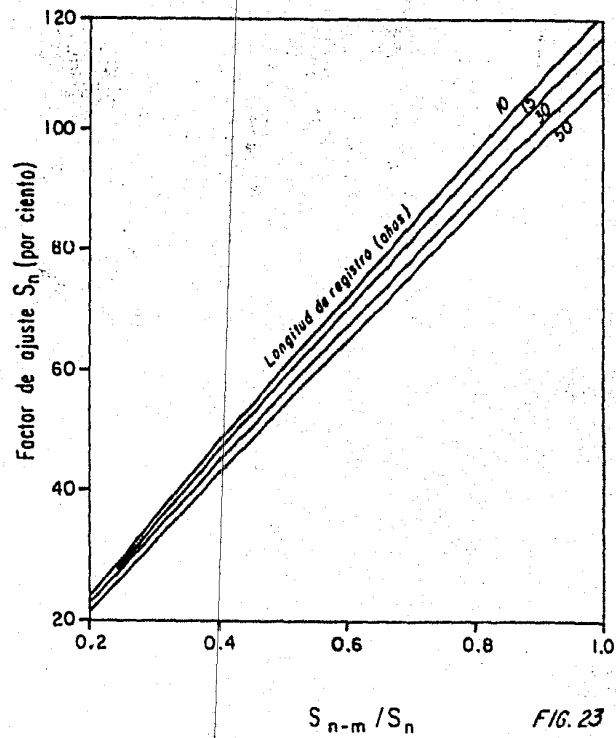


FIG. 23

Ajustes de las características de una serie anual de lluvias máximas observadas.

PRESA ALVARO OBREGON, SON.
RELACION "ALMACENAMIENTO INICIAL-EXTRACCION MAXIMA ANUAL"

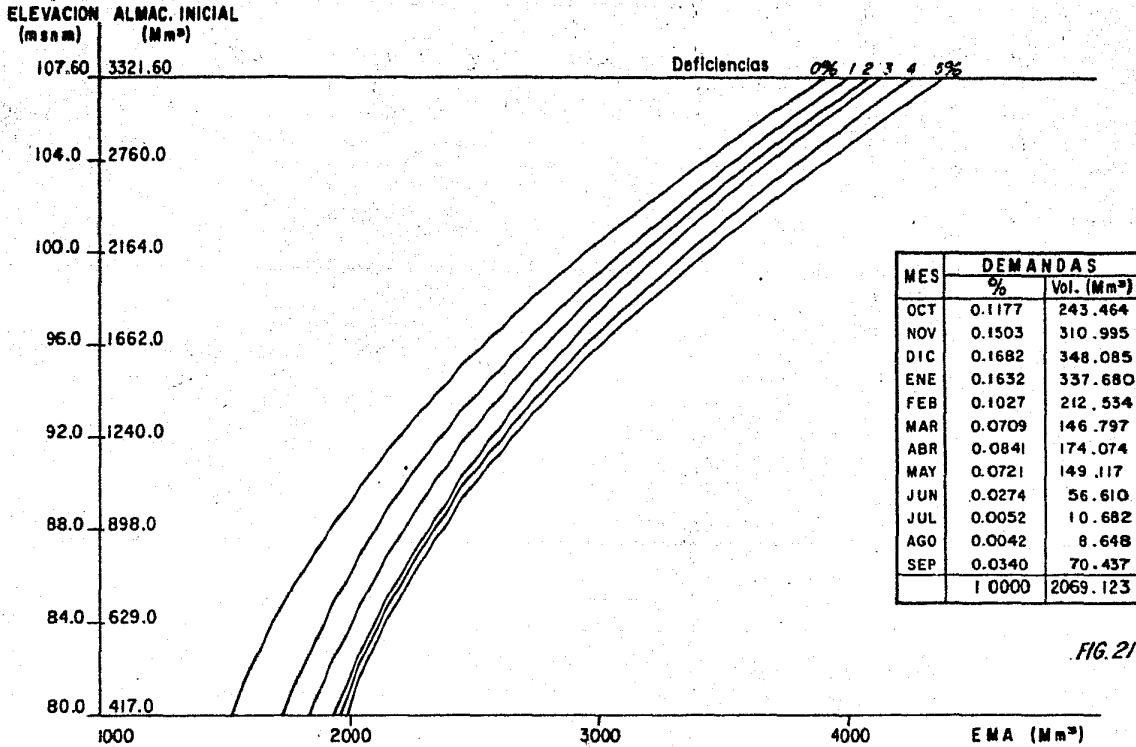


FIG. 21

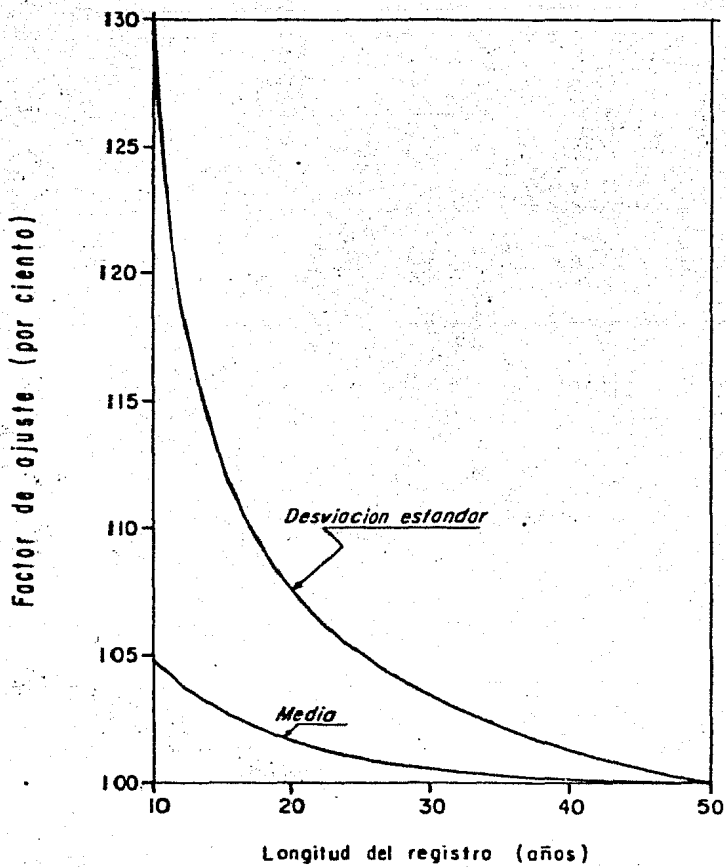


FIG. 24 Ajuste de la media y desviación estandar de las series anuales por longitud del registro.

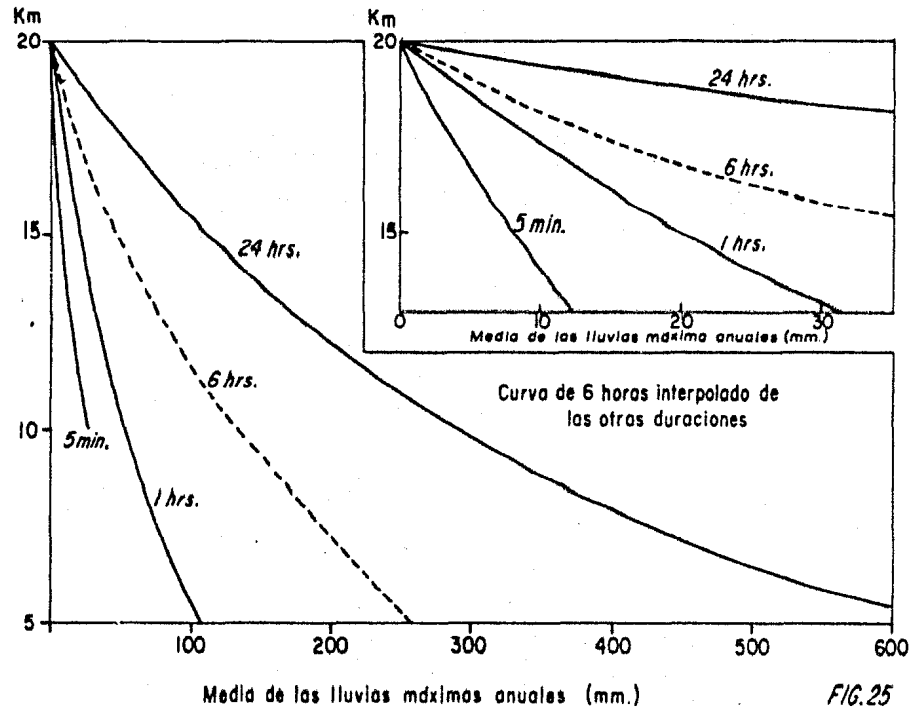


FIG.25

Variación de Km, de acuerdo con las características de la lluvia.

ANEXO B (TABLAS)

REVISIÓN HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

SUBCUENCA	AREA (km ²)	LONGITUD (km)	DESIVEL (m)	TIEMPO DE CONCENTRACION (hrs)
1	3060	100	1423	11.82
2	1582	87	1540	9.76
3	1895	99	400	19.05
4	2579	74	890	10.00
5	1281	84	1000	11.10
6	1039	89	1200	11.04
7	2046	103	1450	12.15
8	2706	129	1870	14.28
9	1541	109	1250	13.73
10	476	23	550	3.12
11	571	41	420	6.75
12	710	48	720	6.58
13	519	36	850	4.43
14	1286	76	717	11.21
15	2454	144	950	21.05
16	2074	111	935	15.68
17	1086	108	950	15.10
18	1885	120	1250	15.34
19	2214	171	1760	20.24
20	2095	123	1660	14.15
21	2954	140	1827	15.84
22	363	49	160	12.03
23	1025	75	160	19.67
24	1800	95	2100	9.59
25	1166	62	1420	6.81
26	2616	123	1860	13.55
27	1839	113	1770	12.52
28	958	57	70	19.70
29	2539	90	1790	9.58
30	2117	100	1410	11.86
31	1962	75	1130	9.27
32	2853	112	1360	13.71
33	2428	69	860	9.35
34	2380	98	620	15.90
35	2580	144	870	21.77
36	2670	110	1170	14.23
37	1060	65	620	9.90
38	2992	92	300	19.55

TAELA 1

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE PRECIPITACIÓN DEL RÍO YACZI, S.O.H.
 REGISTROS MÁXIMOS ANUALES DE LLUVIA EN 24 HORAS (mm)
 ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS

AÑO	BACHINIVA	COND-ERÓ	LA JUNTA	CARID-CHIC	PED-CHIC	SAN JUANITO
1927	65.0					
1928	25.0					
1929	29.0					
1930	29.5					
1931	26.0					
1932	53.0					
1933	61.5	50.8				
1934	30.0	28.7				
1935	42.0	38.8				
1936	33.0	48.0	28.3			
1937	28.0	50.0	30.5			
1938	39.0	—	39.5			
1939	29.0		43.1			
1940	48.0		39.5			
1941	54.0		35.0			
1942	36.0		42.0			
1943	36.0		34.0			
1944	31.0		31.7			
1945	28.0		23.4			
1946	32.5		32.5			
1947	35.0	35.5	28.5			
1948	41.0	66.0	33.0			
1949	37.0	73.0	57.0			
1950	40.0	36.0	39.0			
1951	30.0	72.0	25.7			
1952	50.5	75.0	36.7			
1953	41.0	38.0	28.6			
1954	33.5	57.0	33.9			
1955	36.0	67.0	72.3			
1956	28.0	57.0	32.9			
1957	13.0	46.5	43.0			
1958	40.5	60.0	32.8			
1959	41.5	50.5	27.3			
1960	25.5	75.0	25.8			
1961	42.0	60.0	30.0	31.0		
1962	34.5	70.0	40.7	31.0		
1963	52.0	66.5	36.5	36.0	52.5	
1964	26.0	24.0	33.8	40.0	34.0	
1965	22.0	60.0	48.2	28.0	36.0	
1966	38.0	50.0	38.5	47.0	37.0	
1967	29.0	38.0	31.2	40.0		
1968	—	28.0	28.5	28.5		
1969	—	38.0	21.7	40.0		43.5
1970	63.0	25.0	23.3	36.0		24.0
1971	25.0	26.0	42.8	36.0		42.0
1972	46.0	30.0	27.6	77.0		31.5
1973	40.0		42.3	34.0		24.5
1974	39.0		36.8	36.0		61.5
1975	32.0		43.0	34.0		59.0
1976	32.0		30.6	36.0		32.0
1977	34.0		43.2	48.0		47.0
1978	42.0		36.4	42.0		64.0
1979	40.0		29.5	37.0		44.0
1980			87.0			
1981			30.5			

TABLA 2

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

REGISTROS MAXIMOS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm)

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

ANO	AGUA PRIETA	NACO	COLONIA OAXACA	PRESA LA ANGOSTURA	OPUTO	ARIZPE	BANAMICHI	BACADENHUACHI	YECORA	MESA DEL HURACAN
1938				27.5						
1939				52.3						
1940				35.1						
1941				55.5						
1942				39.7						
1943				35.5						
1944				44.5						
1945				37.8						
1946				55.0						
1947				37.6						
1948				85.6						
1949				41.0						
1950				51.5						
1951				52.1						
1952				47.5						
1953				36.8						
1954				46.5						
1955				24.5						
1956				31.0						
1957				75.0						55.5
1958				36.0						50.0
1959				37.0						—
1960				60.1						33.0
1961	37.0			38.0						46.5
1962	—			38.0	48.0	84.0	112.1			44.5
1963	44.0			32.5	71.0	50.0	52.2			44.5
1964	45.0			36.5	58.0	52.0	53.5	41.5		51.0
1965	30.0	34.0	62.5	28.5	59.0	55.0	49.5	52.0		35.5
1966	66.0	47.0	22.0	103.8	52.0	50.0	75.5	66.0		41.5
1967	43.5	40.0	28.0	57.0	—	48.0	—	55.0	33.0	54.0
1968	27.0	—	38.0	38.0	62.0	43.0	50.0	33.5	68.0	43.0
1969	22.0	38.0	50.0	35.5	62.0	35.0	38.0	38.6	55.0	47.0
1970	40.5	38.5	31.0	95.0	90.0	39.0	78.0	46.0	35.0	31.0
1971	44.0	—	23.0	25.5	—	38.0	49.0	45.0	45.0	50.5
1972	—	56.0	44.0	32.0	—	55.0	63.0	50.0	58.0	41.5
1973	—	28.0	29.0	35.8	55.0	52.0	48.0	50.0	49.0	38.0
1974	35.0	27.0	85.5	37.5	—	74.0	56.0	70.0	44.5	43.5
1975	21.0	39.0	25.0	34.5	80.0	40.0	77.0	45.0	53.0	33.0
1976	34.5	47.0	31.0	40.5	56.0	23.0	62.0	50.0	58.0	36.0
1977	54.0	64.0	40.0	37.5	36.0	55.0	38.0	42.0	90.0	38.0
1978	36.0	40.0	28.0	33.5	50.0	37.5	53.0	60.0	80.0	61.0
1979	48.2	52.0	57.0	52.0	61.0	43.0	36.0	32.0	60.0	40.0
1980	43.2	15.0	48.0	47.0	40.0	77.0	83.5	50.0	41.0	44.0

TABLA 3

REVISTAN HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

REGISTROS MAXIMOS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm)

AÑO	CALABAZAS	BACDACHIC	LA GUADALUPE	SAN PEDRO DE LAS QUEVAS	PASO DE NACORI	NOCTEZUMA	BAVIADORA	TURICAOHI	SUAQUI	FRONTERAS
1928	112.0	13.0								
1929	53.0	55.0								
1930	39.0	40.0								
1931	45.0	59.0								
1932	23.0	45.0								
1933	48.0	75.0								
1934	46.0	66.0							46.0	
1935	33.0	34.0							98.0	
1936	47.0	15.0							54.0	
1937	SUSP.	—							34.0	
1938	—	—							39.0	
1939	—	—							—	
1940	—	—							—	
1941	—	—							—	
1942	—	—							—	47.5
1943	21.0	—							50.0	41.0
1944	45.0	—							67.0	70.8
1945	46.0	—				51.5	25.0		34.0	37.0
1946	—	—				26.8	24.0		57.2	19.0
1947	32.0	—				24.8	36.2	27.0	31.5	34.5
1948	45.0	—				41.0	20.0	32.0	57.5	31.0
1949	75.0	—				46.5	40.0	41.0	60.5	50.0
1950	52.0	—				60.0	25.0	42.5	52.0	51.0
1951	48.0	—				63.5	20.0	55.0	40.0	44.0
1952	62.0	—				56.0	20.0	65.0	62.0	43.0
1953	73.0	—				57.0	13.5	SUSP.	67.0	25.5
1954	52.0	—				50.0	18.2	—	84.0	25.5
1955	34.0	—				54.0	26.1	—	89.0	32.0
1956	30.0	—				64.5	22.0	—	41.5	25.0
1957	51.0	—				42.0	21.0	—	70.0	30.0
1958	74.0	—	50.5		48.0	60.5	22.0	—	53.0	30.5
1959	48.0	—	54.0	38.5	52.5	43.0	22.5	—	75.0	27.5
1960	52.0	—	43.5	77.0	64.0	76.0	22.6	—	—	38.0
1961	—	—	56.0	71.5	36.0	28.0	20.5	—	42.5	29.0
1962	—	—	42.0	57.0	43.5	42.0	37.0	—	73.5	39.0
1963	43.0	—	30.0	38.0	37.0	54.0	30.4	—	SUSP.	31.0
1964	48.0	—	63.0	38.5	56.4	64.5	42.0	—	—	38.0
1965	40.0	—	30.0	56.0	45.0	57.0	31.0	—	—	39.0
1966	56.0	—	33.0	66.0	62.0	56.0	53.0	—	—	—
1967	32.0	—	59.2	39.0	81.3	66.7	75.0	—	—	—
1968	41.0	—	49.2	44.5	85.5	—	40.0	—	—	—
1969	SUSP.	—	50.8	53.5	46.5	80.0	32.0	—	—	—
1970	—	—	43.2	96.0	82.5	27.5	—	—	—	43.5
1971	—	—	42.4	43.0	41.2	61.0	—	—	—	32.6
1972	—	—	55.4	57.0	34.0	47.0	—	—	—	—
1973	—	—	45.6	63.0	45.0	56.0	—	—	—	36.4
1974	—	—	54.2	74.0	82.5	73.0	—	—	—	63.0
1975	—	—	58.0	72.0	36.3	76.0	—	—	—	34.4
1976	—	—	43.0	56.0	36.5	82.0	35.0	—	—	31.4
1977	—	—	47.7	60.0	60.8	—	—	—	—	—
1978	—	—	76.0	43.0	88.2	—	55.0	—	—	30.0
1979	—	—	55.2	31.0	167.3	—	40.0	—	—	—
1980	—	—	40.2	45.5	—	—	45.0	—	—	31.4

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SON.
REGISTROS MÁXIMOS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm)

AÑO	NACÓZARI	BABICORA	MATAHIC	TEMOSAHIC	YEPONERA	MIXERAL DE DOLORES	TRES OJITOS	GURRINA	POLEO
1936									
1937									
1938									
1939									
1940									
1941									
1942									
1943									
1944									
1945						39.4			
1946						42.5			
1947						46.5			
1948						63.5			
1949						58.0			
1950				91.7		37.5			
1951				33.0		61.5			
1952				41.6		66.0			
1953				25.9		—			
1954				38.6		60.0			
1955				25.2		59.0			
1956				51.1		41.0			
1957		40.0		—		47.5			
1958		60.0		—		55.0			
1959		33.0		—		72.0			
1960	65.0	40.0		—		50.0			
1961	46.5	40.0		115.0	33.0		43.0		
1962	69.5	45.0		44.0	38.0		53.0	50.0	85.0
1963	34.5	50.0	28.0	56.0	36.0		33.0	29.9	—
1964	65.0	30.0	44.5	45.0	40.0		39.0	24.2	42.0
1965	40.0	30.0	28.5	26.0	26.0		42.5	60.0	39.0
1966	63.0	35.0	48.5	47.0	52.0		57.0	46.0	46.0
1967	79.5	30.0	57.0	67.0	42.0		84.0	45.0	65.0
1968	39.5	35.0	46.8	40.0	49.0		78.0	37.3	54.0
1969	49.0	29.0	31.0	54.0	62.0		40.0	60.4	84.0
1970	50.0	26.0	41.0	69.0	60.0		60.0	31.4	50.0
1971	50.0	33.0	40.2	39.0	45.0		35.0	39.0	50.0
1972	50.0	41.0	61.0	48.0	49.0		56.0	39.0	112.0
1973	37.5	40.0	37.5	32.0	45.5		108.0	48.5	50.0
1974	69.5	66.0	43.0	32.0			47.0	56.5	76.0
1975	38.0	38.0	42.5	26.0			71.0	44.0	63.0
1976	35.0	46.0	34.0	19.0			65.0	42.5	84.0
1977	41.0	30.0	—	28.0			50.0	37.8	66.0
1978		48.0	54.0	35.0			25.0	37.2	76.0
1979		36.0	22.0	27.0			30.0	36.0	65.0
1980		40.0	17.0	26.0			50.0	58.1	36.0
1981									

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SON

REGISTROS MÁXIMOS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm)

AÑO	VALLE DE TAQUÍPETO	PRESA PLUTARCO ELTAS CALLES	EL AGUILA	CANCIDO	ARIVECHI	SAHUMRIPA	STA. ROSA	TRINIDAD	MULATOS	TEJOCACHI
1942			47.0							
1943			55.0						50.0	
1944			57.0		53.0				120.0	
1945			34.0		42.5				90.0	
1946			63.0		36.0			78.0	45.0	
1947			30.5		58.0			82.5	50.2	
1948			66.5		50.5			63.5	45.6	
1949			76.4		50.0			83.0	50.2	
1950			51.0		53.0			88.5	30.7	
1951			36.0		44.5			83.5	50.0	
1952			36.0		48.0			92.0	41.0	
1953			57.5		49.5			106.0	72.0	
1954			59.2		37.0			67.0	48.0	
1955			75.5		48.5		100.0	SUSP.	20.0	
1956			42.8		38.5		—		20.0	
1957			80.0		79.5		67.0		24.0	
1958			81.5		40.0		66.0		20.0	
1959			48.5		56.5	43.0	50.0		20.0	
1960			81.0		54.5	70.0	85.0		20.0	
1961			40.0		37.5	89.0	53.0		20.0	
1962			71.0		48.5	50.5	73.0		20.0	
1963					55.5	66.0	81.0		20.0	
1964	56.2				51.0	87.5	89.0		20.0	
1965	40.0	61.0		35.5	32.5	60.0	70.0		20.0	
1966	37.1	57.5		110.5	52.5	53.5	68.0		20.0	
1967	41.9	89.0		50.0	54.0	43.5	56.0		20.0	
1968	61.8	53.6		56.5	54.5	43.5	87.0		20.0	
1969	58.0	51.4		51.0	44.0	38.0	85.0		20.0	
1970	73.0	49.0		71.0	51.0	84.0	70.0		20.0	
1971	62.0	59.0		41.0	36.0	58.3	86.0		20.0	
1972	53.3	53.3		56.0	47.0	56.5	66.0		20.0	
1973	41.0	56.5		54.0	—	41.0	110.0		20.0	
1974	46.0	140.0		SUSP.	52.0	89.2	77.0		20.0	40.5
1975	50.0	32.5			35.0	74.5	—		70.0	29.6
1976	50.5	35.2			—	50.0	40.0		—	59.0
1977	47.0	52.0			—	57.0	36.0		20.0	47.5
1978	50.0	33.5			52.0	34.5	83.0		20.0	40.2
1979	56.0	50.0			65.0	46.0	60.0		20.0	43.0
1980	43.0	59.0			54.5		78.0		20.0	39.0
1981										30.0

TABLA 6

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
 REGISTROS MARCHAS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm)
 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

AÑO	TECORAIPA	LA OURA	TECURI	CHICULI	TONIDHI	MAZATAH	PRESA ALVARO OBREGON
1924	77.8	44.2					
1925	36.9	38.1					
1926	—	73.7					
1927	83.8	69.3					
1928	85.0	—					
1929	—	—					
1930	—	75.6					
1931	—	—					
1932	—	—					
1933	—	—					
1934	—	—					
1935	82.0	125.0					
1936	80.0	51.6					
1937	56.0	50.0	49.0				
1938	82.0	47.0	58.0				
1939	SUSP.	—	54.0				
1940	—	—	102.0				
1941	—	60.0	100.0				
1942	—	SUSP.	39.0				
1943	—	—	82.0				
1944	—	—	65.0				
1945	—	—	73.5	59.0	75.0		
1946	—	—	53.8	39.5	48.0	49.6	
1947	—	—	49.5	40.5	71.0	52.0	
1948	—	—	68.6	71.2	67.5	71.1	
1949	—	—	37.0	34.0	55.0	54.7	
1950	—	—	47.5	59.0	127.0	97.2	65.5
1951	—	—	50.0	40.5	61.5	43.8	51.2
1952	—	—	SUSP.	95.0	52.0	114.0	105.5
1953	—	—	—	55.0	53.5	31.4	32.2
1954	—	—	—	40.0	57.5	45.1	32.5
1955	—	—	—	SUSP.	44.0	61.0	85.0
1956	—	—	—	—	43.0	44.5	91.5
1957	—	—	—	—	59.0	38.0	103.0
1958	—	—	—	—	90.5	71.2	102.5
1959	—	—	—	—	45.0	31.3	61.5
1960	—	—	—	—	78.0	33.5	40.2
1961	—	—	—	—	70.0	81.0	61.5
1962	—	—	—	—	84.0	61.0	54.0
1963	—	—	—	—	89.0	42.0	58.5
1964	—	—	—	—	76.5	53.3	29.0
1965	—	—	—	—	74.5	56.0	52.0
1966	—	—	—	—	56.0	67.8	73.0
1967	—	—	—	—	53.0	102.0	54.2
1968	—	—	—	—	80.0	56.4	103.2
1969	—	—	—	—	84.5	47.0	81.2
1970	—	—	—	—	49.5	57.2	70.5
1971	—	—	—	—	47.0	58.6	32.5
1972	—	—	—	—	59.5	36.8	64.2
1973	—	—	—	—	75.0	54.8	41.0
1974	—	—	—	—	48.5	72.0	47.0
1975	—	—	—	—	69.5	87.6	49.0
1976	—	—	—	—	83.0	65.5	52.0
1977	—	—	—	—	104.0	49.2	73.0
1978	—	—	—	—	59.0	—	134.0
1979	—	—	—	—	76.5	—	65.0
1980	—	—	—	—	72.0	—	61.5
1981	—	—	—	—	60.0	—	—

TABLA 7

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE MEDAS DEL RÍO YAQUI, SON.

REGISTROS MÁXIMOS ANUALES DE LLUVIAS EN 24 HORAS (en mm.)

AÑO	ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS					
	MURI	PUNTA DE AGUA	HORNOS	LA ESTRELLA	TEZOPACO	NACORI CHICO
1926	84.6					
1927	61.5					
1928	-					
1929	-					
1930	-					
1931	-					
1932	-					
1933	52.0					
1934	-					
1935	59.6					
1936	103.9					
1937	79.0					
1938	77.8					
1939	-					
1940	-					
1941	-					
1942	-					
1943	-					
1944	-					
1945	33.5					
1946	45.0					
1947	42.5					
1948	56.5					
1949	66.5					
1950	114.0					
1951	73.0					
1952	63.5					
1953	56.5					
1954	45.5					
1955	59.0					
1956	49.5					
1957	56.3					
1958	70.8	58.0				
1959	65.1	65.0				
1960	85.0	95.0				
1961	70.4	59.0	63.0			
1962	95.2	46.2	50.0			
1963	80.0	81.5	53.0			
1964	48.5	51.0	44.0	56.5	60.7	
1965	65.0	35.5	34.1	40.0	61.0	
1966	92.0	62.0	65.5	43.2	60.5	
1967	44.0	32.5	51.8	100.5	63.0	
1968	61.0	65.5	108.8	53.8	53.0	
1969	82.0	44.0	81.7	49.5	70.0	
1970	70.0	74.5	42.0	49.8	86.0	
1971	78.0	42.5	38.0	51.2	110.0	
1972	60.0	35.5	51.5	31.0	60.0	
1973	50.0	50.5	29.4	73.2	122.0	
1974	47.0	69.0	43.9	140.0	92.0	
1975	75.0	62.0	84.3	63.9	61.0	90.5
1976	-	53.6	69.5	66.1	70.0	62.0
1977	105.0	62.5	80.0	47.5	57.0	91.2
1978	80.0	50.5	240.0	50.2	80.0	41.5
1979	40.0	42.9	53.3	70.4	68.0	60.0
1980	85.0	53.4	104.0	-	83.0	53.9
1981	-	-	-	-	78.5	60.0

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON
 REGISTROS DE GASTOS MAXIMOS ANUALES EN (m3/seg)

AÑO	ESTACIONES HIDROMETRICAS		
	LA JUNTA, CHIH.	EL AGUILA, SON.	CANDIDO, SON
1937	462.60		
1938	644.00		
1939	355.00		
1940	333.70		
1941	523.60		
1942	530.60	1357.20	
1943	432.80	802.00	
1944	202.20	622.00	
1945	231.90	602.80	
1946	357.20	605.00	
1947	256.00	416.50	
1948	387.85	1410.40	
1949	979.50	5265.00	
1950	195.20	775.00	
1951	313.00	734.60	
1952	153.00	715.00	
1953	194.00	755.00	
1954	420.00	1377.38	
1955	485.27	825.00	
1956	125.21	440.00	
1957	416.00	712.00	
1958	289.00	1057.00	
1959	618.00	2170.00	
1960	1297.00	4514.00	
1961	164.72	504.90	
1962	223.90	1304.10	
1963	338.00	851.00	
1964	318.03		
1965	301.45		218.00
1966	475.32		205.00
1967	552.15		301.00
1968	334.80		338.00
1969	342.00		130.00
1970	160.27		185.00
1971	272.00		637.00
1972	429.20		177.00
1973	263.00		284.00
1974	884.42		
1975	285.70		
1976	308.56		
1977	181.60		
1978	642.65		
1979	285.10		
1980	578.06		

TABLA 9

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

RESULTADOS DE LOS METODOS PROBABILISTICOS Q (m³/seg.)

ESTACION EL AGUILA, SON.

Tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG P. III
10	3470	2840	2350
20	4330	4140	3500
30	4840	4810	4610
50	5470	5600	5730
100	6320	6640	8230
500	8300	8980	21000
1000	9150	9980	26560
10000	11980	13290	82520

TABLA 10

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

RESULTADOS DE LOS METODOS PROBABILISTICOS q (m³/seg.)

ESTACION LA JUNTA, CHIH.

Tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE	LOG P. III
10	910	820	760
20	1110	1100	960
30	1220	1220	1130
50	1360	1360	1260
100	1550	1530	1520
500	1990	1910	2320
1000	2180	2070	2620
10000	2810	2600	4220

TABLA 11

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

RESULTADOS DE LOS METODOS PROBABILISTICOS Q (m³/seg.)

ESTACION CANDIDO, SON.

Tr (Años)	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBRE	LOG P. III
10	610	490	460
20	740	620	590
30	820	700	690
50	920	780	780
100	1050	900	970
500	1340	1170	1600
1000	1470	1290	1860
10000	1900	1670	3450

TABLA 12

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA LA ANGOSTURA, SON.

ECUACION REGIONAL

$A_r = 18305 \text{ Km}^2$ $L = 366 \text{ Km}$
 $S = 0.0031$ $A = -311.68$
 $P = 400 \text{ mm}$ $B = 220.81$
 $PM = 70 \text{ mm}$

T_r (AÑOS)	Q (m ³ /seg)
10	930
20	1150
30	1280
50	1440
100	1660
500	2160
1000	2380
5000	2880
10000	3100

TABLA 13

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA ABRAHAM GONZALEZ, CHIH.

ECUACION REGIONAL

$A_r = 1800 \text{ Km}^2$ $L = 75 \text{ Km}$
 $S = 0.0038$ $A = -68.01$
 $P = 640 \text{ mm}$ $B = 172.27$
 $PM = 50 \text{ mm}$

T_r (AÑOS)	$Q(\text{m}^3/\text{seg})$
10	330
20	370
30	400
50	440
100	490
500	600
1000	640
5000	750
10000	800

TABLA 14

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON

PRESA PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.

RESULTADOS DE LA ECUACION REGIONAL

Ar = 57819 Km² L = 607 Km
S = 0.0020 A = -499.58
P = 580 mm B = 720.75
PM = 65 mm

Tr (AÑOS)	Q(m ³ /seg)
10	1850
20	2210
30	2410
50	2670
100	3020
500	3830
1000	4170
5000	4980
10000	5320

TABLA 15

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

RESULTADOS DE LAS ENVOLVENTES Q (m³/seg)

P R E S A	R E G I O N A L		M U N D I A L	
	CREAGER	LOWRY	CREAGER	LOWRY
La Angostura, Son.	7960	7320	23060	24710
Abraham González, Chih.	3240	4140	9540	14040
Plutarco Elías Calles, Son.	10990	9250	31800	30070

TABLA 16

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

RESULTADOS DEL MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO HASTA LA ESTACION
HIDROMETRICA EL AGUILA, SON. (m³/seg)

Tr (AÑOS)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10		180	410	750	1200	1740	2390	3160	4050	5090	6290
20		380	730	1190	1760	2430	3200	4100	5100	6250	7540
30		530	950	1490	2120	2860	3700	4660	5730	6930	8270
50		750	1260	1880	2600	3430	4360	5390	6540	7800	9190
100		1110	1730	2470	3300	4240	5280	6410	7650	8980	10440
500		2140	3030	4030	5110	6290	7550	8890	10300	11790	13370
1000		2660	3670	4770	5960	7230	8580	9990	11470	13020	14640
5000		4020	5280	6630	8050	9530	11050	12630	14240	15900	17600
10000		4670	6030	7480	8990	10550	12150	14000	15440	17150	18880

TABLA 17

REVISIÓN HIDROLÓGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RÍO YAQUI, SON.

VOLUMENES MENSUALES MÁXIMOS ANUALES (en Mm³)

AÑO	LA ANGOSTURA, SOJ.	ABRAHAM GONZALEZ, CHI.	PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.	ALVARO OBREGON, SON. CUENCA PROPIA	CUENCA TOTAL
1942	134		1394		
1943	233		796		
1944	98		543		
1945	142		684		
1946	78		612		
1947	60		469		
1948	147		612		
1949	601		824		
1950	437		609		
1951	111		566		
1952	127		645		
1953	161		603	15	578
1954	166		928	43	920
1955	340		1368	51	1419
1956	39		496	51	465
1957	133		753	64	696
1958	215		999	29	998
1959	325		1733	222	1588
1960	293		1195	38	1233
1961	70		492	46	481
1962	198		550	24	535
1963	176	46	853	87	860
1964	205	31	945	107	662
1965	252	30	396	94	336
1966	263	112	1813	152	358
1967	545	40	970	419	583
1968	281	127	1001	553	916
1969	68	38	445	256	399
1970	133	25	836	80	337
1971	96	22	780	120	346
1972	120	82	599	74	379
1973	262	68	751	87	399
1974	82	61	611	82	342
1975	92	53	557	125	395
1976	93	38	703	75	302
1977	136	14	657	57	368
1978	302	114	451	238	332
1979	502	12	755	89	437
1980	55	180	526	400	526
1981			688	174	301

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

ANALISIS DE VOLUMENES MENSUALES MAXIMOS ANUALES PARA UN PERIODO DE RETORNO
DE 10000 AÑOS (en Mm3)

PRESA	GUMBEL SIMPLE	LOG PEARSON III
La Angostura, Son.	1280	2100
Abraham González, Chih.	370	450
Plutarco Elías Calles, Son.	3360	5220
Alvaro Obregón, Son. (Cuenca Total)	3400	8190
Alvaro Obregón, Son. (Cuenca Propia)	1180	2890

TABLA 19

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
 GASTOS MAXIMOS DE ENTRADA A LA PRESA LA ANGOSTURA, SON. (m3/seg)

Tr (AÑOS)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10	50	150	350	640	1010	1470	2030	2700	3510	4470	
20	120	310	600	970	1440	2000	2650	3420	4310	5360	
30	180	420	760	1190	1710	2320	3030	3840	4780	5870	
50	250	590	990	1480	2070	2740	3510	4390	5390	6520	
100	460	850	1340	1920	2590	3350	4200	5160	6220	7410	
500	1000	1600	2290	3060	3920	4860	5890	7000	8200	9490	
1000	1300	1980	2750	3600	4540	5550	6640	7810	9060	10390	
5000	2100	2970	3930	4960	6070	7230	8460	9750	11100	12510	
10000	2490	3440	4480	5580	6750	7980	9000	10600	11980	13430	
PMP	12380	14620	16790	18910	20950	22930	24830	26680	28460	30190	

TABLA 20

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA LA ANGOSTURA

TRANSITO PARA DIFERENTES ELEVACIONES

ELEV. INICIAL m.s.n.m.	Q. ENTRADA m ³ /seg	ELEV. ALCANZADA m.s.n.m.	Q. SALIDA m ³ /seg
824.00	9000	842.92	4850
824.50	9000	843.36	4830
824.91	9000	843.72	4820
825.00	9000	843.81	4810
825.50	9000	844.31	4800
826.00	9000	844.77	4800
830.70	9000	849.05	4670

Elevación de la cresta actual	830.70 m.s.n.m.
Elevación de la corona	843.75 m.s.n.m.
Elevación del NAME actual	840.15 m.s.n.m.
Elevación original de la cresta	824.91 m.s.n.m.

TABLA 21

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
 GASTOS MAXIMOS DE SALIDA DE LA PRESA LA ANGOSTURA, SON.
 CONSIDERANDO EL NIVEL DE CONSERVACION = 824.91 m.s.n.m.
 (m3/seg)

T_r (AÑOS)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10		5	25	80	190	345	545	895	1250	1720	2300
20		20	65	175	330	530	865	1225	1665	2215	2800
30		30	105	240	420	645	1045	1435	1940	2485	3060
50		60	170	340	550	920	1270	1725	2260	2820	3480
100		120	280	490	800	1190	1625	2155	2700	3475	3840
500		350	600	1030	1460	1995	2530	3065	3625	4290	5010
1000		475	850	1280	1785	2340	2895	3480	4080	4765	5500
5000		940	1405	2000	2590	3155	3745	4420	5155	5890	6670
10000		1135	1680	2305	2915	3480	4170	4820	5620	6380	7170

TABLA -22

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

GASTOS MAXIMOS DE ENTRADA A LA PRESA ABRAHAM GONZALEZ, CHIH. (m³/seg.)

Tr N (Años)	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10	0	10	50	110	200	310	440	610	810	1050
20	10	40	100	190	290	430	590	780	1000	1270
30	20	60	140	230	360	500	680	880	1120	1400
50	40	100	190	300	440	600	790	1020	1270	1560
100	70	150	260	400	560	750	960	1200	1480	1780
500	180	320	480	670	880	1110	1370	1650	1970	2300
1000	250	400	590	800	1030	1280	1560	1860	2180	2530
5000	420	630	860	1120	1390	1690	2000	2340	2690	3060
10000	510	740	990	1270	1560	1870	2200	2550	2910	3290
PMP	4900	5620	6300	6940	7550	8130	8680	9200	9690	10160

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.
 GASTOS MAXIMOS DE SALIDA DE LA PRESA ABRAHAM GONZALEZ, CHIH.
 (m3/seg)

Tr (AÑOS)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10	1	5	20	50	120	210	320	450	640	860	
20	5	15	50	110	200	310	450	620	820	1060	
30	10	30	70	150	250	380	500	710	920	1180	
50	15	50	110	200	320	460	630	830	1060	1330	
100	30	80	170	290	430	590	780	1000	1250	1540	
500	110	220	360	520	710	920	1160	1420	1700	2000	
1000	160	290	450	630	840	1070	1330	1600	1890	2200	
5000	310	490	690	920	1180	1450	1730	2030	2340	2670	
10000	380	580	810	1060	1330	1620	1910	2220	2540	2870	

TABLA 24

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

GASTOS MAXIMOS DE ENTRADA A LA PRESA

PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.

(m³/seg)

Tr N (Años)	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10	180	410	750	1200	1740	2390	3150	4050	5050	6290
20	380	730	1200	1760	2430	3200	4100	5100	6250	7540
30	530	950	1490	2120	2860	3700	4650	5730	6930	8270
50	750	1250	1880	2600	3430	4360	5390	6540	7900	9200
100	1110	1730	2470	3300	4240	5280	6410	7650	8980	10440
500	2140	3030	4030	5110	6290	7550	8890	10300	11790	13370
1000	2660	3670	4770	5960	7240	8580	9990	11470	13020	14640
5000	4020	5280	6630	8050	9530	11050	12630	14240	15900	17600
10000	4670	6030	7480	8990	10550	12150	13800	15440	17150	18880
FMP	18800	21800	24800	27500	29800	32300	34000	36800	38900	40900

TABLA 25

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

GASTOS MAXIMOS DE SALIDA DE LA PRESA PLUTARCO ELIAS CALLES, SON.

(m³/seg)*

Tr (Años)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10		0	0	0	0	0	0	0	0	1000	2000
20		0	0	0	0	0	0	0	1000	2000	4000
30		0	0	0	0	0	0	1000	2000	2000	4000
50		0	0	0	0	0	1000	1000	2000	4000	4000
100		0	0	0	0	1000	1000	2000	2000	4000	6000
500		0	0	1000	2000	2000	4000	4000	6000	6000	8000
1000		0	0	1000	2000	4000	4000	6000	6000	8000	8370
5000		0	1000	2000	4000	4000	6000	6000	8000	8990	9960
10000		1000	2000	4000	4000	6000	6000	8000	8750	9690	10730

* Con la política de operación de la página 34.

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

GASTOS MAXIMOS DE ENTRADA A LA PRESA ALVARO OBREGON, SON.
(m³/seg)

Tr (AÑOS)	N	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
10		260	530	870	1270	1750	2290	2900	3580	4350	5200
20		470	830	1250	1750	2310	2930	3620	4380	5210	6120
30		510	1020	1490	2030	2640	3310	4040	4830	5690	6620
50		830	1300	1840	2450	3110	3840	4620	5460	6360	7320
100		1150	1710	2340	3020	3750	4560	5400	6300	7250	8250
500		2030	2780	3590	4450	5350	6290	7260	8260	9300	10370
1000		2450	3300	4180	5110	6070	7060	8080	9130	10200	11290
5000		3580	4600	5650	6730	7820	8930	10050	11170	12310	13440
10000		4110	5200	6320	7460	8600	9760	11000	12070	13230	14380
FMP		16070	18200	20200	22070	23840	25490	27050	28520	29900	31210

TABLA 27

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA ALVARO OBREGON, SON.

MANTENIENDO FIJA LA ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA,

Y VARIANDO LA LONGITUD DEL VERTEDOR

LONG. DE VERTEDOR (m)	Q ENTRADA (m ³ /seg.)	Q SALIDA (m ³ /seg.)	ELEV. MAX. ALCANZADA (m.s.n.m.)
315	11000	6480	110.215
300	11000	6465	110.353
280	11000	6440	110.551
260	11000	6420	110.778
240	11000	6390	111.029
220	11000	6350	111.314
200	11000	6310	111.637
180	11000	6250	112.015
170	11000	6200	112.200 *
160	11000	6180	112.463

* NAME.- Elevación 112.20 m.s.n.m.

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA ALVARO OBREGON, SON.

MANTENIENDO FIJA LA LONGITUD DEL VERTEDOR, Y VARIANDO

LA ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA

ELEV. CRESTA VERTEDORA (m)	Q ENTRADA (m ³ /seg.)	Q SALIDA (m ³ /seg.)	ELEV. MAXIMA ALCANZADA (m.s.n.m.)
105.50	11000	6480	110.215
106.00	11000	6485	110.691
106.50	11000	6485	111.161
107.00	11000	6485	111.629
107.50	11000	6480	112.092
107.60	11000	6500	112.200 *
108.00	11000	6470	112.567
108.50	11000	6455	113.060
109.00	11000	6430	113.598
109.50	11000	6390	114.192

* NAME.- Elevación 112.20 m.s.n.m.

REVISION HIDROLOGICA DEL SISTEMA DE PRESAS DEL RIO YAQUI, SON.

PRESA ALVARO OBREGON, SON.

MANTENIENDO FIJA LA LONGITUD DEL VERTEDEDOR Y VARIANDO LA

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA (CON AGUJAS)

ELEV. CRESTA VERTEDEDORA (m)	COEFICIENTE DE DESCARGA	Q ENTRADA (m ³ /seg)	Q SALIDA (m ³ /seg)	ELEVACION MAXIMA (m)
106.00	1.55	11,000	6,300	111.503
106.00	1.70	11,000	6,350	111.195
106.00	1.84	11,000	6,500	111.005
106.50	1.55	11,000	6,300	112.003
106.50	1.70	11,000	6,350	111.695
106.50	1.84	11,000	6,500	111.505
107.00	1.55	11,000	6,280	112.503
107.00	1.70	11,000	6,350	112.195 *
107.00	1.84	11,000	6,500	112.005
107.50	1.55	11,000	6,300	113.066
107.50	1.70	11,000	6,300	112.705
107.50	1.84	11,000	6,500	112.502

* NAME.- Elevación 112.20 m.s.n.m.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico "Recomendaciones para el -
Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas". Ed.
SARH (1976).
- 2.- Springall G. Rolando "Hidrología, Primera Parte", Instituto de In-
geniería UNAM (1970)
- 3.- Acosta G. Antonio, "Modelo de cuencas; P.E.C.R.D.P." (Precipita-
ción-Escurrecimiento. Control de Ríos. Departamento de Proceso.)-
Ed. SARH (1974).
- 4.- Acosta G. Antonio "Volumen Util de un Almacenamiento, Un nuevo en-
foque"; Ed. SARH (1977).
- 5.- Dirección de Hidrología de la SARH; "Boletín Hidrológico No. 40.
Región Hidrológica No. 9; Sonora Sur". Dirección General de Estu-
dios de la Subsecretaría de Planeación (1976).
- 6.- Springall G. Rolando; "Análisis Estadístico y Probabilístico de -
Datos; Capítulo 8"; Facultad de Ingeniería UNAM.
- 7.- Ven Te Chow; "Handbook of Applied Hydrology"; Mc. Graw-Hill. --
(1964).
- 8.- Linsley, Kuhler and Paulus; "Hidrología para Ingenieros"; Mc -
Graw-Hill (1977).