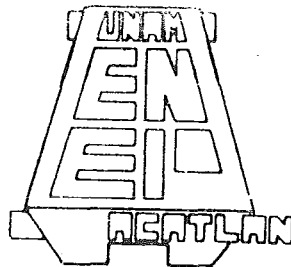




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA
DEL RIO COLORADO PARA EL CONTROL
DE SUS EXCEDENTES



ENEP. ACATLAN
DEPTO. DE CERTIFICACION
Y TITULOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N

RUBEN OLMEDO ROSAS
JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO

11-0028641



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA.

CAI-C-126/82.

SEÑORES JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO
Y RUBEN OLMEDO ROSAS,
Alumnos de la Carrera de Ingeniería,
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 11 de junio de 1981, me complace notificarles que - esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Análisis del Funcionamiento del Sistema del Río Colorado para el Control de sus Excedentes", el cual se desarrollará como sigue:

- I.- Antecedentes
- II.- Descripción de la Cuenca del Río Colorado
- III.- Operación actual de la Cuenca
- IV.- Metodología para el análisis del sistema
- V.- Análisis de alternativas y resultados Conclusiones y recomendaciones

Asímismo fué designado como Asesor de Tesis el Señor Ing. Salvador Acevedo Márquez, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

entamente
"LA PALABRA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlan, Jalisco, de Méx., a 18 de Junio de 1982.



ING. ALEJANDRO RAMIREZ SECEÑA
COORDINADOR del Programa de Ingeniería.
COORDINACIÓN DE
INGENIERIA Y ACTUARIA

Por el reconocimiento y cariño a aquellas personas que siempre están en mi corazón y que hicieron posible con sacrificios y consejos la culminación de sus esperanzas.

A mi Madre Martha:

"Nunca dude en lograrlo por la fe que me inspiraste".

A mis Hermanos Odette y Carlos Alberto:

"Las ilusiones más grandes de la vida no cuestan nada. La realización de tales ilusiones sólo cuestan un poco: Decisión y Confianza".

J O R G E

A mis Padres Hilario y Esperanza:

"Quienes por amor me llamaron a -
la existencia, por el apoyo moral
y económico que siempre me han --
brindado e hicieron posible la --
culminación de mi carrera".

A mis Hermanos:

"Compañeros de juegos, esperan
zas e ilusiones.

Esperanza

Leticia

Ana María

Hilario

Juan Carlos

Norma Angélica

Elizabeth.

R U B E N

A mis Abuelitos:

"Por el apoyo firme en las horas de esfuerzo e incertidumbre".

A mis Tíos, Antonio y Eva:

"Que me abrieron las puertas de su hogar y su corazón".

R U B E N

Agradecemos la ayuda que nos
brindaron el Ing. Leslie - -
Skertchly y el Ing. Salvador
Acevedo por su apoyo y grata
compañía en la elaboración -
de este trabajo.

ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DEL RIO COLORADO PARA
EL CONTROL DE SUS EXCEDENTES

	Página
INTRODUCCION	
1. ANTECEDENTES	3
2. DESCRIPCION DE LA CUENCA DEL RIO COLORADO	11
2.1. Subcuenca alta	12
2.2. Subcuenca baja	13
3. OPERACION ACTUAL DE LA CUENCA	16
3.1. Subcuenca alta	16
3.2. Subcuenca baja	16
3.3. Simplificación del sistema para el presente estudio	17
3.3.1. Cuenca del Río Gila	18
3.3.2. Cuenca de la parte baja del Río Colorado	19
4. METODOLOGIA PARA EL ANALISIS DEL SISTEMA	22
4.1. Necesidad de usar un modelo de simulación	22
4.2. Modelo utilizado	24
4.3. Alternativas simuladas	33
4.3.1. Cuenca del Río Gila	33
4.3.2. Cuenca de la parte baja del Río Colorado	33
5. ANALISIS DE ALTERNATIVAS Y RESULTADOS	36
5.1. Cuenca del Río Gila	36
5.2. Cuenca de la parte baja del Río Colorado	42
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	57

ANEXO

Instructivo del Modelo SISAH (Modificado)

Diagrama de Bloques del Programa Principal

Diagrama de Flujo de las Subrutinas VASBB y CURBB

Listado del Programa Principal y de las Subrutinas

Datos Característicos de la Presa HOOVER

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

El Río Colorado, nace en el estado del mismo nombre y pasa por los estados de Utah, Arizona, Nevada y California en los Estados Unidos Americanos, continuando su curso en territorio mexicano donde recorre 160 km hasta su desembocadura en el Golfo de California. Este río presenta una gran variedad en su escurrimiento, y la Presa Hoover ubicada en territorio Norteamericano es la encargada de controlar y regular sus aguas, pero se ha visto que en diversas ocasiones dicha presa ha tenido que derramar grandes volúmenes de agua, los que originan problemas en territorio mexicano.

El objetivo de este estudio, es hacer un análisis de la distribución y manejo de las aguas del Río Colorado y formular una política de operación de la Presa Hoover que garantice seguridad en contra de las avenidas aguas abajo; además, veremos la factibilidad de aprovechar los excedentes de la cuenca de este Río en el lado mexicano.

En el capítulo primero se habla de los principales problemas que han ocasionado los escurrimientos del Río Colorado desde tiempos de la conquista hasta nuestros días, posteriormente en el capítulo segundo se presenta una descripción de la cuenca del río mencionado, en el siguiente capítulo se habla de la forma en que se maneja actualmente la cuenca de dicho Río, incluyendo un balance hidrológico de la misma.

En el capítulo cuarto se plantea y describe un modelo matemático de simulación del sistema mediante el cual se determina de acuerdo a las políticas de extracción actuales, el volumen exce

dente al final del sistema bajo cierto período de análisis, además se plantean diferentes políticas de operación del sistema, - las que también se simulan en dicho modelo. En el siguiente y último capítulo se analizan los resultados de las alternativas simuladas. Se finaliza este trabajo presentando las conclusiones - del mismo y algunas recomendaciones basadas en los resultados obtenidos.

1. ANTECEDENTES

Fortun Jiménez, uno de los grandes exploradores españoles - descubrió la Baja California en 1539, y en 1542, el capitán López Cárdenas descubrió el Gran Cañón del Colorado. Desde 1768 - hasta 1822, los religiosos españoles utilizaron en forma reducida las aguas del Río Colorado para el riego de pequeñas áreas - ribereñas sin mucho éxito, debido a que en primavera y verano - se derriten grandes masas de hielo provenientes de las montañas que se encuentran dentro de la cuenca del río ocasionando grandes avenidas; contrariamente a finales de verano y principios - de invierno el Río presentaba poca o nada de agua.

En 1848, México perdió gran parte de su territorio que hoy - forma los estados de California, Nevada, Arizona y Nuevo México; en donde se aloja la mayor parte de la cuenca del Colorado, y - por ello, de los 637,140 km² de la cuenca, sólo 5180 km² pertenecen a México.

El afán de regar extensas áreas del ahora Valle Imperial - - (E.U.A.) y Delta del Colorado (Valle de Mexicali) despertó ambiciones por la posición de estas tierras, así se formó una sociedad encabezada por Guillermo Andrade, a quien le fueron tituladas grandes extensiones de tierra en 1876. Dadas las buenas - relaciones de Don Guillermo Andrade con los más influyentes políticos del porfirismo, éste se adueña prácticamente de los Va -- lles de Mexicali y San Luis; en 1898 encabeza la sociedad de - irrigación y terrenos de Baja California, que tenía como objetivo utilizar para riego las aguas del Río Colorado.

Entre 1903 y 1905 se pusieron al riego grandes extensiones -

de terreno en los Valles Imperial y Mexicali mediante una derivación a base de una bocatoma ubicada en los E.U.A., dicho riego se vió amenazado por el pronto azolve de los canales de conducción, por lo que se decide hacer una nueva derivación del Río al sur de la frontera, en territorio mexicano, mediante un corte en terrenos que aquí son ya francamente aluviales, y no firmes y rocosos como en los que estaba alojada la otra bocatoma.

Se realizó el corte en octubre de 1904 (para derivar $284 \text{ m}^3/\text{s}$) (Fig. I.1), ésta desición de hacer el corte sin obra de control, fue de resultados desastrosos, pues de febrero a marzo de 1905 se presentaron tres grandes avenidas que ocasionaron inundaciones y obligaron a cerrar el tajo; ya casi terminado el cierre, una cuarta avenida volvió a arrollar las obras originando que en junio del mismo año, la brecha producida tuviere una amplitud de más del triple de la abertura inicial, el caudal siguió aumentando y en agosto la mayor parte del agua del Río Colorado, se vaciaba al mar del Salton después de haber inundado el Valle Imperial, y fue hasta finales de 1906 cuando se logró que el Río retornará a su viejo cauce. En diciembre del mismo año, una nueva avenida vuelve a romper el borde derecho del Río Colorado, alrededor de 1 km aguas abajo de la trozadura anterior provocando nuevas inundaciones, se terminó su reparación en 1907.

En los siguientes años se procedió a construir bordes de protección en las laderas del Río, presentándose en varias ocasiones, problemas de desbordamiento a causa de grandes avenidas.

A raíz de lo anterior, se vió que mientras no se controlara el Río Colorado con una presa en su cauce superior, los Valles-

BOCATOMA MEXICANA HEBER.

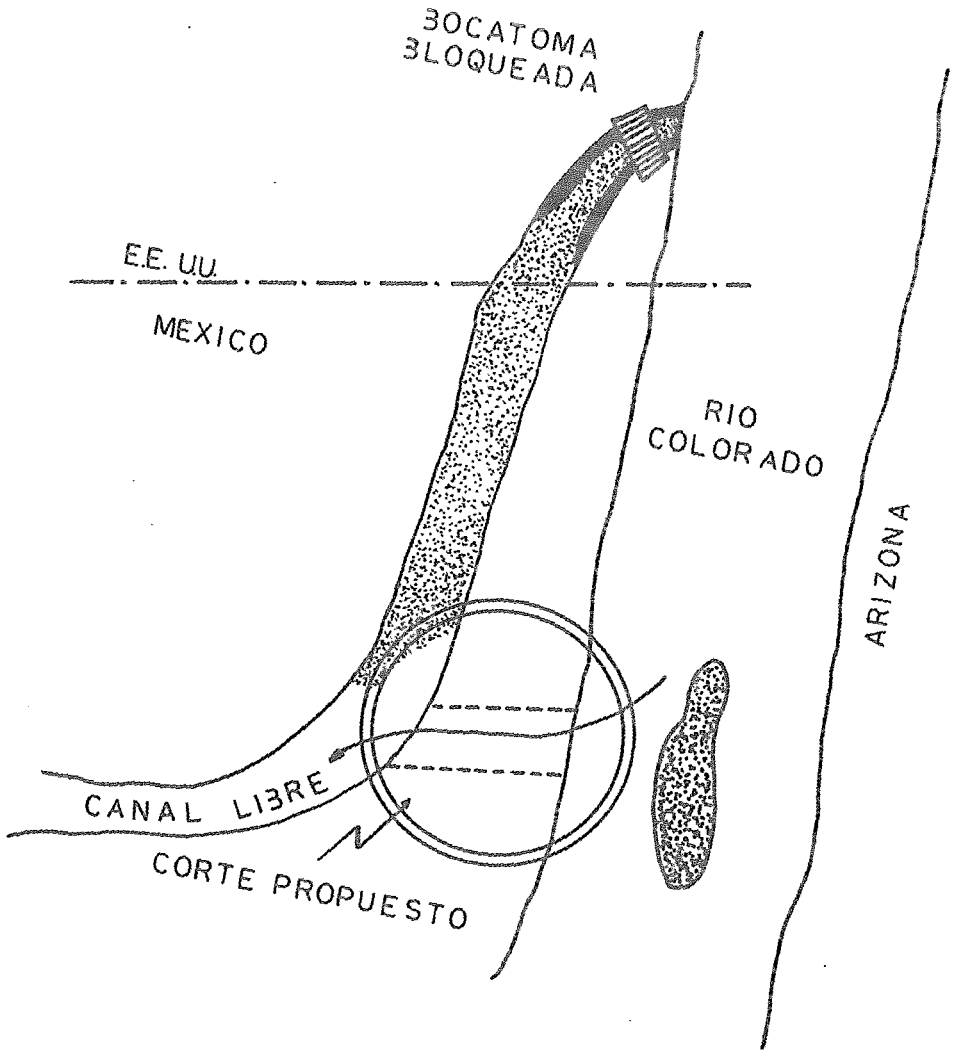


FIG I-1

de Mexicali e Imperial habrían de vivir con la zozobra de las inundaciones y éstas, a pesar de los bordos de defensa, podrían poner en peligro de destrucción total a ambos Valles; se pensó también en la necesidad para los E.U.A., de contar con un canal de conducción de las aguas del Colorado al Valle Imperial por territorio exclusivamente americano ya que el existente en ese tiempo pasaba por territorio mexicano, de cuyas aguas se tenía derecho a disponer del 50% en México.

Con este antecedente y con el interés de los siete estados de la unión americana, en que se localiza la gran cuenca del Colorado, se va perfilando un proyecto para la utilización integral de las aguas del Río tratado.

En ese tiempo, la "Colorado River Land Co", era dueña de todas las tierras del Valle de Mexicali, adquirida de Andrade en 1907 y además contaba con una concesión mexicana para utilizar las aguas del Río Colorado y también con una red de canales por los cuales regaba sus tierras; su principal accionista, Henry Chandler, dueño del poderoso periódico "Los Angeles Times" se opuso a la construcción de la presa mencionada y del canal todo americano; ya que de construirse éstos, perdería la seguridad de contar con agua para el riego del Valle Mexicali. Se enfrentó a Chandler su competidor el poderoso millonario William Hearst, quien hizo que todos sus periódicos participasen en la defensa de la construcción de la presa y del canal "todo americano".

Finalmente, se presentó a las cámaras en diciembre de 1927, el proyecto Boulder Canyon Act., que incluía la construcción de la presa Boulder (ahora Hoover) además de una hidroeléctrica y

del canal todo americano, aprobándolo en diciembre de 1928. En ese mismo tiempo se propuso y aceptó la construcción de la presa Parker, 240 km aguas abajo de la presa Boulder, para abastecer el área metropolitana de los Angeles e irrigar terrenos, se terminó en 1938 y funcionó en 1939; así mismo, se construyó sobre el Río Colorado a unos 30 km aguas arriba de Yuma, la presa Imperial, para derivar las aguas por el canal "todo americano", la que se terminó en 1938 y el canal entró en servicio en octubre de 1942.

Mientras tanto, la reforma agraria mexicana en 1937 expropió los terrenos de la "Colorado River Land Co", que como vimos tenía en su poder desde 1907, así en 1939 se fundó el distrito de riego del Río Colorado, y se procedió a construir canales y estructuras para la irrigación del mismo, hasta esa fecha aún estaba en vigencia la concesión de 1904 en la cual se estipulaba que México adquiriría desde entonces, de acuerdo al derecho internacional, derecho al uso de las aguas del Río Colorado por un volumen de 3900 Mm^3 anuales (50% de las aguas que del Río Colorado se conducían a través del territorio mexicano para irrigar las tierras de los Valles americanos, de Imperial y California), el cual fue violado al entrar en servicio el canal "todo-americano" en 1942, no obstante México aún seguía contando con volúmenes suficientes que cubrían las demandas del Valle de Mexicali.

El día 3 de febrero de 1944, en la ciudad de Washington, D.C. (E.U.A.) se celebró y firmó entre México y E.E.U.U., un tratado sobre la distribución de las aguas internacionales de los Ríos-

Colorado, Tijuana y Bravo. En relación al Río Colorado el mencionado tratado entre otras cosas establece lo siguiente:

" . . De las aguas del Río Colorado, cualquiera que sea su fuente se asignarán a México . . a) un volumen garantizado de 1,850,234,000 m³ (1 500 000 acres-pies) anual, en años de operación normal, el cual podría incrementarse en 247 millones de m³ en años abundantes".

" . . México construirá a sus expensas, en un plazo de cinco años contados a partir de la fecha en que entre en vigor este tratado, una estructura principal de derivación, aguas abajo del punto en que la parte más alta al norte de la línea divisoria internacional encuentre al Río Colorado".

" . . Los E.E.U.U., construirá a sus expensas en su propio territorio, en un plazo de cinco años contados de la fecha en que entre en vigor este tratado, la presa de almacenamiento DAVIS, una parte de cuya capacidad se usará para obtener la regularización de las aguas que deben ser entregadas a México".

Además y según otras disposiciones contenidas en el tratado, México está obligado a usar un gasto no menor de 25 m³/s y no mayor de 150 m³/s, pero estas y otras disposiciones relativas al Río Colorado no se pusieron en práctica sino hasta el año de 1956. El tratado entró en vigor el 8 de noviembre de 1945 y cinco años después, empezó a operar en México la presa Morelos, que deriva las aguas del Río Colorado hacia el Valle de Mexicali por el canal del Alamo, en tanto que la presa DAVIS, empezó a

funcionar dos años más tarde.

Mientras tanto, México recibía grandes excedentes, además de la aportación convenida, debido a que los E.U.A., aún no terminaba sus proyectos para el aprovechamiento de estas aguas, las que se aprovechaban al máximo en territorio mexicano, llegando a regar en 1954-55 hasta 207 192 ha.

La aplicación estricta del tratado, que se llevó a cabo hasta 1956, debido a que hasta este año empezaron a operar los nuevos proyectos de aprovechamiento de aguas del Río Colorado en los E.U.A., aunado a un período de sequía, ocasionó que los volúmenes "excedentes" o escurrimientos libres en el cauce mexicano del Río Colorado se vierán reducidos al mínimo. Al no contar ya con volúmenes excedentes, las autoridades hidráulicas mexicanas, se vieron en la necesidad de llevar a cabo una drástica reducción del área bajo cultivo, quedando reducida en ese año a 174,092 ha, las que se regaron en forma deficiente, lo que obligó a que se iniciará la construcción de pozos para completar en lo posible el riego del distrito del Colorado.

En el año de 1961, otro problema aqueja al distrito de riego del Río Colorado, los E.U.A., empezaron a entregar a México en la Presa Morelos aguas saladas procedentes del Valle de Wellton-Mohawk, que deterioró los suelos del Valle de Mexicali por su alcalinidad; así las aguas que México recibía de acuerdo al tratado de 1944, pasaron de tener 950 partes por millón de sales a 1500 y hasta 3000 partes por millón a partir de 1961. Este problema quedó resuelto totalmente hasta 1974, durante este período el Río Colorado no presentó muchos problemas en lo que-

respecta al control de avenidas.

Actualmente, el sistema de operación del Río Colorado es uno de los más importantes de los E.U.A., las mayores y principales estructuras sobre este Río, cuentan con una capacidad de almacenamiento disponible de 74000 Mm^3 , la cual es más de cuatro veces el promedio anual de entradas a las mismas, siendo la Presa Hoover (antes Boulder) la estructura principal para el control de avenidas (la capacidad del vaso es de 38500 Mm^3 que es casi dos años en promedio del flujo del Río Colorado); sin embargo se han presentado recientes problemas en el control de avenidas, originados por los derrames de Hoover que representan posibles daños en los tramos de aguas abajo del Río Colorado, desde la Presa Davis hasta el Golfo de California.

El problema actual es que como se dijo anteriormente, la Presa Hoover en ocasiones derrama grandes volúmenes de agua en poco tiempo y como consecuencia las presas que están aguas abajo de ésta en territorio Norteamericano, sueltan agua en abundancia para poder controlar dichos derrames, las que al entrar en territorio mexicano en forma de gran avenida no se pueden aprovechar debido a que no contamos con estructuras de almacenamiento que puedan controlar estos excedentes, los que puedan producir problemas de desbordamiento; precisamente en 1979 se registró una gran avenida que provocó inundaciones y pérdidas en territorio mexicano. Lo anterior se debe probablemente a una equivocada política de operación de la Presa Hoover.

En este trabajo trataremos de proponer una política de operación del sistema, de tal forma que los derrames al final del mis

mo se presenten moderadamente y no provoquen avenidas que puedan acarrear problemas aguas abajo, para lo cual propondremos una política de control de avenidas en Hoover que garantice lo anterior, desde luego, sin dañar las demandas Norteamericanas; además veremos la posibilidad de aprovechar estos excedentes en Territorio Mexicano.

Se presenta al final del trabajo, en el Anexo, algunos datos característicos acerca de la Presa Hoover.

2. DESCRIPCION DE LA CUENCA DEL RIO COLORADO

Geográficamente la cuenca del Río Colorado se encuentra entre los 31^º y 44^º de latitud norte y 106^º y 116^º de longitud oeste.

El Río Colorado tiene una longitud de 2250 km aproximadamente desde su nacimiento en el estado de Colorado cerca de la ciudad de Denver hasta su desembocadura en el Golfo de California y viaja encañonado en más de 1500 km ; tiene una cuenca Hidrográfica del orden de los 637,140 km², de la cual a E.U.A., le corresponde un área drenada de 631,960 km² y a México de 5,180 km² aproximadamente. Esta cuenca está alojada en los estados de Colorado, Wyoming, Utah, Nevada, Arizona, Nuevo México y California de la Unión Americana y en los estados de Baja California y Sonora del Territorio Mexicano. Es además, singular la forma de esta cuenca del Río Colorado, ya que lejos de parecer una cuenca se asemeja más a una inmensa pirámide rocosa cuyas altas cimas se cubren de nieve en el invierno, y cuyas laderas se adornan con una vasta y vieja floresta, en la que predominan las coníferas. Más abajo las rocas afloran y es en esa masa rocosa, pese a su dureza, en la que el agua en su marcha siempre descendiente, cavó los profundos cañones (algunos de ellos hasta de 1500 m de profundidad) por los que en parte corren el Colorado y sus afluentes.

El volumen anual de agua aportada por su inmensa cuenca es de 222,964 millones de metros cúbicos y ha llegado a tener crecientes del orden de 7,940 m³/s.

Cuando ocurrían crecientes de esa magnitud, por su gran contenido de limos (azolves) las aguas, más parecían ser, una materia sólida y no líquida. Puede estimarse que el acarreo anual de

limos, era del orden de 124 millones de metros cúbicos y a través de muchos siglos esos limos depositados cuando la velocidad de las aguas disminuía, formaron el Gran Delta del Río Colorado, en el que se desarrollan dos importantes zonas agrícolas:

La del Valle de Mexicali en Baja California, México y la del Valle Imperial en California, E.U.A.

En la Fig. II.1 podemos observar la ubicación fisiográfica de los principales aprovechamientos superficiales en toda la cuenca.

La Secretaría del interior de los E.U.A., que es la encargada del manejo del agua en la cuenca, la ha dividido en dos regiones: La Subcuenca Alta y la Subcuenca Baja.

A continuación se describe cada una de ellas.

2.1. Subcuenca alta

La subcuenca alta tiene un área de 282,637 km² y se compone de tres subregiones: Río Green; la parte alta del cauce principal y Río San Juan, (figura II.2).

Esta cuenca se ubica dentro de los estados de Wyoming, Utah, Colorado, Nuevo México y sobre una pequeña porción de Arizona.

El Río Colorado, como se dijo anteriormente, nace en el estado de Colorado, en donde comienza con dirección suroeste atravesando dicho estado hasta el estado de Utah, en donde recibe las aportaciones del Río Green por la margen derecha.

El Río Green es uno de los afluentes más importantes del Río Colorado, nace al sur del estado de Wyoming, a unos 240 km de los límites con los estados de Utah y Colorado. Su cau

CUENCA DEL RIO COLORADO

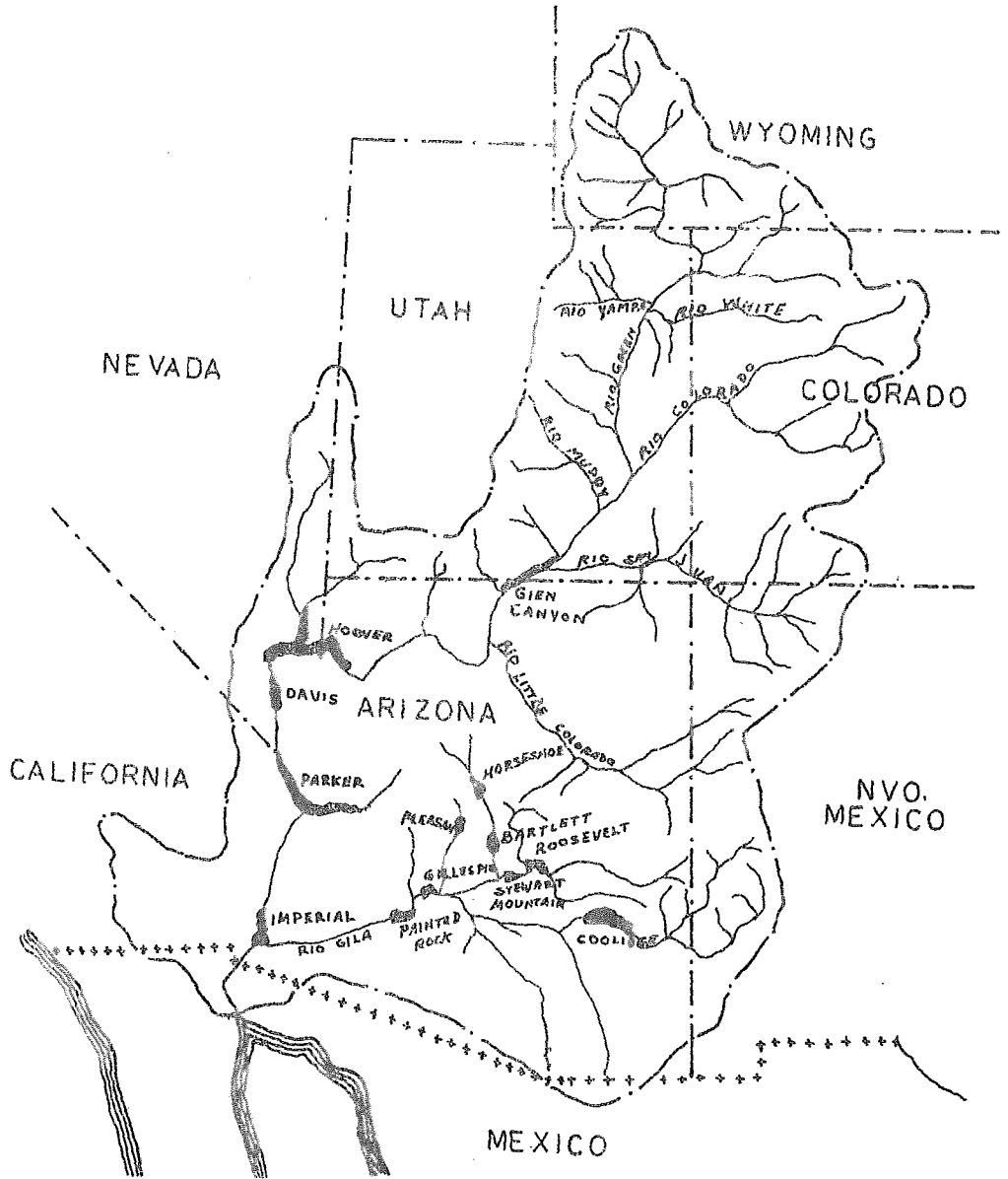


FIG. II-1

SUBCUENCA ALTA DEL RIO COLORADO.

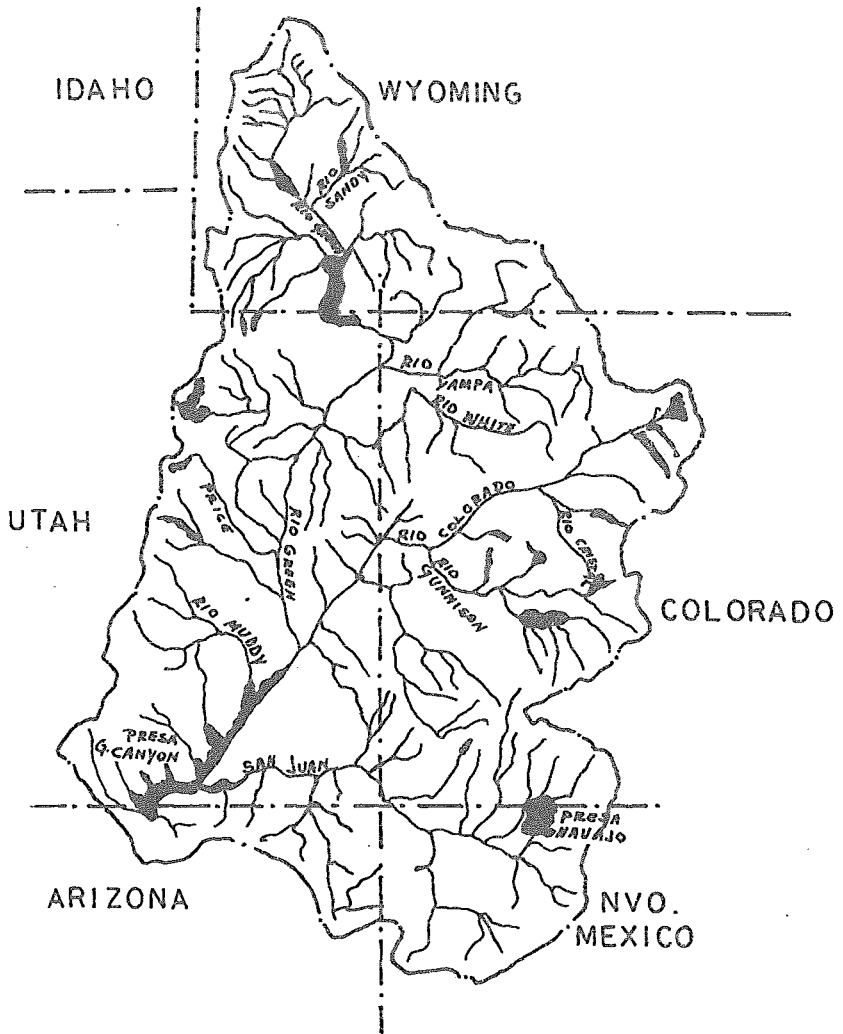


FIG. II-2

ce empieza con dirección sur, recibiendo varias pequeñas aportaciones. Cruzando la división estatal entre Wyoming y Utah, se localiza sobre su cauce la presa Flaming Gorge, y aguas abajo a 64 km, recibe la aportación del Río Yampa por su margen izquierda. También por margen izquierda aguas abajo recibe los caudales del Río White.

Finalmente entre este punto y su confluencia al Río Colorado, recibe tres pequeñas aportaciones.

El Río Colorado continúa su curso en dirección suroeste encontrando sobre su cauce la confluencia en la margen derecha del Río Muddy y por la izquierda y aguas abajo, la del Río San Juan, otra aportación importante.

El Río San Juan nace en la parte este de la cuenca, en los estados de Nuevo México y Colorado. Toma cauce en dirección oeste paralelamente a la línea limítrofe entre Colorado y Nuevo México. Este Río es después del Río Green el afluente más importante del Río Colorado en su parte alta; sobre su cauce principal se encuentra la Presa Navajo y sobre sus afluentes las presas Vallecito y Lemon entre otras.

Aguas abajo de la afluencia del Río San Juan, se encuentra sobre el Río Colorado la presa Glen Canyon en el estado de Arizona, su área de embalse abarca también el estado de Utah. Aguas abajo de esta presa se encuentra el lugar conocido como "Compact Point" o Lee Ferry, en donde por acuerdo de los estados del norte y del sur se encuentra la división de la cuenca del Río Colorado.

2.2. Subcuenca baja

La subcuenca baja del Río Colorado tiene un área de -
354,503 km² y se compone de tres subregiones: Las de los Ríos -
Little Colorado, Gila y la parte baja del Cauce Principal del -
Río Colorado, (fig. II.3).

Se encuentra situada en los estados de Nevada, Utah,-
California, Nuevo México y Arizona, donde en éste último se en -
cuentra la mayor parte de su área.

El Río Colorado aguas abajo de la presa Glen Canyon,-
que es el punto que limita la parte alta de la baja, continúa en
dirección sur, hasta la confluencia con el Río Little Colorado -
en el Parque Nacional Grand Canyon.

El Río Little Colorado nace al sur, cerca de Gallup -
en el estado de Nuevo México, tomando rumbo sureste en sus prime
ros 193 km, continuando un tramo hacia el oeste y después al no
roeste hasta su confluencia con el Río Colorado por la margen iz
quierda. En este punto el Río Colorado, entra en el área del Em
balse Lake Mead de la Presa Hoover. A esta presa entran también-
los caudales de los Ríos Muddy, Virgin y del arroyo Kanab.

Aguas abajo de la Presa Hoover se encuentran las pre
sas Davis y Parker en una gran zona de embalse. Finalmente aguas
abajo de la presa Parker y al sur se encuentra la presa Imperial
y aguas abajo de ésta última se tiene la confluencia del Río Gi
la por la margen izquierda, muy cerca de la frontera con México.

El Río Gila es posiblemente el afluente más importan
te del Río Colorado. Nace cerca de Lordsburg en el sur de Nuevo-
México en su primer tramo con dirección oeste se encuentra la -
presa Coolidge. Aguas abajo recibe en la margen izquierda las -

aguas del Río San Pedro. Continúa su dirección oeste hasta la región de Salt River Project, cerca de Phoenix, en donde recibe tres tributarios, por margen izquierda el Río Santa Cruz y por la derecha el Río Salt. El Río Salt nace con el nombre de Río Black, sobre él se localizan las presas Roosevelt y Stewart Mountain. Este Río recibe las aportaciones de Arroyo Tonto y aguas abajo, antes de su confluencia con el Gila, las del Río Verde por la margen derecha. Sobre el Río Verde se encuentran las Presas Horseshoe y Bartlett las cuales destinan sus almacenamientos a la irrigación.

Después de la confluencia del Río Salt con el Gila, éste último continúa con dirección suroeste, recibiendo las aportaciones del Río Agua Fría sobre el que se encuentra el embalse-Lake Pleasant, y más adelante aguas abajo del Gila, se encuentran las Presas Gillespie y Painted Rock cerca de la ciudad de Phoenix. El Río Gila continúa su cauce con la misma dirección hasta encontrar el cauce del Río Colorado aguas abajo de la Presa Imperial. Así, el Río Colorado recorre una distancia de 2081 km en territorio Norteamericano, hasta alcanzar la línea divisoria internacional, teniendo la función de línea Limítrofe entre México y E.U.A., a lo largo de unos 29 km (en este tramo se encuentra la Presa Morelos que es la encargada de regular los caudales que E.U.A., le manda a México de acuerdo al tratado de 1944), al cabo de los cuales corre íntegramente en territorio mexicano en una longitud de 160 km, hasta su desembocadura Deltáica en el Golfo de California, frente a las Islas Montague y Pelicanos, que se formaron por la sedimentación de los azolves que el Río arrastra en su trayecto.

3. OPERACION ACTUAL DE LA CUENCA

Actualmente la Secretaría del interior de los E.U.A., es la encargada del manejo del agua en la cuenca del Río Colorado, la que ha dividido en dos grandes regiones: La subcuenca alta y la subcuenca baja, a continuación describiremos en forma simplificada la forma en que se han estado operando ambas subcuencas.

3.1. Subcuenca alta

La subcuenca alta se compone de tres regiones: La del Río Green, la de la parte alta del Cauce Principal y la del Río San Juan, como se vió en el capítulo anterior, (fig. II.2). La estrategia de operación para esta parte de la cuenca está basada en sacar agua de la presa Glen Canyon, en Lee Ferry, que es el punto límite de la división de la cuenca, situado aguas abajo de esta presa, de tal forma que sea suficiente para compensar almacenamiento entre Glen Canyon y la presa Hoover, que es el próximo almacenamiento aguas abajo, sin dañar los escurrimientos de riego en la parta alta, ésto lo hacen los últimos días del mes de septiembre de cada año para evitar grandes derrames y asegurar salidas de acuerdo con el convenio del Río Colorado que existe entre la parte alta y la parte baja de la cuenca, según el cual si el agua no está disponible para llevar a cabo la estrategia mencionada, las salidas para la parte baja están limitadas a $10,150 \text{ Mm}^3$ anuales (contabilizados en Lee Ferry), lo que implica que la parte baja siempre recibirá una cantidad mayor o igual a la mencionada.

3.2. Subcuenca baja

La subcuenca baja está formada por las regiones de los

Ríos Little Colorado, Gila y la parte baja del Cauze Principal - (fig. II.3). La estrategia que se maneja en la subcuenca baja es tá basada en conservar el almacenamiento, en forma consistente - con la regulación de control de avenidas y el agua requerida para riego y otros usos.

3.3. Simplificación del sistema para el presente estudio

Después de observar el funcionamiento conjunto de la-cuenca, para este estudio haremos una simplificación consideran-do únicamente la subcuenca baja del sistema, ya que no resulta - necesario analizar la subcuenca alta debido a que ésta siempre - aportará a la parte baja una cantidad constante mínima, como vi-mos anteriormente; así dividiremos a la subcuenca baja en dos - cuencas: cuenca de la parte baja del Río Colorado (fig. III.1) y cuenca del Río Gila (fig. III.2), ya que éste último es un afluen-te del Colorado que no influye en los aprovechamientos Norteame-ricanos del Río Colorado, pues confluye aguas abajo de la presa-Imperial (última presa sobre el Río Colorado en territorio Norte-americano).

Para el análisis del sistema de la cuenca del Río Gi-la se consideraron solamente las siguientes Presas: ROOSEVELT, - LAKE PLEASANT, HORSESHOE, BARTLETT, STEWART MOUNTAIN, COOLIDGE, - GILLESPIE y PAINTED ROCK, ya que son las más importantes en esa-cuenca y de consideración para ser involucradas en un sistema de simulación.

En el análisis del sistema de la cuenca del Bajo Río-Colorado los almacenamientos considerados, siguiendo el mismo cri-terio que en la cuenca del Río Gila, son los de las Presas: HOO-

CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

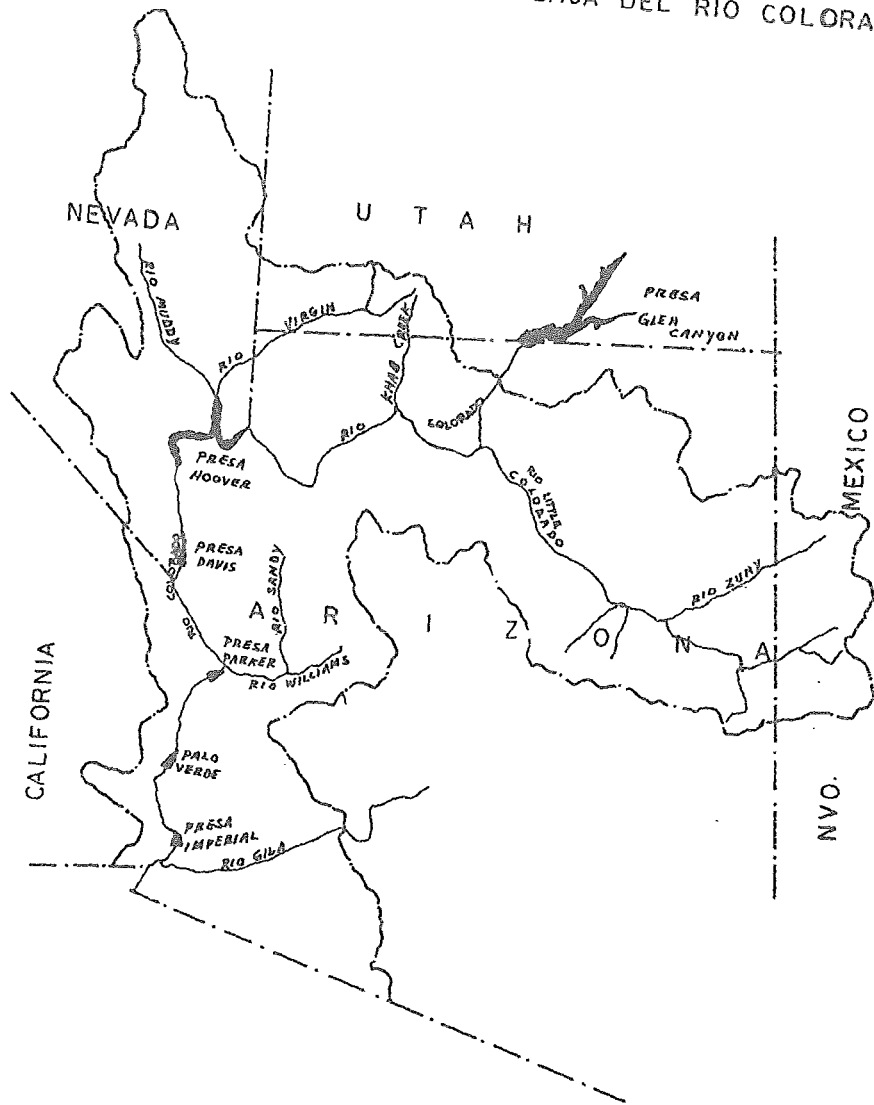


FIG. III-1

CUENCA DEL RIO GILA.

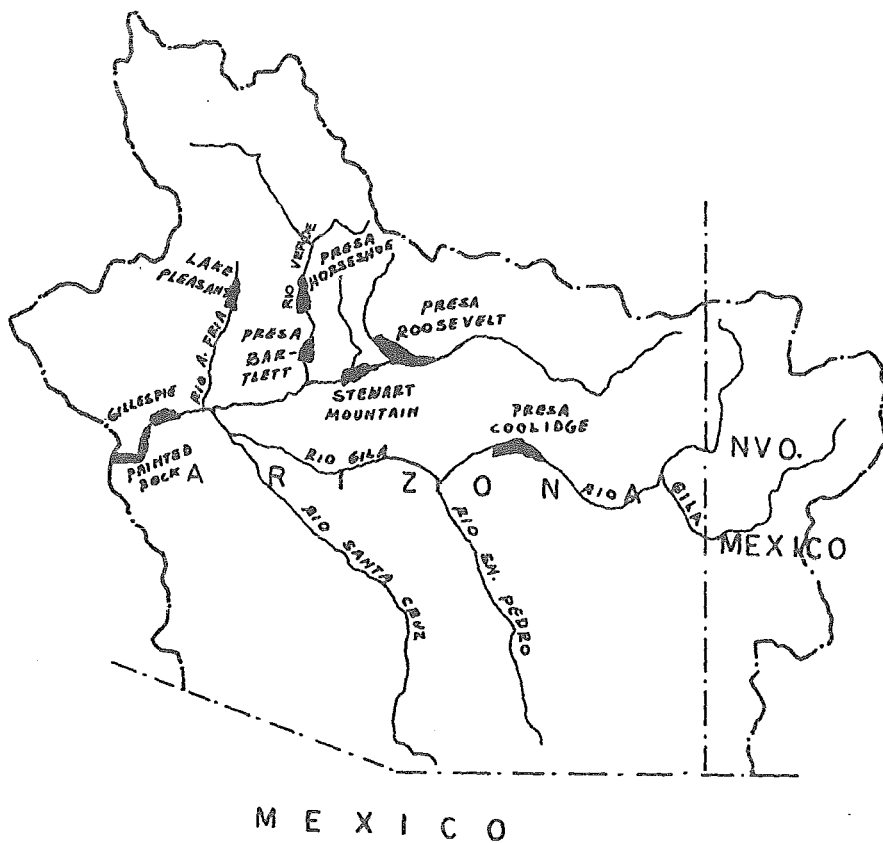


FIG. III-2

VER, DAVIS, PARKER e IMPERIAL, las cuales se encuentran sobre el Río Colorado.

3.3.1. Funcionamiento del sistema de la cuenca del Río Gila

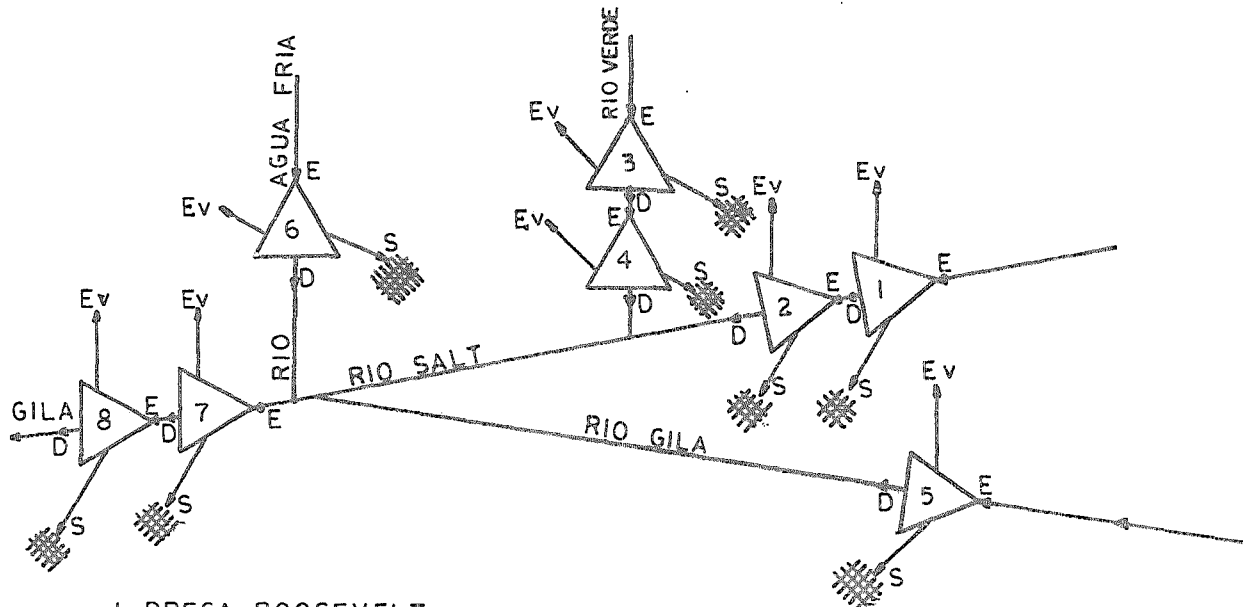
El sistema de la cuenca del Río Gila funciona de la siguiente manera: La presa Roosevelt ubicada sobre el Río Salt, (fig. III.3) recibe aportaciones por cuenca propia, que de exceder su capacidad, los derrames los capta la presa Stewart Mountain también sobre el Río Salt, surtiendo las demandas de riego cercanas a esa zona. La presa Stewart Mountain, además de recibir los derrames de Roosevelt, capta aportaciones por cuenca propia, del volumen almacenado en esta presa se surten demandas en el distrito de riego Valle del Río Gila, siendo captados sus derrames por el Río Salt, al que aguas abajo se le une por la margen izquierda el Río Verde.

Sobre el Río Verde se encuentran las presas Horseshoe y Bartlett, las cuales funcionan de la misma forma que las presas Roosevelt y Stewart Mountain respectivamente, surtiendo también demandas en el mismo distrito de riego.

La presa Coolidge se encuentra sobre el Río Gila, recibe aportaciones únicamente por cuenca propia, surtiendo demandas en la parte sur del Valle del Río Gila y sus derrames son captados aguas abajo por la presa Gillespie.

La presa Lake Pleasant que se encuentra sobre el Río Agua Fría funciona de la misma forma que la presa Coolidge, surtiendo demandas en la parte norte del mismo Valle, sus derrames son captados también por la presa Gillespie.

FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE LA CUENCA DEL RIO GILA.



- 1_ PRESA ROOSEVELT.
- 2_ PRESA STEWART MOUNTAIN.
- 3_ PRESA HORSESHOE.
- 4_ PRESA BARTLETT.
- 5_ PRESA COOLIDGE.
- 6_ LAKE PLEASANT.
- 7_ PRESA GILLESPIE.
- 8_ PRESA PAINTED ROCK.

SIMBOLOGIA

- E ENTRADAS.
- S SALIDA.
- Ev EVAPORACION
- D DERRAMES.
- ☒ DISTRICTO DE RIEGO.

Fig. III-3

De esta forma la presa Gillespie ubicada sobre el Río Gila recibe aportaciones por cuenca propia y los derrames de las presas Stewart Mountain, Bartlett, Coolidge y Lake Pleasant; esta presa surte las demandas de riego en el Valle de Yuma, Arizona, finalmente aguas abajo la presa Painted Rock recibe las aportaciones por cuenca propia y los derrames de la presa Gillespie; surte pocas demandas de riego funcionando únicamente como presa-reguladora para que finalmente los derrames y salidas de esta -- presa sean conducidas por el Río Gila hasta la confluencia con el Río Colorado, en el límite de la cuenca.

La operación actual se presenta en el capítulo 4 inciso 4.3.1. (Simulación del funcionamiento actual).

3.3.2. Funcionamiento del sistema de la cuenca de la parte - baja del Río Colorado

En el sistema de la cuenca de la parte baja del Río Colorado, los almacenamientos se encuentran en serie sobre el - Río (fig. III.4) y sólo de las dos últimas presas se toma agua - para irrigación; a continuación se presenta la forma en la cual funciona el sistema.

Como una primera alternativa las presas Hoover y Davis, funcionan de igual forma, teniendo entradas por cuenca propia, aportaciones adicionales por la salida de la presa aguas -- arriba anterior debido a la generación de Energía y derrames; en el caso de la presa Hoover, únicamente tiene como entradas las - recibidas de la parte superior de la Cuenca contabilizadas en - Lee Ferry y las entradas por cuenca propia.

FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

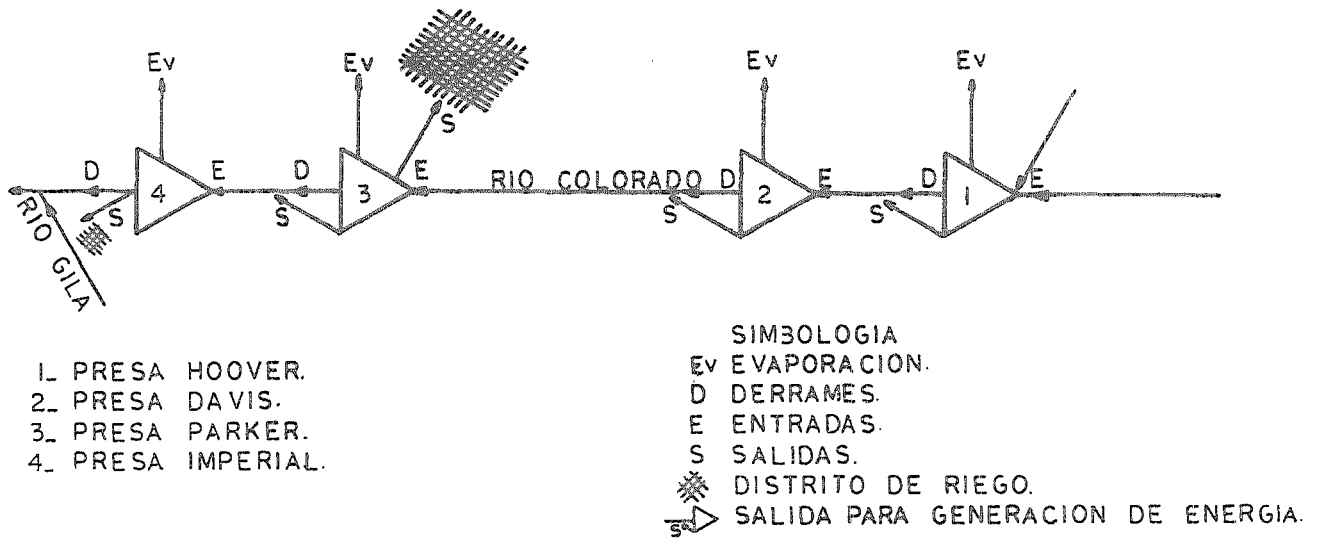


Fig. III-4

La presa Parker tiene como entradas, las de cuenca propia, las salidas por generación de energía de la presa Davis y los derrames, y en cuanto a demandas tiene como prioritaria uno las salidas por generación y como prioritaria dos las demandas del Distrito de Riego Metropolitano en California; finalmente la presa Imperial tiene como entradas, las de cuenca propia, las salidas por generación de la presa Parker y los derrames de esta misma presa y como salidas se tienen las demandas que surte a los Distritos de Riego Palo Verde, Yuma, Imperial y Cochella, los derrames de esta presa son conducidos por el Río Colorado hasta la confluencia con el Río Gila donde serán contabilizadas junto con las de la cuenca del Río Gila.

La operación actual se presenta en el capt. 4 inciso 4.3.2. (Simulación del funcionamiento actual).

A continuación presentaremos un balance hidrológico anual preliminar de la Subcuenca baja del Río Colorado, elaborado en base a promedios de datos históricos del sistema, el cual nos dará una idea de como contabilizar los escurrimientos y volúmenes almacenados en los vasos para el planteamiento del problema de simulación.

En la cuenca del Río Gila, se cuenta con un escurrimiento medio anual de 2220.3 Mm^3 , se tienen salidas por irrigación de 1171.8 Mm^3 , se pierde por evaporación en las presas, un volumen de 119.6 Mm^3 y las pérdidas por tránsito en el cauce suman un total de 740.2 Mm^3 , haciendo el balance, observamos que se tiene un sobrante (excedente) de 188.7 Mm^3 .

Por lo que toca a la cuenca de la parte baja del Río-

Colorado a partir de la presa Glen Canyon, se tiene un escurri -
miento estimado en Lee Ferry (punto en que se contabilizan las -
aportaciones a la cuenca baja por parte de la cuenca alta) de --
14150.7 Mm³, a este volumen se le agregan los escurrimientos me-
dios anuales en la parte baja del cauce principal que son - - -
1110.1 Mm³ y del Little Colorado con 518 Mm³ que corresponden al
resto de la cuenca en su parte baja resultando un total de - - -
15778.8 Mm³; de estos escurrimientos se descuentan las pérdidas-
por evaporación en las presas que suman 1207.6 Mm³ y las salidas
por irrigación que suman 10,451.4 Mm³; se hace la aclaración de-
que el agua entregada a México por el tratado internacional de -
aguas de 1944, se considera dentro de las salidas por irrigación;
haciendo el balance resulta un sobrante (excedente) de 700.6 Mm³
en la cuenca de la parte baja del Río Colorado. En total se tie-
ne un sobrante, que según esto entraría como excedente a territo-
rio mexicano, de 889.3 Mm³ anual; pero es conveniente considerar
la gran variabilidad de los escurrimientos en esta cuenca y los-
nuevos proyectos que se contemplan en un futuro por parte de los
E.U.A., por lo que en el siguiente capítulo se planteará un mode-
lo matemático de simulación del sistema.

4. METODOLOGIA PARA EL ANALISIS DEL SISTEMA

4.1. Necesidad de usar un modelo de simulación

Antes que nada pondremos en claro lo que es un modelo. Un modelo es la representación o abstracción de una situación u-objetos reales, que muestran las relaciones (directas e indirectas) y las interrelaciones de la acción y la reacción en términos de causa y efecto.

Existen diferentes tipos de modelos, de los cuales, - para este caso nos interesan principalmente los modelos simbólicos o matemáticos, los cuales toman la forma de cifras, símbolos y matemáticas. Un modelo de este tipo es una ecuación concisa, - precisa y fácil de comprender, sus símbolos no sólo son mucho - más fáciles de manejar que las palabras, sino que se escriben - más rápidamente, además de estos atributos, los modelos matemáticos se prestan a las manipulaciones de las computadoras.

De los diversos tipos de modelos matemáticos, nos interesa uno en especial, el modelo matemático de simulación. La - simulación es un método que comprende cálculos secuenciales paso por paso, donde puede reproducirse el funcionamiento de problemas o sistemas de gran escala.

El análisis del sistema que estamos tratando se hará en base al funcionamiento o simulación de vasos, para determinar la combinación más adecuada de los volúmenes disponibles de agua, la capacidad del vaso, las demandas y la capacidad de control de avenidas, con el fin de evitar grandes derrames al final del sistema.

El funcionamiento se efectua aplicando el principio - de continuidad, que considera los gastos de entrada y salida, y el cambio de almacenamiento en un vaso.

$$DE = E - S$$

$$DE = ALM_2 - ALM_1$$

$$ALM_2 - ALM_1 = E - S$$

$$ALM_2 = ALM_1 + E - S \quad - - - (A)$$

donde:

DE = Cambio de almacenamiento

ALM₂ = Almacenamiento final

ALM₁ = Almacenamiento inicial

E Comprende:

- Entradas por cuenca propia
- Derrames del almacenamiento aguas arriba
- Salidas de almacenamiento aguas arriba que retornen al cauce.

S Comprende:

- Evaporación neta (incluye lluvia)
- Salidas (prioritaria 1 + prioritaria 2)
- Derrames.

El funcionamiento de vaso se hace de la siguiente manera:

El nivel de almacenamiento en un vaso varía entre dos límites, inferior o capacidad muerta (CAPMU) y el superior o capacidad total (CAPTO = CAPMU + CAP. UTIL). Si al resolverse la -

ecuación (A) resulta que se tiene un volumen final almacenado mayor que la capacidad total del vaso, el volumen que excede a esta capacidad se contabiliza como derrame. En cambio si el volumen final almacenado resulta menor que CAPMU, implica que sería necesario extraer agua abajo de la capacidad muerta para satisfacer las demandas (prioritaria 1 + prioritaria 2), lo cual no es posible, por lo que el volumen que resulta de la diferencia de ALM_2 y CAPMU se contabiliza como deficiencia (Fig. IV.4). Esto se hace para cada uno de los vasos del sistema, cuantificándose las deficiencias y derrames.

Con este método se simula el sistema con cada una de las alternativas de operación, para finalmente analizar los resultados y concluir cual política es la más eficiente de acuerdo a los objetivos que se persiguen.

La simulación de vasos es sencillo, al contar con la teoría de modelos matemáticos y la hidrología e hidráulica experimental como se vió anteriormente, pero sumamente laborioso, por lo que es necesario el empleo de una computadora electrónica, ya que por la rapidez con que ésta trabaja al operar la cantidad de datos que se requieran, se pueden estudiar diferentes alternativas de políticas de operación del sistema.

4.2. Modelo utilizado

Existe un modelo de simulación elaborado por la S.A.R.H., en 1972, que se desarrolla en un programa de computadora el cual, haciéndole algunas modificaciones se adapta a las necesidades requeridas en este trabajo, ya que dicho modelo tiene por objeto simular el funcionamiento mensual de un sistema deter

minado de aprovechamiento hidráulico para conocer la factibilidad hidrológica de dicho sistema de acuerdo a la política de demandas que a estos se les asigne; por lo que lo utilizaremos para llevar a cabo la simulación del sistema del Río Colorado. A continuación presentaremos una descripción e instructivo del modelo mencionado.

Modelo "SISAH"

El modelo está escrito en lenguaje FORTRAN IV y consta de:

PROGRAMA PRINCIPAL

Subrutina DECENT

Subrutina CURBB

Subrutina REPAB

Subrutina VASBB

El programa principal lee la información necesaria para la simulación y llama a las subrutinas DECENT, CURBB, REPAB y VASBB para efectuar la simulación.

El modelo efectúa la simulación para cada mes y para cada año de estudio en los diferentes vasos que constituyen el sistema, cuantifica deficiencias y derrames e imprime resultados.

Subrutina DECENT

En esta subrutina se calcula la entrada por cuenca propia en cada uno de los almacenamientos que integran el sistema, a partir de la ecuación de continuidad, si es que no existe registro de entradas directo. En seguida se presentan las ecuaciones y la simbología usada en forma general:

$$DE = E - S$$

$$DE = E.C.P. + D_{AA} + S_{AA} - Ev - S' - D$$

$$E.C.P. = DE + Ev + S' + D - S_{AA} - D_{AA}$$

DE = Cambio de almacenamiento

E.C.P. = Entradas por cuenca propia

D_{AA} = Derrames del almacenamiento aguas arriba

S_{AA} = Salidas del almacenamiento aguas arriba que retornen al cauce.

S' = Salidas del almacenamiento en cuestión.

Ev = Evaporación neta (incluye lluvia) del almacenamiento en cuestión.

D = Derrames.

A continuación se presentan las fórmulas usadas en cada uno de los almacenamientos del sistema del Río Gila y del sistema de la parte baja del Río Colorado.

FORMULAS USADAS EN LAS PRESAS DEL SISTEMA DEL RIO GILA

ENTRADAS A LA PRESA ROOSEVELT

$$E = E' (764) + E' (765) \quad \text{Valida de 1948 a 1968}$$

$$E = E'' (711) \quad \text{Valida de 1969 a 1977}$$

$E' (764)$
= Entradas reales a Roosevelt de 1948 a 1968

$E' (765)$

$E'' (711)$ = Entradas reales a Roosevelt de 1969 a 1977

E = Entradas por cuenca propia para todas las fórmulas.

ENTRADAS A STEWART MOUNTAIN

$$E = E' (771) + D_{SM} - D_R + Ev (769) + DE (769)$$

$E' (771) =$ Salidas reales de Stewart Mountain

$Ev (769) =$ Evaporación med. mens. en Stewart Mountain

$D_{SM} =$ Derrames de Stewart Mountain

$D_R =$ Derrames de Roosevelt

$DE (769) =$ Cambio de almacenamiento.

ENTRADAS A HORSESHOE

$E = E' (782)$

$E' (782) =$ Entradas reales a Horseshoe.

ENTRADAS A BARTLETT

$E = E' (785) + DE' (783) + Ev (783) + Ev (785) + D_B -$
 D_H

$E' (785) =$ Salidas reales de Bartlett

$DE' (783) =$ Cambios de almacenamiento en Bartlett

$Ev (783)$

$=$ Evaporación promedio mensual

$Ev (785)$

$D_B =$ Derrames de Bartlett

$D_H =$ Derrames de Horseshoe

ENTRADAS A COOLIDGE

$E = E' (724) + Ev (723) + DE (723) + D_C$

$E' (724) =$ Salidas reales de Coolidge

$Ev (723) =$ Evap. media mensual en Coolidge

$DE (723) =$ Cambios de almacenamiento en Coolidge

$D_C =$ Derrames de Coolidge.

ENTRADAS A LAKE PLEASANT

$E = E' (790)$

$E' (790) = \text{Entradas reales a Lake Pleasant.}$

ENTRADAS A GILLESPIE

$$E = E' (798A) + Ev (798A) + DE (798A) + D_G - D_{SM} - D_B - D_C - D_{LP}$$

$E' (798A) = \text{Salidas reales de Gillespie}$

$Ev (798A) = \text{Evaporación en Gillespie}$

$DE (798A) = \text{Cambio de almacenamiento en Gillespie}$

$D_G = \text{Derrames de Gillespie}$

$D_{SM}, D_B, D_C, D_{LP} = \text{Derrames de Stewart M., Bartlett, Coolidge y Lake Pleasant, respectivamente.}$

ENTRADAS A PAINTED ROCK

$$E = 0.0 (\text{Despreciable})$$

La ubicación de las estaciones usadas en estas fórmulas se presentan en la figura IV.1.

FORMULAS USADAS EN LAS PRESAS DEL SISTEMA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

ENTRADAS A HOOVER

$$E = E' (646) + Ev (645) + DE (645) + D_H \dots \dots \text{Valida de 1948 a 1968}$$

$$E = E'' (649) \dots \text{Valida de 1969 a 1977}$$

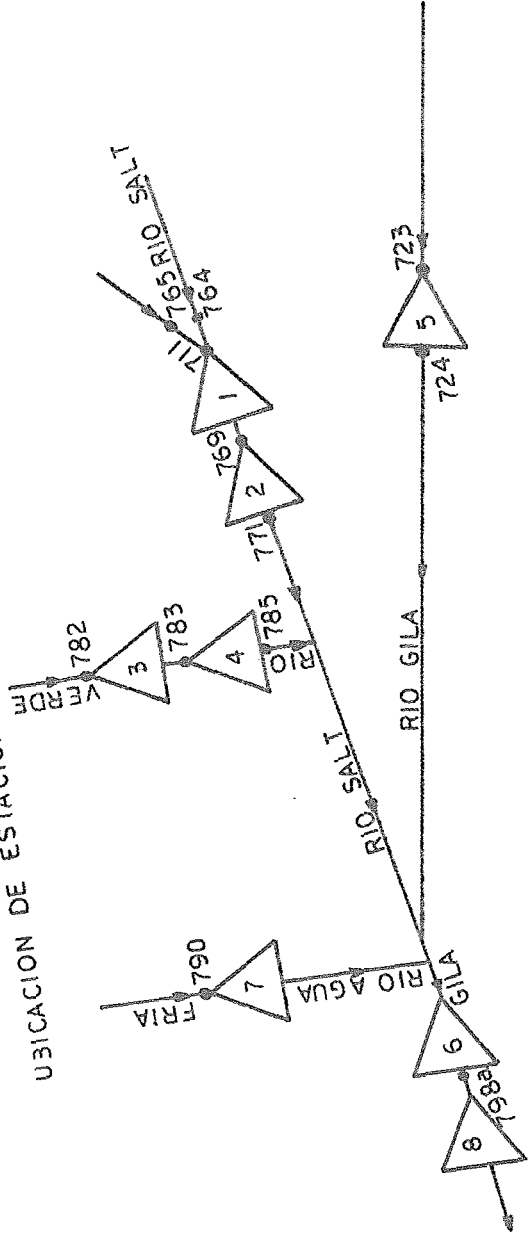
$E' (646) = \text{Salidas reales de Hoover}$

$Ev (645) = \text{Evap. med. mensual Hoover de 1948 a 1968}$

$DE (645) = \text{Cambio de almacenamiento de 1948 a 1968}$

$E'' (649) = \text{Entradas reales a Hoover de 1969 a 1977}$

UBICACION DE ESTACIONES USADAS EN EL RIO GILA-



● ESTACIONES

ROOSEVELT MOUNTAIN.

- 1.- PRESA STEWART HORSESHOE.
- 2.- PRESA HORSESHOE.
- 3.- PRESA BARTLETT.
- 4.- PRESA COOLIDGE.
- 5.- PRESA GILLESPIE.
- 6.- PRESA PLEASANT.
- 7.- LAKE PAINTED ROCK.
- 8.-

Fig. IV-1

D_H = Derrames de Hoover.

ENTRADAS A DAVIS

$$E = E' (648) + DE (647) + Ev (647) + D_D - E' (646) - D_H$$

$E' (648)$ = Salidas reales de Davis

$DE (647)$ = Cambios de almacenamiento en Davis

$Ev (647)$ = Evap. media mensual en Davis

D_D = Derrames de Davis

E = Entradas por cuenca propia para todas las fórmulas.

ENTRADAS A PARKER

$$E = E' (657) + DE (656) + Ev (656) + E'' (600) + D_P - E' (648) - D_D$$

$E' (657)$ = Salidas reales de Parker

$DE (656)$ = Cambios de almacenamiento en Parker

$Ev (656)$ = Evap. media mensual en Parker

$E'' (600)$ = Derivación al Metropolitan Water District

D_P = Derrames de Parker.

ENTRADAS A IMPERIAL

$$E = E' (660) + E' (659) - E' (657) - D_P$$

$E' (660)$ = Aportación a la Imperial

$E' (659)$ = Derivación Palo Verde

La ubicación de las estaciones usadas en estas fórmulas se puede apreciar en la fig. IV.2.

UBICACION DE ESTACIONES USADAS EN EL RIO COLORADO.

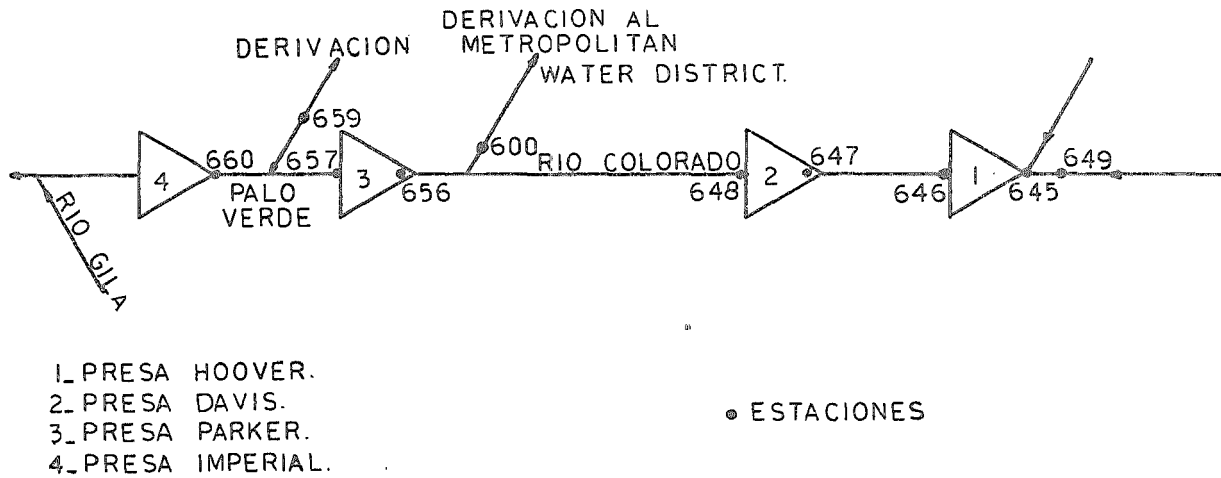


Fig. IV-2

Subrutina CURBB

Esta subrutina calcula las áreas y elevaciones para un volumen determinado en función de la capacidad, utilizando las curvas Capacidad-Area-Elevación de cada vaso, mediante la interpolación (fig. IV.3).

La forma de utilizar la subrutina es la siguiente:

CALL CURBB (IC, ALMP, DATPR)

donde: IC = Indicador si se desea área o elevación

IC = 1, área

IC = 2, elevación

ALMP = Almacenamiento correspondiente al dato que se desea encontrar.

DATPR= Respuesta de elevación o área.

Subrutina REPAB

En esta subrutina se da la geometría del sistema y tiene que elaborarse nuevamente cada vez que se cambie la política de operación del sistema. Para elaborar esta subrutina es conveniente seguir ciertas reglas.

Se numeran en forma progresiva los vasos que componen el sistema, teniendo el número mayor el vaso final del sistema; en la simulación la operación de los vasos se hacen respetando esta numeración, mediante un GO TO Computado.

Cada centro de oferta (acuífero o vaso) tiene dos tipos de salidas, la primera salida QD (1) tiene prioridad uno y QD (2) tiene prioridad dos, por lo que a cada centro de oferta se le asocian las demandas a las cuales se van a destinar las sali-

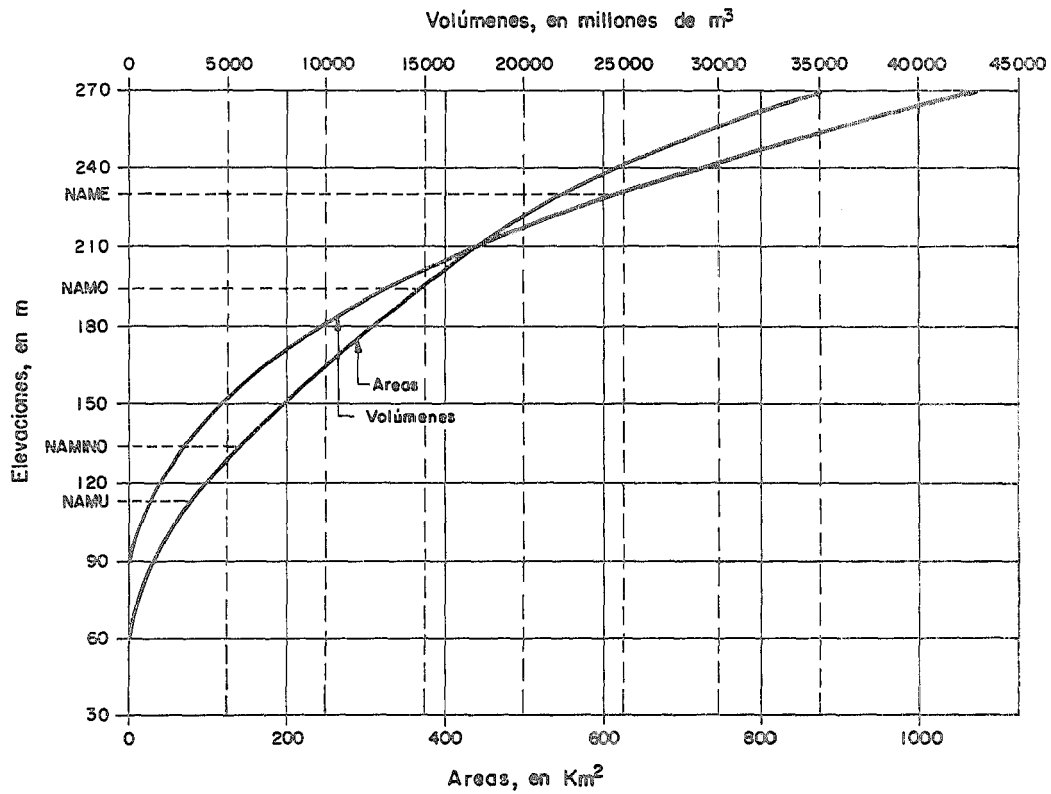


Fig. IV.3:- CURVAS ELEVACION - VOLUMEN - AREA.

das de ésta.

Subrutina VASBB

En esta subrutina se efectúa el funcionamiento de vaso, aplicando el principio de continuidad, para cada uno de los-vasos que constituyen el sistema, el cual ya fue descrito ante-riormente.

Para entender el objetivo del funcionamiento de un vaso, definiremos algunos de los términos utilizados en este estudio.

Cuenca.

Es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus-tributarios. Está limitada por una línea imaginaria formada por-los puntos de mayor nivel topográfico, que divide a las cuencas-adyacentes, distribuyendo el escurrimiento originado por la pre-cipitación, y cruza las corrientes en los puntos de salida. Esta línea recibe el nombre de parteaguas.

Vaso de Almacenamiento.

Es una ampliación del Valle por donde escurre una co-rriente, susceptible de cerrarse por medio de una presa, para -acumular sus aguas. Así, de esta forma, retiene los excesos de -agua en los períodos de altos escurrimientos para la utilización durante los períodos de sequía; también reduce el daño que pro-voacan las inundaciones abajo de él, al controlar el agua de ave-nidas.

La función de un vaso de almacenamiento para control-

de avenidas es almacenar una porción del escurrimiento de la avenida en el punto por protegerse.

Componentes de un Vaso (Fig. IV.4).

Capacidad muerta o de azolve.-Es aquella que retiene los azolves que llegan al vaso de la presa y sedimenten durante la "vida útil" de la misma. Se encuentra comprendida entre el nivel del fondo del vaso y el NAMU (nivel de aguas muertas), debajo de este último nivel, no se puede extraer el agua normalmente por no haber ninguna salida.

Otro nivel que sigue inmediatamente arriba del NAMU es el NAMINO, éste establece el nivel mínimo de operación de la toma a gasto de diseño.

Capacidad útil o de aprovechamiento.- Es la capacidad necesaria para satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso, de acuerdo con cierta ley establecida. Este volumen se encuentra comprendido entre el NAMU y el NAMO (nivel de aguas máximas de operación), este último nivel, normalmente se ubica a la elevación de la cresta del vertedor o a la parte superior de las compuertas del vertedor.

Capacidad de control de avenidas o superalmacenamiento.- Es el volumen destinado para la regulación de avenidas. Una avenida es el producto del escurrimiento por la lluvia y/o el deshielo en cantidades tan grandes que no pueden alojarse en los cauces de las corrientes para niveles bajos. Este superalmacenamiento esta comprendido entre el NAMO y el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias).

COMPONENTES DE UN VASO.

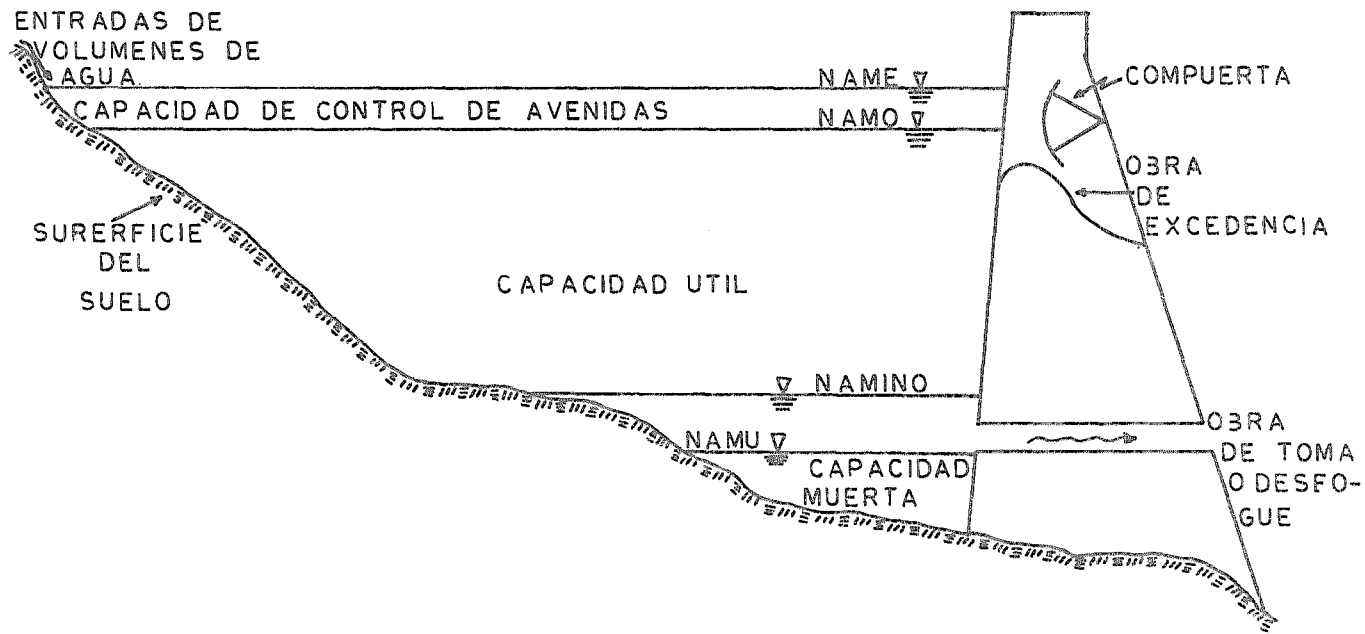


FIG. IV-4.

Se anexa un instructivo y listado del modelo de simulación al final del trabajo.

4.3 Alternativas Simuladas

Usando el modelo descrito anteriormente fueron simulados el sistema de la cuenca del Río Gila y el sistema de la cuenca de la parte baja del Río Colorado. para determinar de acuerdo a diversas políticas de operación (extracción), el volumen excedente al final de los mismos.

El período de análisis utilizado en la simulación - abarca del año de 1948 al año de 1977, ya que para años anteriores se adolecia de datos en algunas estaciones, dicho período corresponde a un total de 30 años.

4.3.1. Cuenca del Río Gila

Se hicieron dos simulaciones del funcionamiento del sistema de esta cuenca:

La primera simula el sistema en condiciones actuales, manteniendo las políticas de operación que se manejan en esa zona, considerando las demandas históricas.

La segunda simulación se planteo como una alternativa, la cual fue realizada, bajo las mismas consideraciones que la primera simulación, con la diferencia de variar la política de operación en forma favorable, permitiendo un 5% anual promedio de deficiencia en las demandas.

4.3.2. Cuenca de la Parte Baja del Río Colorado

Para esta cuenca se hizo una primera simulación en la

que se planteó el sistema manteniendo la política de operación - con que funciona actualmente, considerando las demandas históricas. En esta simulación la presa HOOVER opera con su capacidad - de control de avenidas actual que consiste en tener en enero una capacidad de control de 1463 Mm^3 y en agosto de 387 Mm^3 , en otras palabras, si a finales de diciembre de cada año la presa tiene - una capacidad para control de avenidas menor a 1463 Mm^3 , se va--cia la presa hasta tener dicha capacidad en enero, esto lo hacen debido a que en este mes se presentan las mayores avenidas en el Río causadas por los deshielos aguas arriba. Para agosto se hace lo mismo hasta alcanzar una capacidad de control de 387 Mm^3 para asegurar el control de avenidas causadas por las lluvias.

Además se plantearon cuatro alternativas:

Como primera alternativa se simuló el sistema en las mismas condiciones que la primera simulación únicamente cambiando la política de operación, permitiendo el 5% anual promedio de deficiencia en las demandas de irrigación y el 0.1% anual promedio en las demandas para generación de energía eléctrica. La capacidad de control de avenidas en Hoover es la misma que en la primera simulación.

En la segunda alternativa se cambió la capacidad de control de avenidas en Hoover, teniendo en enero una capacidad de 6600 Mm^3 y agosto 1850 Mm^3 . (5) La política de demandas es - igual a la alternativa anterior.

Como tercer alternativa se cambió la capacidad de control de avenidas de la presa Hoover igual que en la alternativa-

anterior y además se considero la demanda al Central Arizona -- Project para la presa Imperial (este proyecto es para irrigación, se está terminando en los E.U.A., y esperan que empiece a operar en 1985) . Las demandas restantes son igual que la simulación his tórica.

Para la cuarta alternativa se consideraron las mejo - ras en los déficits de las demandas igual que en la segunda al - ternativa y para la presa Imperial se consideró la demanda adi - cional para el Central Arizona Project. Además, se propuso un au - mento gradual en la capacidad de control de Hoover, comenzando - con una capacidad de 265 Mm^3 en febrero, aumenta al doble en mar - zo, al triple en abril y así sucesivamente, hasta alcanzar en - agosto 1850 Mm^3 , volviendo a tener un aumento gradual comenzando, en septiembre con 1320 Mm^3 hasta 6600 Mm^3 en enero, de esta for - ma se evitan grandes derrames que se producirían si de pronto se pretende tener una capacidad de control de 6600 Mm^3 o de 1850 Mm^3 como en el caso de las alternativas anteriores.

Ya que no se contaba con datos de derrames históricos, primeramente se simulo el sistema con el funcionamiento y opera - ción actual, tomando en cuenta los datos históricos, sin conside - rar derrames, de esta manera se generaron los derrames de la pre - sa Hoover. Mediante el mismo procedimiento, pero ya considerando los derrames de Hoover, se generaron los derrames de Davis; se - hizo lo mismo para generar los derrames de Parker e Imperial, to - mando en cuenta en cada caso los derrames ya obtenidos de las - presas aguas arriba de la tratada. Los derrames producidos se to - maron como históricos y se consideraron en las simulaciones efec - tuadas (histórica y alternativas).

M-0028641

aprovechan 40.3 Mm^3 , se tiene un déficit de 18.3% para satisfacer su demanda, se pierden por evaporación 6 Mm^3 , no se tienen derrames.

La Presa GILLESPIE, tiene entradas por 324 Mm^3 se aprovechan solo 24.8 Mm^3 , se tiene un 9.1% de déficit para satisfacer la demanda, se evaporan 6 Mm^3 y se derraman 313 Mm^3 .

Por último a PAINTED ROCK, entran 343 Mm^3 anuales, se aprovechan 19 Mm^3 , no se tiene déficit para satisfacer la demanda, se pierden 12 Mm^3 , en evaporación y 312 Mm^3 en derrames, que son los derrames al final del sistema.

En el cuadro 5.1 se muestran los derrames mensuales que se tienen al final del sistema, se aprecia que se tienen derrames casi en todos los meses, siendo mayores en enero y más frecuentes en ese mismo mes y en marzo.

Alternativa I.

En esta primera y única alternativa propuesta, se ajustan las demandas hasta tener un 5% de déficit en todas las presas para satisfacerlas.

Los resultados obtenidos en la simulación fueron los siguientes:

Se aprovecha un volumen total de 1735 Mm^3 , se pierden por evaporación 199 Mm^3 y derraman 511 Mm^3 al final del sistema.

Se tiene una entrada anual a ROOSEVELT de 659 Mm^3 , se aprovechan 599 Mm^3 , se pierden por evaporación 61 Mm^3 y se derraman 9 Mm^3 .

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
49				117	98	139	79	1			5	10	448
1950	28	1	6	12	41								87
51											65	26	91
52	1	4	94	711	51	181	306	3					1351
53			4	17	1								22
54							6				10	4	20
1955	1										86	1	88
56				1									1
57					113								113
58						46	28						74
59													0.0
1960			181	302									483
61													
62					16								16
63													
64													
1965					23		227						250
66		29	853	582	71	41							1578
67			70	2									72
68			98	182	332	38							650
69				131	67								198
1970													
71													
72													
73		301	83	264	102	305	831	1084	730				3701
74													
1975													
76					2		109						111
1977													

PROMEDIO 312

CUADRO 5.1 DERRAMES MENSUALES. FUNCIONAMIENTO ACTUAL. CUENCA DEL RIO GILA.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero. Las cantidades están en millones de m³ (Mm³).

A la Presa STEWART MOUNTAIN entran 634 Mm³ anuales, se aprovechan 223.5 Mm³, se evaporan 8 Mm³ y se derraman - - 404 Mm³.

La Presa HORSESHOE tiene entradas por 370 Mm³ anuales, se aprovechan 263.5 Mm³, se evaporan 17 Mm³ y se derraman 91 Mm³.

En la Presa BARTLETT se reciben 468 Mm³ anuales, se aprovechan 294.5 Mm³ y se evaporan 14 Mm³ anuales, se tienen - derrames por 161 Mm³.

A la Presa COOLIDGE, entran 238 Mm³ anuales, se aprovechan 138 Mm³ se pierden por evaporación 70 Mm³, no se tienen derrames.

A LAKE PLEASANT, entran 43 Mm³ anuales, se aprovechan 31 Mm³, se pierden por evaporación 10 Mm³ y se derraman 3 Mm³ - anuales.

A la Presa GILLESPIE, entran 584 Mm³ anuales, se aprovechan 42 Mm³, se pierden por evaporación 7 Mm³ y se derraman - 571 Mm³.

Por último a PAINTED ROCK entran 579 Mm³ anuales, se aprovechan 57.2 Mm³ y se pierden por evaporación 12 Mm³. Los derrames de ésta que se pierden en el sistema son 511 Mm³ anuales.

En el cuadro 5.2 se presentan los derrames mensuales al final del sistema.

En el cuadro 5.3 se pueden apreciar los resultados - de las simulaciones hechas para el sistema del RIO GILA.

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948	0.0	0.0	0.0	0.0	9	48	159	36	101	0.0	0.0	0.0	353
49	0.0	0.0	0.0	186	100	294	323	33	0.0	0.0	0.0	0.0	936
1950	8	11	17	15	52	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	109
51	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	67	22	89
52	0.0	4	92	793	55	437	644	126	0.0	104	128	109	2492
53	0.0	17	23	22	7	78	49	49	0.0	11	0.0	0.0	256
54	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	107	13	42	0.0	0.0	3	0.0	165
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134	0.0	134
56	0.0	0.0	0.0	8	28	15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	51
57	0.0	0.0	0.0	0.0	41	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	47
58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	111	254	42	0.0	0.0	0.0	0.0	407
59	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1960	0.0	0.0	123	255	0.0	35	23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	436
61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
62	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	82	158	5	0.0	0.0	0.0	0.0	245
63	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	56	79	528	32	0.0	0.0	0.0	0.0	695
66	0.0	0.0	1066	599	73	235	74	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2047
67	0.0	0.0	78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	78
68	0.0	0.0	147	166	338	229	119	27	0.0	0.0	0.0	0.0	1026
69	0.0	0.0	0.0	132	80	100	139	13	0.0	0.0	0.0	0.0	464
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
71	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40	0.0	0.0	0.0	0.0	40
72	82	0.0	0.0	29	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	117
73	312	95	317	98	367	1276	1308	1029	49	0.0	0.0	0.0	4852
74	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12	129	44	0.0	0.0	0.0	0.0	185
76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	94	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	94
1977	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

PROMEDIO

511

CUADRO 5.2 DERRAMES MENSUALES. ALTERNATIVA I. CUENCA DEL RIO GILA.

Las cantidades están Mm³.

ALTERNATIVA	NOMBRE DE LA PRESA	ENTRADAS Mm ³	VOLUMEN APROVECHADO Mm ³	DEFICIT PROM. ANUAL %	DEFICIT MAX. ANUAL %	ANOS CON DEFICIT	EVAP. Mm ³	DERRAMES Mm ³
SIMULACION	ROOSEVELT	659	634.3	15.7	57.6	15	44	6
	STEWART M.	631	456.2	70.5	70.5	29	2	174
CON DATOS	HORSESHOE	370	357.6	75.8	89.4	29	.2	12
HISTORICOS.	BARTLETT	390	234.4	0.0	0.0	0	20	133
	COOLIDGE	238	204.8	28.0	86.6	19	30	0
FUNCIONA-- MIENTO AC- TUAL.	PLEASANT	43	40.3	18.3	98.0	10	6	0
	GILLESPIE	324	24.8	9.1	100.0	9	6	313
	PAINTED R.	343	18.9	0.0	0.0	0	12	312
I	ROOSEVELT	659	599	5	44.5	9	61	9
	STEWART M.	634	223.5	5	39.6	8	8	404
	HORSESHOE	270	263.5	5	26.8	11	17	91
	BARTLETT	468	294.5	5	52.1	9	14	161
	COOLIDGE	238	138	5	66.1	4	70	0
	PLEASANT	43	31	5	717	4	10	3
	GILLESPIE	584	42	5	95	7	7	571
PAINTED R.	579	57.2	5	43.9	7	12	511	

CUADRO 5.3 RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES CUENCA DEL RIO GILA.

5.2 Cuenca de la parte baja del Río Colorado
Simulación del Funcionamiento Histórico.

Como resultado de esta simulación, en la cuenca se tienen anualmente un volumen total turbinado de 28163 Mm³ que representa el 99.77% del volumen demandado, se aprovechan para uso agrícola 10182 Mm³, que es el 98.72% del volumen demandado y el 82.54% de las entradas a la presa HOOVER. Las pérdidas suman un total de 4064 Mm³ que representan el 52.94% de las entradas a HOOVER, de las cuales 1569 Mm³ son evaporaciones y 2495 Mm³ (20.22% de las entradas a HOOVER) son los derrames de la presa IMPERIAL a la salida del sistema, desglosando estos resultados se tiene lo siguiente:

En la Presa HOOVER se tiene una entrada anual de 12336 Mm³, que genera energía eléctrica con 9945 Mm³, que es el 35.31% del volumen total turbinado en la cuenca; las pérdidas suman 2153 Mm³ (32.94% de las entradas a HOOVER) de los cuales 1148 Mm³ son evaporaciones y 1005 Mm³ es el volumen derramado que es el 8.15% del volumen que entra a HOOVER. No se tienen déficit para satisfacer las demandas.

A la Presa DAVIS, entran anualmente 11552 Mm³, se genera energía eléctrica con un volumen de 9993 Mm³, que es el 35.48% del total turbinado en la cuenca. Se tienen pérdidas por evaporación de 175 Mm³ y se derrama un volumen de 1406 Mm³ que es el 12.17% del volumen que entra a esta presa. Se tiene un déficit promedio anual de 0.6% con respecto a la demanda.

La Presa PARKER, tiene un volumen de entrada de 12034 Mm³, del cual se utiliza 8225 Mm³ en generación de ener

gía que representa el 29.21% del volumen total turbinado en la cuenca, además las derivaciones de esta presa al METROPOLITAN-WATER DISTRICT de California suman 1491 Mm^3 , se tienen pérdidas por 2311 Mm^3 , de las cuales 227 Mm^3 son evaporaciones y 2084 Mm^3 derrames que representan el 17.32% del volumen de entrada a Parker. No se tienen déficits para satisfacer las demandas.

Por último, a la Presa IMPERIAL, que abastece demandas de varios distritos de riego y el agua asignada a México - según el tratado de 1944, llega un volumen de 11204 Mm^3 , del cual se aprovechan 8691 Mm^3 para satisfacer una demanda de 8823 Mm^3 teniendo un déficit promedio de 1.5%, se tienen pérdidas por evaporación de 19 Mm^3 y se derraman 2495 Mm^3 , que es el 22.27% de las entradas a esta presa así, los derrames al final del sistema son 2495 Mm^3 .

En el siguiente cuadro 5.4 se pueden apreciar los derrames mensuales que se tienen al final del sistema, se ve que de los 30 años empleados en la simulación, sólo en 10 años se tienen derrames fuertes (más de 1000 Mm^3) además en un solo año se presenta un derrame de 40855 Mm^3 que ocurre principalmente en los meses de diciembre, mayo y junio. Asimismo se observa que se presentan derrames en casi todos los meses (sobre todo en mayo, junio, julio).

Alternativa I.

En esta alternativa se propuso la operación de las presas HOOVER, DAVIS y PARKER de forma que se tenga una deficiencia promedio anual de 0.1% para satisfacer sus demandas, y

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
1949													
1950													
1951	30	546	758	546	308	159	91	343	97	104	0.0	180	3162
1952	486	702	510	35				47	10549	5423			17752
1953					122			358	888		100	839	2307
1954	313	577	520	237	465	193		75	182				2562
1955		115	216	206	373	265		183	12			28	1398
1956	161	318	448	415	145			110	13	23		8.0	1642
1957	45	103	62	46	25			46	13	375	2025	43	2783
1958	111	1911	7629	445	54			12674	17995	36			40855
1959					47		16	146	33			30	272
1960	21	31	8	9	10			102	18				199
1961								6.8	13	6		73	160
62								15	24	29			68
63									6	21			27
64								15	12	19			46
65								40	33	52			125
1966				10	2			45	15	39			111
67						14	28	135	38	24		41	260
68		6						135	35	26			202
69								158	96	79		93	426
1970	7	18			9		48	119	34	14			249
71								110	34	45			189
72													
73													
74													
75													
76													
1977												27	27

PROMEDIO 2495

CUADRO 5.4 DERRAMES MENSUALES. FUNCIONAMIENTO ACTUAL SISTEMA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero. Las cantidades están en Mm3.

en la presa IMPERIAL del 5%. La Presa HOOVER opera con su capacidad de control actual.

De acuerdo con los resultados de la simulación con esta propuesta, en la cuenca se generaría electricidad turbinando un volumen anual de 12136 Mm^3 que representaría el - - - 92.47% del demandado.

Las pérdidas sumarían un total de 2897 Mm^3 que representan el 23.48% de las entradas a Hoover, de los cuales - 1150 Mm^3 (9.32% de las entradas a Hoover) se evaporarían, y - 1747 Mm^3 (14.16% de las entradas a Hoover) se derramarían al final del sistema.

La Presa HOOVER tendría una entrada anual de - - - 12336 Mm^3 , se aprovecharían 11579 Mm^3 (93.86% de las entradas a esta presa) en generar energía, se tendría un total de pérdidas de 1293 Mm^3 , de las que 833 Mm^3 son evaporaciones y - - 460 Mm^3 (3.73% de las entradas) se derramarían.

Las entradas anuales a la presa DAVIS serían de - 12641 Mm^3 , de los que 11517 Mm^3 (91.12% de las entradas a esta presa) se aprovecharían en generar energía, las pérdidas serían 1147 Mm^3 de los cuales 233 Mm^3 son evaporaciones y 914 Mm^3 - - (7.23% de las entradas) se derramarían.

A la Presa PARKER entrarían 13066 Mm^3 anuales, de los que se aprovecharían en generación de energía 10477 Mm^3 - (80.18% de las entradas a PARKER) y 1087 Mm^3 (8.32% de las entradas) en derivaciones al Metropolitan Water District de California; se tendrían pérdidas por 1505 Mm^3 , de los cuales 72 Mm^3

son evaporaciones y 1433 Mm^3 (10.98% de las entradas) serían derrames.

En la Presa IMPERIAL el volumen de entrada sería de 13134 Mm^3 se aprovecharían 11192 Mm^3 en surtir en demandas, - las perdidas sumarían 1948 Mm^3 de las que 12 Mm^3 son evaporaciones y 1936 Mm^3 (14.17% de las entradas) representaría los derrames al final del sistema.

El siguiente cuadro 5.5 muestra los derrames mensuales que se tendrían al final del sistema, se aprecia que en los 30 años simulados sólo en 7 años consecutivos, se tienen derrames fuertes, y en un solo año se presenta un derrame de - - - 33806 Mm^3 generado principalmente en los meses de diciembre, - mayo y junio. Los meses en que generalmente se presentan derrames son noviembre, diciembre, enero, mayo y junio.

Alternativa II.

En esta alternativa se cambio la capacidad de control de avenidas en HOOVER, teniendo en enero una capacidad de 6600 Mm^3 y en agosto 1850 Mm^3 . La política de demandas es igual a la de la Alternativa I.

La simulación de esta alternativa arrojó los resultados siguientes: El volumen total turbinado en la cuenca sería 33322 Mm^3 que es el 99.91% del demandado y en agricultura se aprovecharía anualmente 11995 Mm^3 , que es el 90.38% del demandado. Las pérdidas serían 3041 Mm^3 (24.65% de las entradas a HOOVER) son evaporaciones y 1936 Mm^3 (15.69% de las entradas a HOOVER) serían derrames.

A la Presa HOOVER entrarían 12336 Mm^3 anuales, se apro

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
49													
1950													
51		493.3	716.7	504.2	273.5	95.7		256.9	33.0	52.0		147.2	2573
52	438.1	666.8	469.1						3077.6	5101.5			9753
53								236.4	823.6			768.7	1829
54	265.3	541.6	478.9	195.2	431.3	111.4			51.5				2075
1955		31.6	174.7	163.8	338.8	185.7		40.0					535
56	108.9	282.0	407.3	373.0	111.1								1282
57		16.7	28.3	3.9									42
58		290.1	4469.4	406.9				10915.2	17724.6				33806
59								1.1					1.0
1960													
61													
62													
63													
64													
1965													
66													
1967													
68													
69								65.0	30.8	27.4			123
1970													
71								4.9					5
72													
73													
74													
1975													
76													
1977													

PROMEDIO 1747.5

CUADRO 5.5 DERRAMES MENSUALES. ALTERNATIVA I. CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero.

Las cantidades están en Mm³.

vecharía en generar energía eléctrica 11405 Mm^3 (92.45% de las entradas), las pérdidas serían 1466 Mm^3 (11.88% de las entradas), de las cuales 770 Mm^3 son evaporaciones y 693 Mm^3 (5.64% de las entradas) serían derrames.

La Presa DAVIS tendría una entrada de 12703 Mm^3 anuales, de los que se aprovecharían 11351 Mm^3 (89.07% de las entradas a DAVIS) en generar energía, habría pérdidas por 1410 Mm^3 , de los que 252 Mm^3 son evaporaciones y el resto, 1158 Mm^3 se derramarían.

Las entradas a PARKER serían 13108 Mm^3 anuales, se turbinaría un volumen de 10602 Mm^3 (80.88% de las entradas a esta presa) se derivaría al Metropolitan Water District de California 803 Mm^3 (6.13% de las entradas), se tendrían pérdidas de 1708 Mm^3 , de los cuales 71 Mm^3 se evaporarían y 1637 Mm^3 se derramarían.

Por último a la Presa IMPERIAL entrarían 13134 Mm^3 anuales, se aprovecharían 11192 Mm^3 (85.21% de las entradas a esta presa), en surtir su demanda. Se tendrían pérdidas por 1948 Mm^3 , de los cuales 12 Mm^3 se evaporarían y 1936 Mm^3 (14.74% de las entradas) serían los derrames al final del sistema.

En el siguiente cuadro 5.6 se presentan los derrames mensuales que se tendrían al final del sistema. Se puede ver que de los años simulados sólo en 8 años consecutivos se tienen grandes derrames, en un sólo año se derraman 31927 Mm^3 generados principalmente en diciembre, mayo y junio. Los meses en que generalmente se presentan derrames son: noviembre, diciembre y enero.

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
49													
1950													
51		489.4	714.8	502.2	272.0	92.93		253.9	31.3	49.8		145.8	2552
52	435.8	665.1	467.2						3910.7	6514.0			11993
53			2257.1	58.2	148.7			235.9	84.0			761.0	4283
54	263.0	539.9	476.9	193.2	429.8	108.7			49.24				2061
1955		27.6	172.8	161.8	337.3	182.9		39.5					922
56	105.24	280.3	405.4	371.0	109.6								1272
57		11.4	19.3	1.9									33
58		344.7	5889.0	386.6				7266.7	17171.6	868.3			31927
59			2617.1	112.3	50.0								2780
1960													
61													
62													
63													
64													
1965													
66													
67													
68													
69								62.0	29.1	25.1			116
1970													
71								4.4					4.0
72													
73													
74													
1975													
76													
1977													

PROMEDIO 1931.4

CUADRO 5.6 DERRAMES MENSUALES. ALTERNATIVA II. CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero.
Las cantidades están en Mm³.

Alternativa III.

En esta alternativa, se cambió la capacidad de HOOVER igual que la Alternativa II, además se considera la demanda al Central Arizona Project para la Presa IMPERIAL; las demandas restantes son igual a la Alternativa I.

Al considerar esta alternativa se obtuvieron en la simulación los siguientes resultados: se turbinaría un volumen total de $28\ 165\ \text{Mm}^3$ que representa el 99.78% del demandado. Se tendría un aprovechamiento anual en agricultura de $10\ 536\ \text{Mm}^3$, que es el 86.99% del demandado. Habría pérdidas por $3\ 795\ \text{Mm}^3$ (30.76% de las entradas a HOOVER), de los cuales $1\ 451\ \text{Mm}^3$ (11.76% de las entradas a HOOVER) serían evaporaciones y $2\ 344\ \text{Mm}^3$ (19% de las entradas a HOOVER) serían los derrames al final del sistema.

La Presa HOOVER tendría una entrada anual por $12\ 336\ \text{Mm}^3$, se aprovecharía un volumen de $9\ 945\ \text{Mm}^3$ (80.62% de las entradas a esta presa) en generación de energía se tendrían pérdidas por $2\ 237\ \text{Mm}^3$ (18.14% de las entradas) de los que $1\ 032\ \text{Mm}^3$ se evaporarán, y $1\ 205\ \text{Mm}^3$ serían los derrames, no se tienen déficits para satisfacer la demanda.

A la Presa DAVIS entrarían anualmente $11\ 752\ \text{Mm}^3$ se aprovecharían en generación de energía $9\ 995\ \text{Mm}^3$ (85.05% de las entradas a esta presa), las pérdidas sumarían $1\ 781\ \text{Mm}^3$, de los que $180\ \text{Mm}^3$ se evaporarían y $1\ 601\ \text{Mm}^3$ serían los derrames, se tiene un déficit de 0.6% para satisfacer las demandas.

PARKER tendría una entrada de $12\ 230\ \text{Mm}^3$ anuales, el volumen turbinado sería de $8\ 225\ \text{Mm}^3$ (67.25% de las entradas a PARKER), se derivarían $1\ 491\ \text{Mm}^3$ (12.19% de las entradas) al

Metropolitan Water District de California. Las pérdidas sumarían 2501 Mm³, de los cuales 228 Mm³ se evaporarían y 2279 Mm³ (18.65% de las entradas) serían derrames.

A la Presa IMPERIAL entrarían 11399 Mm³ anuales, se -- aprovecharían en las demandas actuales 8 576 Mm³ (75.41% de las entradas a esta presa), teniendo un 2.6% de déficit. Además se - abastece un 25% (449 Mm³) de la demanda adicional del Central - Arizona Project, habrían pérdidas por 2355 Mm³, de los que 11 Mm³ se evaporarían y 2344 Mm³ se derramarían al final del sistema - (20.56% de las entradas).

En el siguiente cuadro 5.7 se muestran los derrames - mensuales que se tendrían al final del sistema. Se aprecia que - de los 30 años simulados, sólo en 7 años se presentan grandes de rramas, en un sólo año se derraman 39 067 Mm³ principalmente se - generarán en diciembre, mayo y junio. Los meses en que generalmen - te se presentan derrames son diciembre, enero y febrero.

Alternativa IV.

Como una cuarta alternativa se propone aumentar gra--- dualmente la capacidad de la Presa HOOVER, comenzando con 265 Mm³ en febrero, aumenta el doble en marzo y al triple en abril, y - así sucesivamente hasta alcanzar en agosto 1850 Mm³, volviendo - a tener un aumento gradual comenzando en septiembre con 1320 Mm³ hasta 6600 Mm³ en enero. La política de demandas es igual a la - de la alternativa I, excepto que aquí se considera además la de - manda al Central Arizona Project.

Como resultado de la simulación de esta alternativa, - se tiene un volumen total turbinado de 33215 Mm³ que representa-

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
49													
1950													
51		317	678	471	219	31		122				32	1870
52	321	578	430						10225	6626			18180
53			3002	42	146			88	688			587	4535
54	148	453	440	162	377	65							1644
1955			52	131	284	137							604
56		89	368	340	56								853
57											79		79
58		182	12346	370				7413	17776	980			39067
59			3363	96	40								3499
1960													
61													
62													
63													
64													
1965													
66													
67													
68													
69													
1970													
71													
72													
73													
74													
1975													
76													
1977													

PROMEDIO

2344

CUADRO 5.7 DERRAMES MENSUALES. ALTERNATIVA III. CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero.
Las cantidades están en Mm³.

el 99.88% del demandado, se aprovecha en la agricultura 12 206 Mm³ que es el 82.39% del demandado, se perderían 2 826 Mm³ (22.91% de las entradas a HOOVER), de las cuales 1094 Mm³ (8.87% de las entradas a HOOVER) son evaporaciones y el resto, 1732 Mm³ (14.04% de las entradas a HOOVER) serían los derrames al final del sistema.

La Presa HOOVER tendría entradas anuales por 12336 Mm³, se aprovecharían 11 405 Mm³ (92.45% de las entradas a esta presa) en generar energía eléctrica, las pérdidas por evaporación y derrames serían 1466 Mm³ (11.80% de las entradas), 697 Mm³ de los derrames (5.65% de las entradas) y el resto se evaporaría.

Las entradas anuales a DAVIS serían 12704 Mm³, se turbinaría un volumen de 11 334 Mm³ (89.22% de las entradas a esta presa), se tendrían pérdidas por 11 393 Mm³ de los que 242 Mm³ se evaporarían y 1151 Mm³ (9.06% de las entradas) se derramarían.

A la Presa PARKER entrarían 13 120 Mm³ anuales, se turbinarían 10476 Mm³ (79.85% de las entradas a esta presa) y se derivarían al Metropolitan Water District de California 934 Mm³ cubriendo un 63% de la demanda. Se perderían 1 714 Mm³ de los que 74 Mm³ se evaporarían y 1640 Mm³ (12.5% de las entradas) se derramarían.

Por último, a la Presa IMPERIAL entrarían 13011 Mm³, se utilizarían 10 948 Mm³ (84.14% de las entradas a IMPERIAL) en abastecer sus demandas actuales y 324 Mm³ para cubrir un 18% de las demandas del Central Arizona Project. Se perderían 1741 Mm³ de los que 1732 Mm³ (13.31% de las entradas) serían los derrames al final del sistema y el resto, 9 Mm³ se evaporarían.

En el siguiente cuadro 5.8 se representan los derrames

AÑO/MES	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	TOTAL
1948													
49													
1950													
51		286.7	642.8	435.1	192.1			18.2				7.6	1583
52	283.3	547.7	395.2						5141.3	4775.5			11140
53	95.7	764.6	845.4		74.3			57.11	615.0			562.5	3015
54	107.5	422.5	404.9	126.1	349.9								1411
1955				90.8	257.4	69.5							410
56		58.4	333.4	304.0	29.7								725
57													
58		1720	5823.3	325.7				7882.0	17778.7				31.982
59		715.3	920.5	51.4									1687
1960													
61													
62													
63													
64													
1965													
66													
67													
68													
69													
1970													
71													
72													
73													
74													
1975													
76													
1977													

PROMEDIO 1732.0

CUADRO 5.8 DERRAMES MENSUALES. ALTERNATIVA IV. CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

NOTA: Los cuadros en blanco son igual a cero.
 Las cantidades están en Mm³.

mensuales que ocurrirían al final del sistema. Se aprecia que sólo en 7 años de los 30 simulados, se tienen grandes derrames. En un sólo año se tiene un derrame de 31982 Mm³ generados principalmente en los meses de diciembre, mayo y junio. Los meses en que generalmente se tienen derrames son noviembre, diciembre y enero.

En el cuadro 5.9 se muestran en resumen los resultados de las alternativas analizadas anteriormente.

ALTERNATIVA	NOMBRE DE LA PRESA	ENTRADAS Mm ³	VOLUMEN APROVECHADO Mm ³	DEFICIT PROM. ANUAL %	DIFICT MAX. ANUAL %	AÑOS CON DEFICIT	EVAP. Mm ³	DERRAMES Mm ³
FUNC. ACTUAL	HOOVER	12336	9945	0.0	0.0	0	1148	1005
DATOS HIS - TORICOS.	DAVIS	11552	9993	0.6	1.9	11	175	1406
	PARKER	12034	8225	0.0	0.0	0	227	2084
	PARKER	12034	1491	0.0	0.0	0	227	2084
	IMPERIAL	11204	8691	1.5	5.2	19	19	2495
I	HOOVER	12336	11579	0.1	4	1	833	460
	DAVIS	12641	11517	0.1	4.2	2	233	914
	PARKER	13066	10477	0.1	2.3	1	72	1435
	PARKER	13066	1087	27.1	48.8	28	72	1435
	IMPERIAL	12807	11049	5.0	8.6	30	12	1747
II	HOOVER	12336	11405	0.1	4.4	1	770	696
	DAVIS	12703	11315	0.1	2.3	1	252	1158
	PARKER	13108	10602	0.1	1.8	1	71	1637
	PARKER	13108	803	46.2	59	25	71	1637
	IMPERIAL	13134	11192	5.0	8.7	29	12	1936
III	HOOVER	12336	9945	0.0	0.0	0	1032	1205
	DAVIS	11752	9995	0.6	1.9	11	180	1601
	PARKER	12230	8225	0.0	0.0	0	228	2279
	PARKER	12230	1491	0.0	0.0	0	228	2279
	IMPERIAL	11399	8596	2.6	5.8	28	11	2344
	IMPERIAL	11399	449	75.1	97.2	30	11	2344
IV	HOOVER	12336	11405	0.1	4.4	1	769	697
	DAVIS	12704	11334	0.1	4.0	1	242	1151
	PARKER	13120	10476	0.1	2.6	1	74	1640
	PARKER	13120	934	37.3	56.6	27	74	1640
	IMPERIAL	13011	10948	5.0	9.2	30	9	1732
	IMPERIAL	13011	324	82.0	97.5	30	9	1732

CUADRO 5.9 RESULTADOS DE LAS ALTERNATIVAS SIMULADAS. CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el sistema de aprovechamiento del Río Gila, se tienen actualmente, según la simulación con datos históricos, un volumen aprovechado de 1971.3 Mm^3 anuales, las pérdidas suman 434 Mm^3 , de las que 122 Mm^3 son evaporaciones y 312 Mm^3 se derraman. Se tiene un déficit muy grande para satisfacer la demanda.

De acuerdo a los resultados de la simulación de la alternativa propuesta, el déficit promedio anual es de 5% con respecto a la demanda, se aprovechan 1735 Mm^3 anuales, se pierden 710 Mm^3 de los cuales 199 Mm^3 se evaporan y 511 Mm^3 se derraman. Se ve que en total, con el funcionamiento actual se aprovechan 236 Mm^3 anuales más que en la alternativa propuesta, que además perdería 77 Mm^3 anuales más en evaporaciones.

Si observamos el cuadro 5.3 podemos apreciar que en la alternativa propuesta se reduce el volumen anual aprovechado en las presas ROOSEVELT, STEWART MOUNTAIN, HORSESHOE, COOLIDGE, y LAKE PLEASANT; pero también disminuyen los déficits promedio y máximo anual, así como el número de años con déficits, ocurriendo lo contrario con las presas BARTLETT, GILLESPIE y PAINTED ROCK.

Por lo que respecta a los derrames, en la alternativa propuesta se derramarían 199 Mm^3 anuales más que como funciona ahora el sistema.

En los cuadros 5.1 y 5.2 se observan los derrames mensuales al final del sistema. Se ve que de los 30 años simulados, en 25 años hay derrames en la alternativa propuesta, de los cuales en 5 años no consecutivos se tienen grandes derrames, los meses en que generalmente se tienen derrames son: febrero, marzo, abril y mayo -

siendo marzo y abril en los que se concentra más volumen.

En el funcionamiento actual sólo en 18 años se tienen derrames, de los que sólo en 3 años consecutivos hay grandes derrames los meses en que se presentan generalmente son: enero y febrero; concentrándose en enero los volúmenes mayores.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente podemos concluir que de las políticas de operación del sistema de aprovechamiento del Río Gila analizadas, es más conveniente la política seguida hasta ahora; los déficits muy grandes que se tienen, se debe a que las demandas históricas, tanto en la distribución mensual como el total del ciclo anual son cambiantes, y no se observa nunca una demanda constante; al analizar los registros hidrométricos del sistema, se vió que las demandas se ajustan a la disponibilidad del agua, lo cual no fue posible modelar, así es que se asignaron al modelo de simulación, demandas constantes máximas históricas para evitar grandes derrames, esto es la causa de que se obtuvieron en la simulación del funcionamiento actual, déficits muy altos.

Por lo que respecta al sistema de aprovechamiento de la parte baja del Río Colorado, según la simulación para el funcionamiento actual, se turbinan 28163 Mm^3 , se aprovechan en irrigación 10182 Mm^3 , se evaporan 1569 Mm^3 y se derraman 2495 Mm^3 anuales. Al ajustar a un 0.1% los déficits en las demandas de generación de energía eléctrica y a un 5% en las de irrigación en la Alternativa I, aumenta el volumen turbinado a 33573 Mm^3 y el aprovechado en agricultura a 12136 Mm^3 , disminuye el volumen evaporado a 1150 Mm^3 , así mismo se tienen menos derrames, 1747 Mm^3 .

Se puede observar en el cuadro 5.9 que para la alternativa I, aumentan los déficits para todas las presas, excepto para DAVIS, que disminuye en 0.5%, asimismo aumenta el número de años con déficits. Con respecto a la ocurrencia de derrames en los 30 años-simulados, se puede ver en los cuadros 5.4 y 5.5 que en el funcionamiento actual, se concentran los derrames mayores en sólo 8 años alcanzando un promedio de 9057 Mm^3 , mientras que en los restantes 22 años el promedio es de 107 Mm^3 anuales: en la Alternativa I, también se concentran los derrames en 8 años, bajando el promedio a 6537 Mm^3 anuales en ese período, y en los 22 años restantes baja a 6 Mm^3 .

Se ve que con la Alternativa I, se aprovecha un mayor volumen y se tienen menos pérdidas y derrames, por lo que, es mejor esta forma de operación del sistema, que la que se tiene actualmente pero conviene tomar en cuenta, un estudio hecho por el cuerpo de ingenieros de la armada de E.E.U.U., con respecto a la revaluación de la regulación y control de avenidas en la Presa-HOOVER, según el cual, en una de sus alternativas (Alt. IV) se propone aumentar la capacidad de control de avenidas en HOOVER, de tener actualmente 1463 Mm^3 en enero, se aumenta a 6600 Mm^3 , y de tener ahora 387 Mm^3 en agosto se aumenta 1850 Mm^3 para seguridad de sus estructuras, esta proposición la tomamos en cuenta en la Alternativa II, además de ajustar los déficits de la misma manera que en la Alternativa I.

Según los resultados de la simulación de la Alternativa II, - se turbinan $33\,322 \text{ Mm}^3$ anuales, o sea $5\,159 \text{ Mm}^3$ más que los que se turbinan actualmente; se aprovechan en irrigación 11995 Mm^3 -

anuales (1813 Mm^3 más que actualmente); se evaporan $1\ 105 \text{ Mm}^3$ - anuales, 464 Mm^3 menos de los que se evaporan según el funcionamiento actual, y se derraman 1936 Mm^3 anuales (459 Mm^3 menos que actualmente y 189 Mm^3 más que en la Alternativa I). El hecho de que se tengan más derrames en la Alternativa II que en la I, se debe a que independientemente de la capacidad de control que se tenga en HOOVER en diciembre, se aumenta a $6\ 600 \text{ Mm}^3$ en enero y como consecuencia, se producen más derrames en el mes de diciembre como se puede ver en el cuadro 5.5, además se aprecia que - de los 30 años simulados, se concentran los mayores derrames en 9 años teniendo un promedio de 6537 Mm^3 , mientras que en los restantes 21 años el promedio es de 6 Mm^3 anuales, así, en la forma de ocurrencia de los derrames, la Alternativa II mejora el funcionamiento actual y a la Alternativa I.

De lo anterior concluimos que con la Alternativa II se obtienen mejores resultados en todos los aspectos que como funciona actualmente el sistema, excepto en los déficits que se tienen, aunque no son muy grandes (0.1% en generación y 5% en irrigación) salvo en las demandas para uso agrícola de la Presa - - PARKER. Pero como es conveniente considerar también los proyectos próximos futuros de aprovechamiento de aguas del Río Colorado que contempla el gobierno Norteamericano, por lo que en la Alternativa III, se analiza cómo funcionaría el sistema si consideramos las derivaciones al Central Arizona Project (que empezarán en 1985 aproximadamente) de la Presa IMPERIAL, por lo que respecta a las demás demandas, se tomaron las históricas.

De esta manera, de acuerdo a la Alternativa III, se turbinan 28165 Mm^3 anuales (igual al funcionamiento actual), se aprove -

chan en irrigación 10536 Mm³ anuales (346 Mm³ más que en el funcionamiento actual), se evaporan 1451 Mm³, 118 Mm³ menos que - actualmente, y se derraman 2344 Mm³ anuales, o sea 151 Mm³ más - que en el funcionamiento actual. Se ve que al tener una demanda adicional en la Alternativa III, aumenta el volumen aprovechado en agricultura con respecto al aprovechado con el funcionamiento actual, disminuyen las evaporaciones y los derrames, al observar los cuadros 5.4 y 5.7, vemos que en todos los meses se tienen me nos derrames en la Alternativa III que actualmente, excepto en - diciembre, esto se debe a que en la Alternativa III se aumento - la capacidad de control de avenidas en HOOVER igual que en la - Alternativa II y por consiguiente se tienen más derrames en di - ciembre. Con respecto a los déficits, se ve en el cuadro 5.9 que son igual que en la simulación del funcionamiento actual, excep - to en la Presa IMPERIAL, que aumenta de 1.5% a 2.6%, se ve ade - más, que no se satisface completamente la demanda adicional de - la IMPERIAL.

Al considerar el proyecto próximo futuro de las derivaciones al Central Arizona Project y aumentar la capacidad de control de HOOVER, vimos que disminuyen los derrames, respecto al funciona - miento actual.

Al simular la Alternativa IV, en la actual, además de consi - derar la demanda del Central Arizona Project, se ajustan las de - mandas de la misma manera que en la Alternativa I (0.1% en de - mandas de generación y 5% en las demandas para riego en la Pre - sa IMPERIAL) y se propone hacer el mismo aumento de la capaci - dad de control de avenidas en la Presa HOOVER, pero gradualmen -

te, para evitar grandes derrames en el mes de diciembre, como se ve que ocurren en las alternativas anteriores.

En los resultados se aprecia que se turbinan 33215 Mm³ anuales (5050 Mm³ más que en la Alternativa III) y se aprovechan 12206 Mm³ anuales (1670 Mm³ más que en la Alternativa III), se evaporarían 1090 Mm³ anuales (menos que en cualquier alternativa) y se derramarían 1732 Mm³ anuales (menos que en cualquier alternativa). En el cuadro 5.8 vemos los derrames, se producen sólo en 9 años consecutivos alcanzando en ese período un promedio de 5773 Mm³ anuales, en los restantes 21 años no se producen derrames, se ve pues que han bajado considerablemente los derrames con la Alternativa IV con respecto a las demás. En el cuadro 5.9 se aprecia que se tienen grandes déficits para satisfacer la demanda para irrigación en PARKER y la demanda del Central Arizona Project de la Presa IMPERIAL.

Como conclusión proponemos que se ajusten las demandas de generación de energía, de forma que se tenga un 0.1% de déficits y la de irrigación de la Presa IMPERIAL a un 5% de déficit, así se aprovecharía más volumen de agua y además se tendrían menos pérdidas y mucho menos derrames, como se ve en la Alternativa II. Ahora, en caso de aumentar la capacidad de control de avenidas de la Presa HOOVER, proponemos que se haga gradualmente como se vió en la Alternativa IV, así, se evitan grandes derrames en el mes de diciembre.

Por otra parte, de acuerdo con un estudio de probabilidades realizado por los técnicos de la sección de Hidrología del Distrito de los Angeles California dependiente del cuerpo de Ingenie-

ros del ejercito de los E.U.A., basado en los probables desfo -
 gues del sistema de obras de captación con que cuentan y operan
 para el control de avenidas extraordinarias en el Río Colorado,
 aunado a estudios realizados por la S.A.R.H., de las condiciones
 actuales del cauce y Delta del Río Colorado en Territorio Nacio -
 nal, las autoridades correspondientes determinaron la construc -
 ción de obras de defensa económicamente factibles de realizar pa
 ra el control de avenidas extraordinarias hasta un gasto máximo -
 aguas abajo de la Presa Morelos de 910 m³/seg.

De acuerdo a estos estudios de probabilidad se ha elaborado -
 un Instructivo de Control Regional para el Control de Avenidas -
 Extraordinarias en el Río Colorado, el cual es un compendio de -
 estudios y análisis técnicos para la vigilancia y operación de -
 las obras (bordos) de defensa y de infraestructura hidráulica, -
 tendientes a evitar o minimizar los daños que los desbordamien -
 tos del Río pudieran ocasionar. En este instructivo se han deter
 minado cinco parámetros de avenidas extraordinarias, las cuales -
 son probables de realizarse en un período de 23 años a partir de
 1980, indicando en cada caso, de acuerdo con los gastos que se -
 registren, la situación que se presenta y la estrategia para con
 trolarla. Estos parámetros son los siguientes:

S i t u a c i ó n	GASTOS EN m ³ /seg.	
	Lindero Norte	Puente Ferrocarril
Emergencia leve	240 a 290	200 a 250
Emergencia moderada	290 a 460	250 a 400
Emergencia severa	460 a 680	400 a 600
Emergencia crítica	680 a 910	600 a 800
Emergencia de desastre	mayor de 910	mayor de 800

De estos parámetros considerados, en los primeros cuatro la -

situación es controlable, con distintos grados de dificultad, en el quinto y último se presenta la situación de desastre siendo - la magnitud de este de acuerdo al gasto que se presente.

Como se ve, en Territorio Mexicano estamos preparados para - controlar una avenida hasta de $910 \text{ m}^3/\text{seg}$ abajo de la presa derivadora Morelos; aunque de acuerdo a los estudios Norteamericanos de probabilidades, se podría presentar una avenida extraordinaria máxima aguas abajo de esta presa de $2000 \text{ m}^3/\text{seg}$ en cuyo caso, - francamente sería casi imposible controlarla.

Con respecto a la posibilidad de hacer proyectos para el aprovechamiento de los excedentes (derrames) del Río Colorado en territorio mexicano, definitivamente no es conveniente, ya que como se vió en las alternativas simuladas, el promedio anual fluctúa entre 2000 Mm^3 (2300 si incluimos los de la cuenca del Río - Gila), pero lo malo es que estos derrames no se tienen todos los años, de los 30 años simulados, sólo en 8 ó 9 años se tienen derrames, en los restantes 21 años serían prácticamente nulos, además, al operar el District Arizona Project, se ve en los resultados de las simulaciones que no se alcanzan a satisfacer las demandas, por lo que es probable que el Gobierno Norteamericano tenga algún proyecto en mente para satisfacer con un mínimo de déficit estas demandas y como consecuencia disminuirán los excedentes. También se puede observar en los cuadros 5.4 al 5.8, que - entre los años en que ocurren derrames, en uno (1958) ocurre una gran avenida, es por eso que en las simulaciones se alcanza el - promedio de más o menos 2000 Mm^3 anuales (de acuerdo a la alternativa de que se trate).

El agua ha sido siempre uno de los elementos esenciales para la supervivencia humana y uno de los factores fundamentales de desarrollo. Aunque por lo general se le considera únicamente como un recurso natural, no cabe duda de que también puede presentar una clara amenaza, tanto su exceso (inundación) como su escasez (sequía). Por eso, desde los primeros tiempos se ha visto al hombre obligado a protegerse contra los riesgos que el agua entraña directamente y contra los problemas que plantea.

En todo el mundo se está consiguiendo reducir, el riesgo de inundación tanto en las planicies aluviales como en las zonas costeras, mediante obras de defensa cada una de las cuales protege sólo hasta un límite determinado. Los profesionales que han participado en el diseño y la construcción de esas obras saben que éstas quedarían rebasadas cuando la avenida alcanza determinado límite, y esto, muchas personas no pueden comprenderlo. Para algunos hasta la simple promesa de construir una obra de ingeniería es suficiente para eliminar por completo los riesgos de inundación. Este concepto excesivamente optimista de los beneficios de la protección contra las inundaciones es extremadamente peligroso, porque la concentración de actividad en la zona protegida puede aumentar en vez de disminuir los posibles daños y pérdidas de vidas.

A N E X O

INSTRUCTIVO DEL MODELO SISAH (MODIFICADO)
DIAGRAMA DE BLOQUES DEL PROGRAMA PRINCIPAL
DIAGRAMA DE FLUJO DE LAS SUBROUTINAS VASBB Y CURBB
LISTADO DEL PROGRAMA PRINCIPAL Y DE LAS SUBROUTINAS
DATOS CARACTERISTICOS DE LA PRESA HOOVER

INSTRUCTIVO DEL MODELO

DATOS DE ENTRADA:

NVASO, NDEM, NUAN, MESI, IANOI, NUALT, NP.

NVASO = Número de vasos considerados en el sistema.

NDEM = Número de demandas por vaso (siempre = 2).

NUAN = Número de años que se simularán.

MESI = Mes inicial del estudio (enero 1, diciembre 12).

IANOI = Año inicial del estudio.

NUALT = Número de alternativas a estudiar, una alternativa está formada por las capacidades totales, muertas e iniciales, correspondientes a cada vaso en estudio, por los volúmenes de extracción propuestos y por las características de la planta de generación en caso de tener el vaso en estudio.

NP = Número de puntos para las curvas Capacidad-Elevación-Area.

(TIT (J,1), TIT (J,2), J = 1, NVASO)

(TIT (J,1) y TIT (J,2) son títulos de identificación por vaso, en total se tienen ocho caracteres para cada vaso.

(T (K), K = 1, 12)

T (K) = Primeras tres siglas de cada mes.

NARCA (I), I = 1, NVASO

NARCA (I) Indicador de cada vaso, si NARCA (I) es igual a 2 no se leen las evaporaciones mensuales (caso de que el vaso sea un acuífero), si es mayor

de 2 se leen las evaporaciones mensuales.

IRIGN (I), I = 1, NVASO

IRIGN (I) Indicador de cada vaso para saber si tiene o no el vaso planta de generación, si:

IRIGN (I) = 0 no hay planta de generación.

IRIGN (I) = 1 para la generación sólo se utiliza el volumen de salida de la prioritaria 1 (caso especial).

IRIGN (I) = 2 se usa para generación del volumen de salida de las dos prioritarias (caso general).

Para cada vaso lee:

(QENT (I, J, K), J = 1, 12), K = 1, NUAN)

QENT (I, J, K), volumen de entrada al vaso I en el mes J y en el año K. Si NARCA (I) es igual a 2 el volumen de entrada se lee anualmente con formato F10.0 y dentro del programa se divide entre 12 para hacerlo mensual y se utiliza este mismo volumen para todos los años.

(CEVAP (I, J), J = 1, 12)

CEVAP (I, J) evaporación menos lluvia para el vaso I en el mes J (en mm.), si NARCA (I) = 2 esta tarjeta no es leída.

(QMED (I, J), J = 1, 12)

QMED (I, J) es el volumen de entrada esperado al vaso I en el mes J, este volumen de entrada lleva asociada una probabilidad. Puede tomarse como valor medio de los escu~~r~~rimientos mensuales.

(CAP (K, L), L = 1, NP)

CAP (K, L) puntos en la curva de capacidades.

En total son NP puntos.

(E (K, L), L = 1, NP)

E (K, L) puntos en la curva de elevaciones.

En total son NP puntos.

(A (K, L) L = 1, NP)

A (K, L) puntos en la curva de áreas.

En total son NP puntos.

(CAPFF (I, J), J = 1, 12)

CAPFF (I, J) es el volumen en millones de m³ de la presa que se destina mensualmente al control de avenidas.

(PD 1 (I, J), J = 1, 12)

(PD 2(I, J), J = 1, 12)

PD 1 (I, J) ordenada de la curva de distribución de la de manda mensual en el año, correspondiente a la demanda pri gitaria 1 del vaso I, la suma de estas 12 ordenadas es - igual a 1.0.

PD 2(I, J) lo mismo pero corresponde a la demanda priori - taria 2 del vaso I.

Para todo el sistema lee:

(PD 1 (NVASO + 1, J), J = 1, 12)

(PD 2 (NVASO + 1, J), J = 1, 12)

PD 1 (NVASO + 1, J) ordenada de la curva de distribución de la demanda mensual del centro de consumo adicional - NVASO + 1, la suma de las ordenadas debe ser igual a 1.0.

PD 2 (NVASO + 1, J) los mismo para la demanda prioritaria
2 del centro de consumo adicional.

ISSI

ISSI = índice de impresión

si $ISSI < 0$ imprime resultados promedio únicamente.

si $ISSI = 0$ imprime resultados mensuales, anuales y pro-
medio.

si $ISSI > 0$ imprime resultados anuales y promedio.

Para cada vaso y para cada alternativa lee:

(TT (LL), LL = 1, 18)

TT (LL) titulo de la alternativa, 72 caracteres en total.

CAPTO (J), CAPMU (J), CAPIN (J), VU 1 (J), VU 2 (J), -
CAPME (J).

CAPTO (J) capacidad del vaso J al NAMO.

CAPMU (J) capacidad muerta del vaso J.

CAPIN (J) capacidad inicial del vaso J.

VU 1 (J) volumen anual que se demanda con prioridad 1 del
vaso J.

VU 2 (J) volumen anual que se demanda con prioridad 2 del
vaso J.

CAPME (J) capacidad del vaso J al NAME

ETA (J), HMIN (J), POTIN (J), ELEDE (J), FACPT (J), EFIRM-
(J).

si IRIGN (J) = 0, no lee esta tarjeta

ETA (J) = eficiencia de la planta

HMIN (J) = elevación mínima para generar (m.s.n.m.).

POTIN (J) = potencial instalada (KW/hora/mes).

ELEDE (J) = elevación del desfoque (m.s.n.m.).

FACPT (J) = factor de planta.

EFIRM (J) = energía firme de la planta (KW/hora/mes).

VU 1 (NVASO + 1), VU 2 (NVASO + 1)

VU 1 (NVASO + 1) volumen anual demandado con prioridad 1 en el centro de demanda adicional.

VU 2 (NVASO + 1), volumen anual demandado con prioridad 2 en el centro de demanda adicional.

Estas variables no son de entrada y permiten modelar el sistema dentro de la subrutina REPAB:

Dato (n,m)+ donde m = vaso, y:

n = 1 volumen de entrada

n = 2 demanda prioritaria 1

n = 3 demanda prioritaria 2

n = 4 salida real (prioritaria 1)

n = 5 volumen extraído para generación

n = 6 energía generada GW/h/mes

n = 7 evaporación

n = 8 derrames

n = 9 deficiencia en volumen, de la prioritaria 1

n =10 deficiencia en % de la prioritaria 1

n =11 salida real (prioritaria 2)

n =12 deficiencia en volumen, (prioritaria 2)

n =13 deficiencia en %, (prioritaria 2).

ALM (1,m) = almacenamiento inicial del vaso m.

ALM (2,m) = almacenamiento final del vaso m. .

QD (1) = demanda mensual de la prioritaria 1

QD (2) = demanda mensual de la prioritaria 2.

Restricciones del Modelo:

Según las localidades de memoria reservadas en el programa, se tienen las siguientes limitaciones.

- a) Número máximo de vasos a estudiar = 24
- b) Número máximo de centros de consumo adicional = 1
- c) Número máximo de años de estudio = 30
- d) Número máximo de demandas en un vaso = 2 .

DIAGRAMA DE BLOQUES

PROGRAMA PRINCIPAL

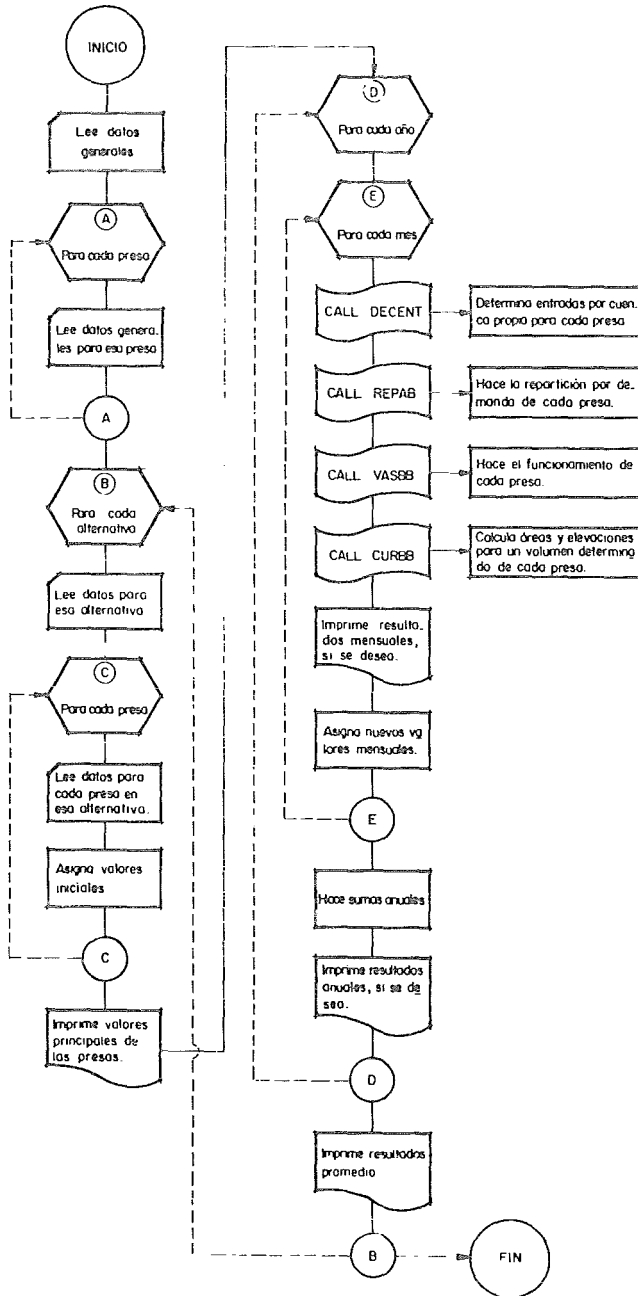
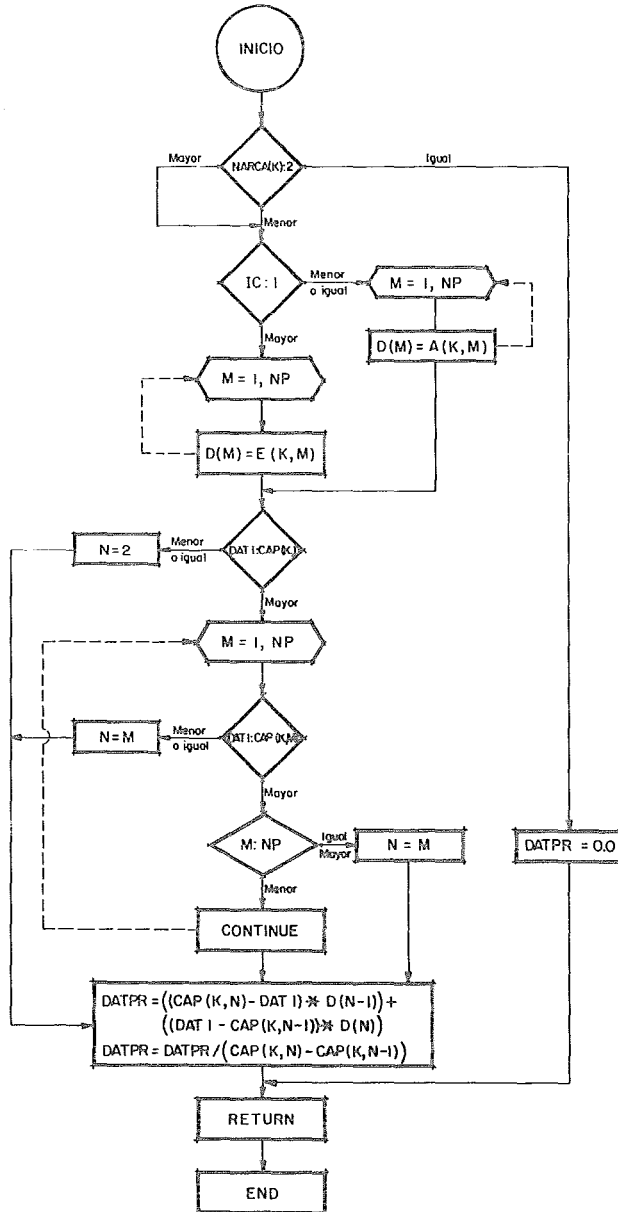


DIAGRAMA DE FLUJO

SUBROUTINA CURBB



LISTADO DEL PROGRAMA PRINCIPAL Y DE LAS SUBROUTINAS

```

PROGRAM SISAH(INPUT,OUTPUT,TAPE2=INPUT,TAPE5=OUTPUT,TAPE20,TAPE21,
1TAPE22=1000,TAPE23=1000)
DIMENSION CAPFF(24,13),CA(24),WXA(24)
DIMENSION ESEC(24),ESECU(24),EFIRM(24)
COMMON C(24,3,2),QENT(24,31,12),DEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),NARCA(24),CAPIN(24),CAPT O(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATQ(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),CAPME(24),AN(25)
COMMON ESCU(26,30,12),NESCU,NNN
DIMENSION DERRAM (12,31),SAH(13,32)
DO 12 I9=1,12
DO 12 J9=1,31
12 DERRAM(I9,J9)=0.0
C DERRAM=SON LOS DERRAMES
K9=2
K7=5

```

C

C

PROGRAMA PRINCIPAL

```

C***RESTRICCIONES DEL PROGRAMA
C NUMERO MAXIMO DE VASOS 24
C NUMERO MAXIMO DE CENTROS DE CONSUMO ADICIONAL 1
C NUMERO MAXIMO DE AÑOS DE ESTUDIO 30
C NUMERO MAXIMO DE DEMANDA DE UN VASO 2

C K = DEFINE EL VASO
C J = DEFINE EL MES
C I = DEFINE EL AÑO
C NVASO= NUMERO DE VASOS.
C NDEM= NUMERO DE DEMANDAS DE CADA VASO. (2 POR VASO)
C NUAN= NUMERO DE AÑOS.
C MESI= MES INICIAL.
C ENERO=1,DICIEMBRE=12.
C IANO= AÑO INICIAL.
C NUALT= NUMERO DE ALTERNATIVAS.
C TIT(K,1)= NOMBRE DE CADA VASO
C T(K)= PRIMERAS TRES LETRAS DE CADA MES.
C NP= NUMERO DE PUNTOS DE LAS CURVAS E-A-C

```

```

READ(K9,5001) NVASO,NDEM,NUAN,MESI,IANO1,NUALT,NP
READ(K9,5001) NESCU
DO 8 K=1,NESCU
READ(K9,5001) NNN
READ(K9,5003) ((ESCU(K,I,J),J=1,12),I=1,NNN)
WRITE(K7,5003) ((ESCU(K,I,J),J=1,12),I=1,NNN)
8 CONTINUE
READ(20,888) ((ESCU(4,I,J),J=1,12),I=1,NUAN)

```



```

READ(21,888) ((ESCU(10,I,J),J=1,12),I=22,30)
READ(22,888) ((ESCU(9,I,J),J=1,12),I=1,NUAN)
READ(23,888) ((ESCU(14,I,J),J=1,12),I=1,NUAN)
C
C NESCU = NUMERO DE PAQUETES
C NNN = NUMERO DE ANOS LEIDOS POR PAQUETE
C ESCU = DATOS SIN MODIFICAR
C
CALL DECENT
READ (K9,5005) (TIT(J,1),TIT(J,2), J=1,NVASO)
READ (K9,5014) (T(K),K=1,12)
C
C SI NARCA(K)=2
C LEE UN VOLUMEN ANUAL Y NO LEE LA EVAPORACION.CASO DE ACUIFEROS
C SI NARCA(K) DISTINTO DE 2.CASO DE ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL.
READ(K9,5001) (NARCA(K),K=1,NVASO)
C
C IRIGN(K)= INDICADOR DEL TIPO DE SALIDA PARA LA PLANTA DE
C GENERACION
C SI IRIGN(K)=0 NO HAY PLANTA
C CASO ESPECIAL
C IRIGN(K)=1 GENERA POR LA PRIORITARIA 1
C CASO GENERAL
C IRIGN(K)=2 GENERA POR LAS 2 PRIORITARIAS
C
READ (K9,5001) (IRIGN(1),I=1,NVASO)
DO 2 K=1,NVASO
C
C IDENTIFICA LAS CAPACIDADES Y DEMANDAS DE CADA VASO
C
NAR=NARCA(K)
IF (NAR-2)220,221,220
C
C CASO DE ACUIFERO
C VRECA= VOLUMEN ANUAL DE RECARGA.
C
224 READ(K9,8627)VRECA
DO 222 JZ=1,NUAN
DO 222 JW=1,12
222 QENT (I,JZ,JW)=VRECA/12.
GO TO 7
C
C CASO DE ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL
C QENT(I,K,J)= VOLUMEN MENSUAL DE ENTRADA
C GEVAP= LAMINA EN MM. (MENSUAL)
C GEVAP= EVAPOR. - PRECIP.

```

```

C C(I,J,2)= PARAMETROS DE LA CURVA QUE DEFINE LA RELACION
C ELEVACION-CAPACIDAD.
C C(I,J,1)= PARAMETROS DE LA CURVA QUE DEFINE LA RELACION AREA -
C CAPACIDAD
C CAPFF (I,J)= VOLUMEN MENSUAL DE CONTROL DE AVENIDAS
C PD1(I,J)= ORDENADAS DE LA DEMANDA 1 EN PORCENTAJE
C PD2(I,J)= ORDENADAS DE LA DEMANDA 2 EN PORCENTAJE
C PD1(NVASO+1,J) , PD2(NVASO+1,J)= DEMANDAS ADICIONALES

C ISSI= INDICE DE IMPRESION
C INDICE NEGATIVO= IMPRIME SOLO RESULTADOS PROMEDIO
C INDICE POSITIVO=RESULTADOS ANUALES Y PROMEDIO
C INDICE CERO=RESULTADOS MENSUALES,ANUALES Y PROMEDIO
C
220 CONTINUE
READ(K9,5003) (CEVAP(K ,J)J=1,12)

C
C CAP(J,M) =CAPACIDAD DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA
C E(J,M)=ELEVACION DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA
C A(J,M)=AREA DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA
C
READ(K9,4830) (E(K,L),L=1,NP)
READ(K9,4830) (CAP(K,L),L=1,NP)
READ(K9,4830) (A(K,L),L=NP)
READ (K9,5003) (CAPFF(K,J),J=1,12)
7 READ(K9,5003) (PD1(K,J),J=1,12), (PD2(K,J),J=1,12)
2 CONTINUE
READ(K9,5003) (PD1(NVASO+1,K),K=1,12), (PD2(NVASO+1,K),K=1,12)
READ(K9,5001) ISSI

C
C IMPRESION DE LETREROS
C
WRITE(K7,4823)

WRITE(K7,5019)
DO 999 K=1,NVASO

C
C PARA DO 999 * * * * *
C K=DEFINE EL VASO
C J=DEFINE EL MES
C
WRITE(K7,5020) (TIT(K,L),L=1,2), (PD1(K,J),J=1,12),(PD2(K,J),J=1,12)
1)
999 CONTINUE
WRITE(K7,5021) (PD1(NVASO+1,J),J=1,12), (PD2(NVASO+1,J),J=1,12)
NVECE =NVASO +1
DO 90 NUA=1,NUALT

C
C TT(LL) = TITULO DE LA ALTERNATIVA

```

```

READ(K9,5005) (TT(LL),LL=1,18)
WRITE(K7,5006) (TT(L),L=1,18)
WRITE(K7,5010)
WRITE(K7,4828)
DO 3 K=1,NVASO

C
C PARA DO 3 * * * * *
C K = DEFINE EL VASO
C
DO 228 J=1,12
C
C CAPTT(J,L)= CAPACIDAD DE CONTROL DE AVENIDAS
228 CAPTT(K,J)=CAPFF(K,J)
AM(K)=0.
AN(K)=0.
VXA(K)=0.
C
C CAPTO(K) = CAPACIDAD TOTAL, AL NAMO
C CAPMU(K) = CAPACIDAD MUERTA, AL NAMINO
C CAPIN(K) = CAPACIDAD INICIAL
C VU1 (K) = DEMANDA PRIORITARIA 1
C VU2 (K) = DEMANDA PRIORITARIA 2
C CAPME(K) = CAPACIDAD TOTAL AL NAME
C
READ(K9,5013) CAPTO(K),CAPMU(K),CAPIN(K),VU1(K),VU2(K),CAPME(K)
CAPTO(K) = CAPTO(K)*1.2335
CAPMU(K) = CAPMU(K)*1.2335
CAPIN(K) = CAPIN(K)*1.2335
VU1(K) = VU1(K)*1.2335
VU2(K) = VU2(K)*1.2335
CAPME(K) = CAPME(K)*1.2335
IF( IRIGN(K) ) 225, 226, 225
C
C ETA (K) = EFICIENCIA MENSUAL DE LA PLANTA
C HMIN(K) = ELEVACION MINIMA DE GENERACION EN M.S.N.M.
C POTIN(K)= POTENCIA INSTALADA EN KW
C ELEDE(K)= ELEVACION DE DESFOGUE EN M.S.N.M.
C FACPT(K)= FACTOR DE PLANTA
C EFIRM(K)= ENERGIA FIRME DE LA PLANTA
C
225 READ(K9,5013) ETA(K),HMIN(K),POTIN(K),ELEDE(K),FACPT(K),EFIRM(K)
CAPA=CAPTO(K)
C
C LLAMA A LA SUBROUTINA CURBB PARA CALCULAR ELEVACIONES
C
CALL CURBB(2,CAPA,ELETT)

```

```

C
C  CALCULO DE LA CARGA MAXIMA EN FUNCION DE LA DIFERENCIA DE ELEVA-
C  CION A LA CAPACIDAD TOTAL Y ELEVACION DE DESFOQUE.
C
  HB=ELETT-ELEDE(K)
  HMAX(K)=1.06*HB
C
C  CALCULO DE LA CARGA DE DISEÑO. SE CONSIDERA LA MISMA DIFERENCIA.
C  QUE EN EL CALCULO DE LA CARGA MAXIMA PERO CON UN FACTOR MENOR.
C
  HD(J)=0.85*HB
  GO TO 227
226 POTIN(J)=0.0
  HOGEM(J)=0.0
  FACPT(J)=0.0
  CAPMN(J)=0.0
  ELEDE(J)=0.0
  FC(J)=0.0
C
C  IMPRIME LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS  ALMACENAMIENTOS
C
227 WRITE(K7,5009) (IT(K,J),J=1,2),CAPME(K),CAPTO(K),CAPMU(K),CAPIN(K)
  1,VU1(K),VU2(K)
C
C  CALCULA LA CAPACIDAD DE CONTROL DE AVENIDAS
C  A PARTIR DE LA CAPACIDAD AL NAMO
C
  DO 5 J=1,12
  CAPTT(K,J)=CAPME(K)-CAPTT(K,J)
5  AC(J,K)=0.
  CAPTT(K,13)=CAPTT(K,1)
C
C  ALM(1,K)= ALMACENAMIENTO INICIAL,VASO K.
C
  ALM(1,K)=CAPIN (K)
C
C  ALM(2,K)= ALMACENAMIENTO FINAL,VASO K
C
3  ALM(2,K)=CAPIN (K)
C
C  VU1 Y VU2= VOLUMEN ASOCIADO AL CENTRO DE DEMANDA ADICIONAL
C

```

```

READ(K9,5013) VU1(NVECE),VU2(NVECE)
C
C IMPRIME LAS DEMANDAS DEL CENTRO ADICIONAL
C
WRITE(K7,5018) VU1(NVECE),VU2(NVECE)
IAND=IAND1
C
C IMPRIME TITULO DE LA ALTERNATIVA,LETREROS Y VALORES PRINCIPALES
C
6 WRITE(K7,4822)
WRITE(K7,4824)
DO 778K=1,NVASO
778 WRITE(K7,4825) (TIT(K,L),L=1,2),(GAPFF(K,L),L=1,12)
NUAN1=NUAN-1
WRITE(K7,4821)
WRITE(K7,4826)
DO 779 K=1,NVASO
779 WRITE(K7,4827) (TIT(K,L),L=1,2),ETA(K),POTIN(K),ELEDE(K),HMIN(K),
1FACPT(K),HD(K),HMAX(K)
1 DO 80 I=1,NUAN
C
C EMPIEZA LA SIMULACION PARA EL NUMERO DE AÑOS EN ESTUDIO
C PARA DO 80 * * * * *
C I= DEFINE EL AÑO
C
DO 10 K=1,NVASO
DO 10 L=1,13
CA(K)=0.
MS(K)=0.
NS(K)=0.
ESEC(K)=0.
ESECU(K)=0.
10 SUM(L,K)=0.
IF(ISS1) 17,15,15
15 WRITE(K7,4823)
WRITE(K7,5007) IAND
IF(ISS1)17,16,17
16 WRITE(K7,5004)
WRITE(K7,4829)
17 DO 50 J=MESI,12
C
C PARA DO 50 * * * * *
C
C J= DEFINE EL MES
C
DO 6717 IZ=1,NVECE
C

```

```

C   DATO(N,I), I SE REFIERE AL NUMERO DEL VASO.
C   DATO(1,I)= VOLUMEN DE ENTRADA.
C   DATO(2,I)= DEMANDA PRIORITARIA 1.
C   DATO(3,I)= DEMANDA PRIORITARIA 2.
C   DATO(4,I)= SALIDA REAL. PRIOR. 1.
C   DATO(5,I)= VOLUMEN EXTRAIDO PARA GENERACION.
C   DATO(6,I)= ENERGIA GENERADA GW/HORA/MES.
C   DATO(7,I)= EVAPORACION
C   DATO(8,I)= DERRAMES
C   DATO(9,I)= DEFICIENCIA EN VOLUMEN, PRIOR. 1.
C   DATO(10,I)= DEFICIENCIA EN PORCENTAJE DE LA PRIOR 1
C   DATO(11,I)= SALIDA REAL PRIOR.2
C   DATO(12,I)= DEFICIENCIA EN VOLUMEN,PRIOR. 2
C   DATO(13,I)= DEFICIENCIA EN PORCENTAJE DE LA PRIOR. 2

```

C

```

      DO 6717 IW=1,13
6 717 DATO(IW,I2)=0.
      IF(ISS1)20,18,20
      18 WRITE(K7,5008) T(J)
      20 DO 81 M=1,NVEGE

```

C

C CALCULO DE LAS DEMANDAS PRIORIDAD 1 Y 2

C

```

      DATO(2,M) = PD1(M,J) * VU1(M)
81  DATO(3,M)=PD2(M,J)*VU2(M)
      DO 40 K=1,NVASO
      DATO(6,K)=0.0

```

C

```

C   SUBROUTINA REPAB, MODELA EL SISTEMA
C   SUBROUTINA VASBB, CALCULA EL FUNCIONAMIENTO EL VASO SEGUN LA EC.
C   DE CONTINUIDAD      ALM(2)=ALM(1)+ENTRADAS-SALIDAS
C   SUBROUTINA CURBB, CALCULA AREAS O ELEVACIONES EN FUNCION DE LA
C   CAPACIDAD

```

C

```

      CALL REPAB
      CALL VASBB
      IF (IRIGN(K) ) 30,30,49
49  ALMA = ALM(2,K)
      CALL CURBB(2,ALMA,ELMED)

```

C

C CALCULO DEL DATO 5 Y DATO 6

C

```

      CARGA=ELMED-ELEDE(K)
43  IF (IRIGN(K)-1) 30,44,45
44  DATO(5,K) = AP(1)
      GO TO 47
45  DATO(5,K) = AP(1) + AP(2)
47  CA(K) = CARGA
      DATO(6,K)=DATO(5,K)*CARGA*ETA(K)*.002722
      ESEC(K) = DATO(6,K) - EFIRM(K)
      GO TO 31

```

```

30 DATO(5,K) = 0.
   CA(K) = 0.
31 MS(K)=MS(K)+QD(1)
   NS(K)=NS(K)+QD(2)
   AM(K)=AM(K)+QD(1)
   AN(K)=AN(K)+QD(2)
   VXA(K)=VXA(K)+CA(K)
40 CONTINUE
   DO 92 K=1,NVASO
   IF (ISS1)302,301,302

E
   IMPRIME RESULTADOS MENSUALES

C
301 WRITE(K7,5011) (TIT(K,LL),LL=1,2),DATO(1,K),FACPT(K),(DATO(L,K),L=2
   1,4),DATO(11,K),(DATO(L,K),L=7,8),(DATO(L,K),L=5,6),ESEC(K),DATO(10
   2,K),DATO(13,K),CA(K),ALM(2,K)
302 ALM(1,K)=ALM(2,K)

C
C AC(11,K) = SALIDA REAL DE PRIORITARIA 2, ACUMULADA
C AC(12,K) = DEFICIENCIAS EN VOLUMEN DE PRIORITARIA 2, ACUMULADA.
C
   AC(11,K)=AC(11,K)+DATO(11,K)
   AC(12,K)=AC(12,K)+DATO(12,K)
   SUM(12,K)=SUM(12,K)+DAIU(12,K)
   SUM(11,K)=SUM(11,K)+DATO(11,K)
   DO 92 NN=1,9
   SUM(NN,K)=SUM(NN,K)+DATO(NN,K)
92 AC(NN,K)=AC(NN,K)+DATO(NN,K)
   DERRAM(J,I) = DATO(8,4)
50 CONTINUE
   IANO=IANO+1
   IF (ISS1) 511,51,511
51 WRITE(K7,5016)
511 DO 52 K=1,NVASO
   IF (MS(K)) 54,53,54
53 SUM(10,K)=0.
   GO TO 57
54 SUM(10,K)=SUM(9,K)/MS(K)*100.
57 IF(NS(K))55,56,55
56 SUM(13,K)=0.
   GO TO 52
55 SUM(13,K) =SUM(12,K)/NS(K)*100.
52 CONTINUE
   IF (ISS1) 80,444,444
444 WRITE(K7,5025)
   DO 555 K=1,NVASO
555 WRITE(K7,5002) (TIT(K,L),L=1,2),(SUM(L,K),L=1,4),SUM(11,K),(SUM(L,
   1K),L=7,8),SUM( 5,K),SUM( 6,K),SUM(10,K),SUM(13,K)
80 CONTINUE
   WRITE(K7,4823)
   WRITE(K7,5015)
   WRITE(K7,5025)
   DO 86 K=1,NVASO

```

```

SUM(11,K)=AC(11,K)/NUAN
SUM(12,K)=AC(12,K)/NUAN
IF(AM(K)) 61,62,61
62 SUM(13,K)=0.
GO TO 63
61 SUM(13,K)=AC(12,K)/AM(K)*100.
63 IF(AM(K)) 65,64,65
64 SUM(10,K)=0.
GO TO 66
65 SUM(10,K)=AC(9,K)/AM(K)*100.
66 CONTINUE
VXA(K)=VXA(K)/(NUAN*12)
DO 84 KK=1,9
84 SUM(KK,K)=AC(KK,K)/NUAN
WRITE(K7,5002) (TIT(K,L),L=1,2),(SUM(L,K),L=1,4),SUM(11,K),(SUM(L,
1K),L=7,8),SUM( 5,K),SUM( 6,K),SUM(10,K),SUM(13,K)
AC(13,K)=SUM(13,K)*NUAN
AC(10,K)=SUM(10,K)*NUAN
86 CONTINUE
WRITE(K7,5017)
WRITE(K7,5025)
DO777 K=1,NVASO
777 WRITE(K7,5002) (TIT(K,L),L=1,2),(AC(L,K),L=1,4),AC(11,K),(AC(L,K),
1L=7,8),AC( 5,K),AC( 6,K),AC(10,K),AC(13,K)
90 CONTINUE
4821 FORMAT(1H1,5(/),10X,44HCARACTERISTICAS DE LAS PLANTAS DE GENERACIO
1N,5(/))
4822 FORMAT(1H1,5(/),10X,34HVOLUMENES PARA CONTROL DE AVENIDAS,5(/))
4823 FORMAT(1H1)
4824 FORMAT(1X,*VASO ENE FEB MAR ABR MAY JUN JUL
1AGO SEP OCT NOV DIC*,/)
4825 FORMAT(1X,2A4,7X,F6.0,11F7.0,/)
4826 FORMAT(1X,*VASO EFICIENCIA POT.INSTALADA E
1LEV.DESFOGUE ELEV. MINIMA FAC.PLANTA ELE.DISEÑO ELE.MAXIMA*,/)
4827 FORMAT(1X,2A4,18X,F10.2,5X,F10.0,5X,F10.2,3X,F10.2,2X,F10.2,3X,F10
1.2,3X,F10.2,/)
4828 FORMAT(13X,*NAME NAMO NAMINO*,/)
4829 FORMAT(11X,*M13 M13 M13 M13 M13 M13 M13
13 GW-HR GW-HR M M13*/)
4830 FORMAT(8F10.0)
5001 FORMAT(16I5)
5002 FORMAT(1X,2A4 F9.0,F10.0,F5.0,2F8.1,F6.0,3F7.0,7X,2F7.1)
5003 FORMAT(8X,12F6.0)
5004 FORMAT(2X,*VASO ENTRADA FP DEM.1 DEM.2 PRIO.1 PRIO.2 EVAPO.DE
1RR. V.GEN. ENERG. E.SEC. DEF.1 DEF.2 CAR ALMC.*,/)
5005 FORMAT(20A4)
5006 FORMAT(1H1,5(/),10X,20A4,5(/))
5007 FORMAT(10X,9H AÑO 16/)
5008 FORMAT(/5H MES ,A3)
5009 FORMAT(1X,2A4,3F9.0,F12.0,2F11.0,/)
5010 FORMAT(/,2X,* VASO CAP. AL CAP. AL CAP. AL CAP. INIC. VOL.
1UTIL 1 UTIL 2*)
5011 FORMAT(1X,2A4,F7.0,1X,F4.2,2F6.0,3F7.1,4F7.0,2F7.1,1X,F4.0,F7.0)
5013 FORMAT(8F10.0)
5014 FORMAT(12A3)

```



```

5015 FORMAT(//10X,18H PROMEDIOS ANUALES/)
5016 FORMAT(1H1,5(/),10X,13H SUMAS ANUALES/)
5017 FORMAT(//14H SUMAS TOTALES/)
5018 FORMAT(//15H AREA ADICIONAL,35X,F9.0,F10.0,/)
5019 FORMAT(101H VASO DEMANDA ENE FEB MAR ABR MAY JUN
1JUL AGO SEP OCT NOV DIC/)
5020 FORMAT(1H , 2A4,2X,6H PD(1) , 1X,12(F6.4,1X)/11X,6H PD(2),1X,12(F6.4,
11X)//)
5021 FORMAT(5H AREA,6X,6H PD(1),1X,12(F6.4,1X)/10H ADICIONAL,1X,6H PD(2
1),1X,12(F6.4,1X)//)
5025 FORMAT(/,2X,*VASO ENTRADAS DEM.1 DEM.2 PRIO.1 PRIO.2 EVAPO.
1DERR. V. GEN. ENERG. DEF.1 DEF.2*,//,11X,*MM3 MM
23 MM3 MM3 MM3 MM3 MM3 GW-HR*//)
8627 FORMAT(F10.0)
WRITE(K7,888) ((DERRAM(I9,J9),I9=1,12), J9=1,NUAN)
888 FORMAT(8X,12F10.2)
CALL EXIT
END

```

```

SUBROUTINE VASBB
COMMON C (24,3,2),QENT(24,31,12),CEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),MARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,L,M,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),GSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),AN(25),CAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NDESCU,NNN

```

C

C SUBROUTINA VASBB FUNCIONAMIENTO DEL VASO APLICANDO LA EC.DE
C CONTINUIDAD

C DATO(N,JJ),JJ SE REFIERE AL NUMERO DEL VASO

C DATO(1,JJ)= VOLUMEN DE ENTRADA

C DATO(2,JJ)= DEMANDA PRIORITARIA 1

C DATO(3,JJ)= DEMANDA PRIORITARIA 2

C DATO(4,JJ)= SALIDA REAL PRIOR. 1.

C DATO(5,JJ)= VOLUMEN EXTRAIDO PARA GENERACION

C DATO(6,JJ)= ENERGIA GENERADA Gw/HORA/MES.

C DATO(7,JJ)= EVAPORACION

C DATO(8,JJ)= DERRAMES

C DATO(9,JJ)= DEFICIENCIA EN VOLUMEN,PRIOR. 1.

C DATO(10,JJ)= DEFICIENCIA EN PORCENTAJE DE LA PRIOR. 1.

C DATO(11,JJ)= SALIDA REAL PRIOR. 2

C DATO(12,JJ)= DEFICIENCIA EN VOLUMEN,PRIOR.2.

C DATO(13,JJ)= DEFICIENCIA EN PORCENTAJE, DE LA PRIOR.2.

C NDEM= NUMERO DE DEMANDAS DE CADA VASO. (2 POR VASO)

C

C

C QD(1)=VOL. DEMANDADO MENSUALMENTE, PRIORITARIA 1

C QD(2)=VOL. DEMANDADO MENSUALMENTE, PRIORITARIA 2

C QSAL =QD(1) + QD(2)

C CAMTO=(ENTRADAS MENS)-(VOL. DEMANDADO MENS. POR LAS DOS PRIORIDADES)

C ALMP=ALMACENAMIENTO PROMEDIO

C

IND = 0

JJ = N

N=NDEM

11 QSAL=0.

DO 10 MM=1,N

10 QSAL=QSAL + QD(MM)

20 CAMTO =DATO(1,JJ)-QSAL

CAMPA =CAMTO

ALMP=ALM(1,JJ) + CAMTO*0.5

IF(ALMP)17,17,13

13 CALL CURBB(1,ALMP,ARPRO)

C

C CALCULO DEL VOLUMEN DE EVAPORACION

C

DATO(7,JJ)=ARPRO*CEVAP(JJ, L)/100000.

CAMTO =CAMPA -DATO(7,JJ)

ALM(2,JJ)=ALM(1,JJ)+CAMTO

ALMC=ALM(2,JJ)

```

C   PREGUNTA SI EL ALMACENAMIENTO ES MAYOR MENOR O IGUAL QUE CAPMU
C
      IF(ALMC-CAPMU (JJ) )17,21,27
C
C   CASO DE ALMACENAMIENTO MENOR A CAPMU
C
17  IF(N-1)51, 16, 18
18  N=N-1
      IF(N)16, 16, 11
16  QSAL=0.
      N=0
      GO TO 20
C
C   CASO DE ALMACENAMIENTO IGUAL A CAPMU
C
21  KA=N+1
      IF(KA-2)51,54,32
C
C   CASO DE ALMACENAMIENTO MAYOR A CAPMU
C
27  KA=N+1
      IF(KA-2)34, 34, 28
34  CAPX=CAPMU (JJ)
      CONS=0.
      DATO(8, JJ)=0.
      ALM(2, JJ)=CAPX
      ALMP=(ALM(1, JJ)+CAPX)*0.5
      CALL CURBB(1, ALMP, ARPRO)
      DATO(7, JJ)=ARPRO*CEVAP(JJ, L)/100000.
      IF((-1)**(N+2))37, 38, 38
37  DEMA=QD(N)
      GO TO 39
38  DEMA=0.
39  SALID =ALM(1, JJ)+DATO(1, JJ)-DATO(7, JJ)-CAPX-DEMA-CONS
      AP(N+1)=SALID
      IF(N-1)42, 43, 29
42  DATO(9, JJ)=QD(1)-SALID
      DATO(12, JJ)=QD(2)
      DATO(10, JJ)=DATO(9, JJ)/QD(1)*100.
      DATO(13, JJ)=100.
      NNS=N+2
      GO TO 53
43  DATO(9, JJ)=0.
      AP(1)=QD(1)
      DATO(10, JJ)=0.
      DATO(12, JJ)=QD(2)-SALID
      DATO(13, JJ)=DATO(12, JJ)/QD(2)*100.
      NNS=N+2
      GO TO 53
51  DATO(8, JJ)=0.
      DATO(9, JJ)=QD(1)
      DATO(10, JJ)=100.
      DATO(12, JJ)=QD(2)

```

```

    DATO(13, JJ) = 100.
    NNS = 1
    GO TO 53
54  DATO(8, JJ) = 0.
    DATO(9, JJ) = 0.
    DATO(12, JJ) = QD(2)
    DATO(10, JJ) = 0.
    DATO(13, JJ) = 100.
    AP(1) = QD(1)
    NNS = 2
    GO TO 53
28  IF (ALMC - CAPTT(JJ, L+1)) 32, 32, 33
32  DATO(8, JJ) = 0.
    GO TO 29
33  ALM(2, JJ) = CAPTT(JJ, L+1)
    DATO(8, JJ) = ALMC - CAPTT(JJ, L+1)
29  DATO(9, JJ) = 0.
    DATO(10, JJ) = 0.
    DATO(12, JJ) = 0.
    DATO(13, JJ) = 0.
    DO 50 MM = 1, N
50  AP(MM) = QD(MM)
    IF (KA) 45, 47, 45
47  NNS = N + 2
    GO TO 53
45  NNS = N + 1
53  IF (NNS - NDEM) 46, 46, 55
46  ND = NDEM
    DO 60 MM = NNS, ND
60  AP(MM) = 0.
55  DATO(4, JJ) = AP(1)
    DATO(11, JJ) = AP(2)
    DATO(9, JJ) = QD(1) - AP(1)
    DATO(12, JJ) = QD(2) - AP(2)
    IF (ALM(2, M) .GT. 0) GO TO 100
    ALM(2, M) = 0.
100 IF (DATO(7, M)) 105, 105, 110
105 DATO(7, M) = 0.0
110 RETURN
    END

```

```

SUBROUTINE CURBB(IC,DAT1,DATPR)
DIMENSION D(16)
COMMON C(24,3,2),QENT(24,3,1,12),CEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),NARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),AN(25),CAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NESCO,NNN

```

C

```

C SUBROUTINA CURBB, CALCULA AREAS O ELEVACIONES EN FUNCION DE LA
C CAPACIDAD.
C DATPR= ELEVACION O AREAS EN FUNCION DE LA CAPACIDAD.
C DAT1= CAPACIDAD EN VASO J.
C NP= NUMERO DE PUNTOS DE LAS CURVAS E-A-C
C CAP(J,M)=CAPACIDAD DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA
C E(J,M)=ELEVACION DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA
C A(J,M)=AREA DEL VASO J, EN EL PUNTO M DE LA CURVA

```

C

```
IF (NARCA(K)-2) 1,2,1
```

C

```
C CASO DE ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL
```

C

```

1 IF (IC-1) 4,4,6
4 DO 5 M=1,NP
5 D(M)=A(K,M)
  GO TO 8
6 DO 7 M=1,NP
7 D(M)=E(K,M)
8 IF (DAT1-CAP(K,1)) 12,12,13
12 N=2
  GO TO 11
13 DO 10 M=1,NP
  IF ( DAT1-CAP(K,M))9,9,18
  9 N=M
  GO TO 11
18 IF (M-NP)10,19,19
19 N=M
  GO TO 11
10 CONTINUE
11 DATPR= ((CAP(K,N)-DAT1)*D(N-1)) + ((DAT1-CAP(K,N-1))*D(N))
  DATPR=DATPR/(CAP(K,N)-CAP(K,N-1))
  GO TO 3

```

```
C CASO DE ACUIFERO
```

C

```

2 DATPR=0.0
3 RETURN
END

```

```

SUBROUTINE DECENT
COMMON C(24,3,2),QENT(24,31,12),DEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),NARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),GAPMN(24),AM(25),AN(25),GAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NESCO,NNN
DO 10 K = 1,NESCO
DO 10 J = 1,12
DO 10 I = 1,NUAN
10 ESCU(K,I,J) = ESCU(K,I,J) * 1.2335
C SISTEMA DE LA CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO
C
C LISTA DE PRESAS
C K = 1 PRESA HOOVER
C K = 2 PRESA DAVIS
C K = 3 PRESA PARKER
C K = 4 PRESA IMPERIAL
C
C HOOVER
K = 1
NUN = NUAN - 9
C ESCU(1) = E(646) SALIDAS REALES DE HOOVER 1948 - 1968
C ESCU(2) = EV(645) EVAP. MED. MENSUAL HOOVER 1948 - 1968
C ESCU(3) = DE(645) CAMBIOS DE ALMAC. EN HOOVER 1948 - 1968
C ESCU(4) = DERRAMES DE HOOVER
C ESCU(5) = ENTRADAS REALES A HOOVER 1969 - 1977
DO 20 I = 1,NUN
DO 20 J = 1,12
QENT(K,I,J) = ESCU(1,I,J) + ESCU(2,I,J) + ESCU(3,I,J) + ESCU(4,I,J)
1)
20 IF(QENT(K,I,J).LT.0.0) QENT(K,I,J) = 0.0
NUN1 = NUN + 1
DO 30 I = NUN1,NUAN
DO 30 J = 1,12
QENT(K,I,J) = ESCU(5,I-21,J)
30 IF(QENT(K,I,J).LT.0.0) QENT(K,I,J) = 0.0
C
C DAVIS
K = 2
C ESCU(6) = E(648) SALIDAS REALES DE DAVIS
C ESCU(7) = DE(647) CAMBIOS DE ALMACENAMIENTO DAVIS
C ESCU(8) = EV(647) EVAP. MED. MENSUAL EN DAVIS
C ESCU(9) = DERRAMES DE DAVIS
C ESCU(10) = SALIDAS REALES DE HOOVER 1969 - 1977
DO 40 I = 1,NUAN
DO 40 J = 1,12
QENT(K,I,J) = ESCU(6,I,J) + ESCU(7,I,J) + ESCU(8,I,J) + ESCU(9,I,J)
1) - ESCU(10,I,J) - ESCU(4,I,J) - ESCU(1,I,J)
40 IF(QENT(K,I,J).LT.0.0) QENT(K,I,J) = 0.0
C
C PARKER
K = 3

```

```

C   ESCU(11) = E(657) SALIDAS REALES DE PARKER
C   ESCU(12) = DE(656) CAMBIO DE ALMACENAMIENTO EN PARKER
C   ESCU(13) = EV(656) EVAP.MED. MENSUAL EN PARKER
C   ESCU(14) = DERRAMES DE PARKER
C   ESCU(15) = DERIVACION AL METROPOLITAN WATER DISTRICT
      DO 50 I = 1,NUAN
      DO 50 J = 1,12
      QENT(K,I,J) = ESCU(11,I,J) + ESCU(12,I,J) + ESCU(13,I,J) + ESCU(14
1,I,J) - ESCU(6,I,J) - ESCU(9,I,J)
50 IF(QENT(K,I,J).LT.0.0) QENT(K,I,J) = 0.0
C
C   IMPERIAL
      K = 4
C   ESCU(16) = E(660) APORTACION A LA IMPERIAL
C   ESCU(17) = E(659) DERIVACION PALO VERDE
      DO 60 I = 1,NUAN
      DO 60 J = 1,12
      QENT(K,I,J) = ESCU(16,I,J) + ESCU(17,I,J) - ESCU(11,I,J) - ESCU(14
1,I,J)
60 IF (QENT(K,I,J).LT.0.0) QENT(K,I,J) = 0.0
      RETURN
      END

```

```

SUBROUTINE DECENT
COMMON C(24,3,2),QENT(24,31,12),CEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),NARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),AN(25),CAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NDESCU,NNN
DO 10 K = 1 , NDESCU
DO 10 J = 1 , 12
DO 10 I = 1 , NNN
ESCU(K,I,J) = ESCU(K,I,J)*1.2335
10 CONTINUE
C SISTEMA DE LA CUENCA DEL RIO GILA
C
C LISTA DE PRESAS:
C K=1 ROOSEVELT
C K=2 STEWART MOUNTAIN
C K=3 HORSESHOE
C K=4 BARTLETT
C K=5 COOLIDGE
C K=6 LAKE PLEASANT
C K=7 GILLESPIE
C K=8 PAINTED ROCK
C
C ROOSEVELT
K=1
NUN = NUAN-9
C ESCU(1) = E(764) ENTRADAS REALES A ROOSEVELT 1948 - 1968
C ESCU(2) = E(765) ENTRADAS REALES A ROOSEVELT 1948 - 1968
C ESCU(24) = ENTRADAS REALES A ROOSEVELT 1969 - 1977
DO 11 J=1,12
DO 11 I=1, NUN
QENT(K,I,J)= ESCU(1,I,J) + (ESCU(2,I,J)
11 CONTINUE
NUN1 = NUN+1
DO 12 I=NUN1 , NUAN
DO 12 J=1,12
QENT(K,I,J) = ESCU(24,I-21,J)
12 CONTINUE
C
C STEWART MOUNTAIN
K=2
C ESCU(3) = E(771) SALIDAS REALES DE STEWART MOUNTAIN
C ESCU(4) = EV(769) EVAP. MED. MENSUAL STEWART MOUNTAIN
C ESCU(5) = DERRAMES DE ROOSEVELT
C ESCU(6) = DERRAMES DE STEWART MOUNTAIN
DO 13 J=1,12
DO 13 I=1,NUAN
QENT(K,I,J) = ESCU(3,I,J) + ESCU(4,I,J) - ESCU(5,I,J) + ESCU(6,I
1,J)
13 CONTINUE
C HORSESHOE

```



```

K=3
C ESCU(7) = E(782) ENTRADAS REALES A HORSESHOE
  DO 14 J=1, 12
  DO 14 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = ESCU(7,I,J)
14 CONTINUE
C BARTLETT
  K=4
C ESCU(8) = E(785) SALIDAS REALES DE BARTLETT
C ESCU(9) = DE(783) CAMBIO DE ALMACENAMIENTO EN BARTLETT
C ESCU(10) = EVH(783) EVAP. MED. MENSUAL EN BARTLETT
C ESCU(11) = EVH(785) EVAP. MED. MENSUAL EN BARTLETT
C ESCU(19) = DERRAMES DE HORSESHOE
C ESCU(20) = DERRAMES DE BARTLETT
  DO 15 J=1,12
  DO 15 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = ESCU(8,I,J) + ESCU(9,I,J) + ESCU(10,I,J) + ESCU(11,I
1,J) + ESCU(20,I,J) - ESCU(19,I,J)
15 CONTINUE
C COOLIDGE
  K=5
C ESCU(12) = E(724) SALIDAS REALES DE COOLIDGE
C ESCU(13) = E(723) EVAP. MED. MENSUAL EN COOLIDGE
C ESCU(14) = DE(723) CAMBIO DE ALMACENAMIENTO EN COOLIDGE
C ESCU(21) = DERRAMES DE COOLIDGE
  DO 16 J=1,12
  DO 16 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = ESCU(12,I,J) + ESCU(13,I,J) + ESCU(14,I,J) + ESCU(21
1,I,J)
  IF ( QENT(K,I,J) .LT. 0.0 ) QENT(K,I,J) = 0.0
16 CONTINUE
C LAKE PLEASANT
  K=6
C ESCU(15) = E(790) ENTRADAS REALES A LAKE PLEASANT
  DO 17 J=1,12
  DO 17 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = ESCU(15,I,J)
17 CONTINUE
C GILLESPIE
  K=7
C ESCU(16) = E(798A) SALIDAS REALES DE GILLESPIE
C ESCU(17) = EV(798A) EVAP. MED. MENSUAL EN GILLESPIE
C ESCU(18) = DE(798A) CAMBIO DE ALMACENAMIENTO EN GILLESPIE
C ESCU(22) = DERRAMES DE LAKE PLEASANT
C ESCU(23) = DERRAMES DE GILLESPIE
  DO 18 J=1,12
  DO 18 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = ESCU(16,I,J) + ESCU(17,I,J) + ESCU(18,I,J) + ESCU(23
1,I,J) - ESCU(22,I,J) - ESCU(20,I,J) - ESCU(21,I,J) - ESCU(22,I,J)
18 CONTINUE
C PAINTED ROCK
  K=8
  DO 19 J=1,12
  DO 19 I=1,NUAN
  QENT(K,I,J) = 0.0
19 CONTINUE
  RETURN
  END

```

```

SUBROUTINE REPAB
COMMON C(24,3,2),QENT(24,31,12),CEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),NARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),WJ2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALMP,ARPRO,UNIDA,NVASO,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),FRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),AN(25),CAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NESCO,NNW
C SISTEMA DE LA CUENCA DE LA PARTE BAJA DEL RIO COLORADO
C
C LISTA DE PRESAS
C K=1 PRESA HOOVER
C K=2 PRESA DAVIS
C K=3 PRESA PARKER
C K=4 PRESA IMPERIAL
C
C DATO(1,K) = QENT(K,I,J)
GO TO(1,2,3,4),K
C PRESA HOOVER
1 QD(1) = DATO(2,K)
QD(2) = 0.0
RETURN
C PRESA DAVIS
2 DATO(1,K) = DATO(1,K) + DATO(8,1) + DATO(4,1)
QD(1) = DATO(2,K)
QD(2) = 0.0
RETURN
C PRESA PARKER
3 DATO(1,K) = DATO(1,K) + DATO(8,2) + DATO(4,2)
QD(1) = DATO(2,K)
QD(2) = DATO(3,K)
RETURN
C PRESA IMPERIAL
4 DATO(1,K) = DATO(1,K) + DATO(8,3) + DATO(4,3)
QD(1) = DATO(2,K)
QD(2) = DATO(3,K)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE REPAB
COMMON C(24,3,2),QENT(24,31,12),CEVAP(24,12),QD(2),AP(2),TIT(24,2)
1,AC(13,24),MARCA(24),CAPIN(24),CAPTO(24),CAPMU(24),ALM(2,24),DATO(
213,25),SUM(13,24),T(12),PD1(25,12),PD2(25,12),VU1(25),VU2(25),TT(1
38),QMED(24,12),SAL(24),CAP(24,16),E(24,16),A(24,16),NP,ELMED,CARGA
COMMON ALPM,ARPRO,UNIDA,NVASU,NDEM,NUAN,I,J,K,CAPTT(24,13),ETA(24)
1,HOGEM(24),POTIN(24),FACPT(24),ELEDE(24),NS(24),MS(24),HMAX(24),HD
2(24),HMIN(24),IRIGN(24),CMED(24),CMIN(24),CSEC(24),ENEMD(24),ENEMN
3(24),ENESC(24),FC(24),CAPMN(24),AM(25),AN(25),CAPME(24)
COMMON ESCU(26,30,12),NESCU,NNN
C   SISTEMA DE LA CUENCA DEL RIO GILA
C
C   LISTA DE PRESAS
C   K=1 ROOSEVELT
C   K=2 STEWART MOUNTAIN
C   K=3 HORSESHOE
C   K=4 BARTLETT
C   K=5 COOLIDGE
C   K=6 LAKE PLEASANT
C   K=7 GILLESPIE
C   K=8 PAINTED ROCK
C
      DATO(1,K) = QENT(K,I,J)
      GO TO (1,2,3,4,5,6,7,8),K
C   PRESA ROOSEVELT
1  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   RETURN
C   PRESA STEWART MOUNTAIN
2  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   DATO(1,K) = DATO(1,K) + DATO(8,K-1)
   IF ( DATO(1,K) .LT. 0.0 ) DATO(1,K) = 0.0
   RETURN
C   PRESA HORSESHOE
3  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   RETURN
C   PRESA BARTLETT
4  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   IF ( DATO(1,K) .LT. 0.0 ) DATO(1,K) = 0.0
   DATO(1,K) = DATO(1,K) + DATO(8,K-1)
   RETURN
C   PRESA COOLIDGE
5  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   RETURN
C   LAKE PLEASANT
6  QD(1) = DATO(2,K)
   QD(2) = 0.0
   RETURN

```

```
C  PRESA GILLESPIE
7  QD(1) = DATD(2,K)
   QD(2) = 0.0
   DATD(1,K) = DATD(1,K) + DATD(8,6) + DATD(8,5) + DATD(8,4) + DATD(8
1,2)
   RETURN
C  PRESA PAINTED ROCK
8  QD(1) = DATD(2,K)
   QD(2) = 0.0
   DATD(1,K) = DATD(1,K) + DATD(8,K-1)
   RETURN
END
```

DATOS CARACTERISTICOS DE LA PRESA HOOVER

El control de las aguas del Río Colorado por medio de la presa - Hoover es la conquista del hombre sobre la naturaleza en el Gran Desierto del Colorado y esto se puede observar dentro de los pro pósitos asignados que tiene , los cuales son:

- 1) Controlar las avenidas,
- 2) Aportación para la agricultura,
- 3) Generación de energía eléctrica y
- 4) Suministro de agua potable a las ciudades que forman el Distrito Metropolitano de Agua del Sur de California. (Fig. A-2).

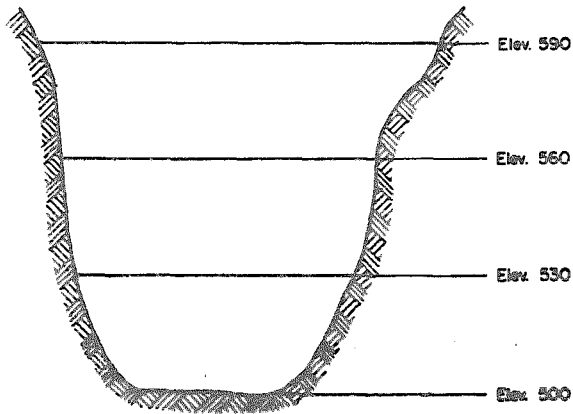
La presa Hoover se encuentra ubicada cerca de la ciudad de las - Vegas sobre el Río Colorado, el cual en ese punto sirve de línea divisoria a los Estados de Nevada y Arizona.

Esta presa es interesante desde el punto de vista de la ingeniería civil debido a que su cortina es del tipo arco gravedad, considerando a su peso como una fuerza estabilizante de importancia dentro del principio de estabilidad en que se basan las presas de - arco, este principio se refiere a que absorben la mayoría de la - carga del agua horizontalmente hacia los atraques o laderas por - la acción del arco; además esta presa es de radio constante, ya - que son preferibles en cañones en forma de "U" (Fig. A-1), como en este caso, por que se pueden transmitir cargas a la base de la bu quilla.

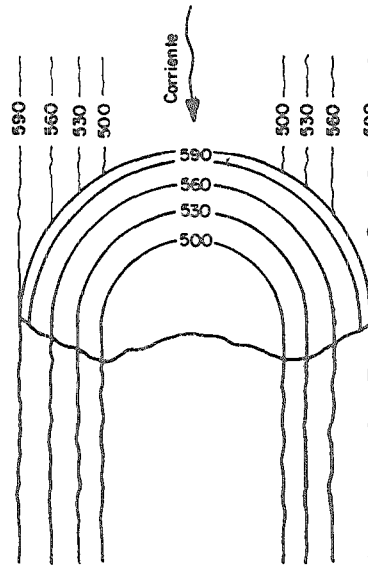
La estructura es un complejo industrial atravezada por tubos y -

corredores. Tiene cuatro túneles de 15 m de diámetro y de 1200 m de longitud, y se encuentran colocados dos a cada lado del río - localizados en la roca, y sirven dos para el control de la corriente y dos para la generación eléctrica. Tiene una potencia máxima instalada para generación de 1345 MW producto de sus 17 - turbinas. La altura de su cortina es de 220 m, tiene una longitud de arco de 379 m. la anchura de la corona es de 13.7 m, el espesor de la base es de 200 m, y el volumen considerado de su estructura es de 2,485,568 m³.

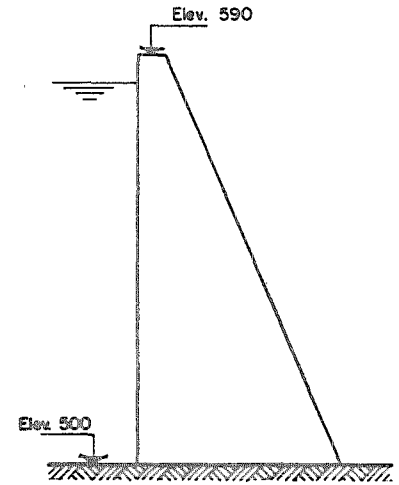
Esta presa es importante para los E.E.U.U., ya que hidroeléctricamente hablando, no todos sus ríos son aprovechables debido a que son ríos de muy poca pendiente.



CAÑÓN EN FORMA DE U
(Boquilla)



VISTA EN PLANTA



SECCION EN LA CORONA

NOTA: Las elevaciones no corresponden a la Presa Hoover, solo sirven como ejemplo de este tipo de presas.

Fig. A-1:- PRESA DE ARCO DE RADIO CONSTANTE.

DESARROLLO DE CALIFORNIA EN EL USO DE LAS AGUAS DEL RIO COLORADO

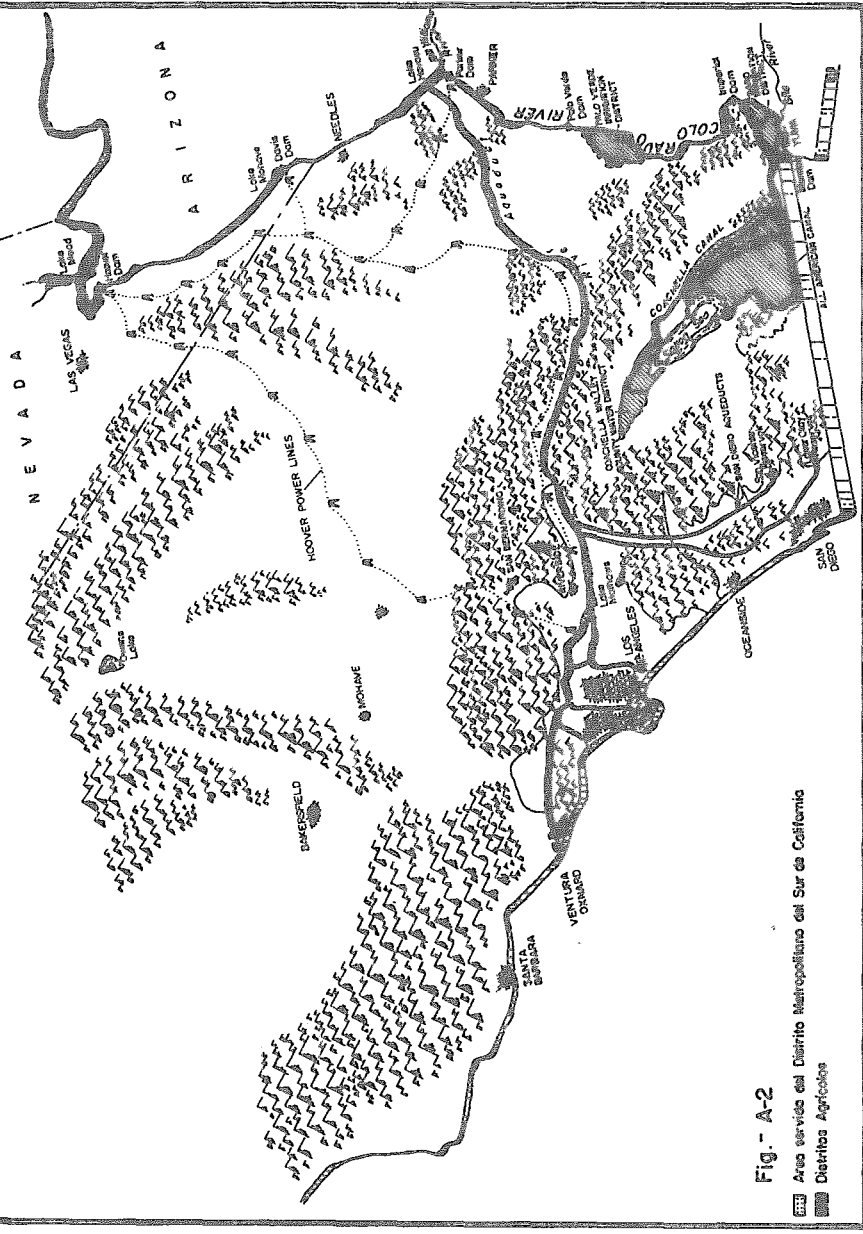


Fig. A-2

Area servicio del Distrito Metropolitano del Sur de California
 Distritos Agrícolas

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

- 1.- LOWER COLORADO REGION COMPRENSIVE FRAMEWORK STUDIES.
Office of Business Economics, U.S. Department of Commerce,
Economic Research, U.S. Department of Agriculture.
September, 1968.
- 2.- COLORADO RIVER PROJECTS.
Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- 3.- COLORADO RIVER OPERATION.
Department of the Interior. Bureau of Reclamation.
- 4.- WATER SUPPLY REPORT.
Engineering and Research Center, Department of the Interior.
- 5.- STUDY FOR REEVALUATION OF HOOVER DAM FLOOD CONTROL REGULA -
TION.
U.S. Army Corps. of Engineers; Los Angeles District.
April, 1969.
- 6.- DESIERTO Y DELTA DEL RIO COLORADO.
Apuntes del Ing. Francisco Quintanar (1936).
- 7.- MONOGRAFIA DE UN DISTRITO DE RIEGO. EL RIO COLORADO Y EL -
DISTRITO DE RIEGO No. 14.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Subsecretaría de Agricultura y Operación
Dirección General de Distritos de Riego (1977).
- 8.- LA OBRA HIDRAULICA DE MEXICO A TRAVES DE LOS INFORMES PRE -
SIDENCIALES.
Volumen No. 1. Secretaria de Recursos Hidráulicos (1976).

M-0028641

- 9.- LOS RECURSOS HIDRAULICOS EN MEXICO.
Archivos del I.E.P.E.S. No. 7 Temas Nacionales.
- 10.- METODOS NUMERICOS Y PROGRAMACION FORTRAN
D.D. Mc Cracken., W.S. Dorn.
- 11.- PROGRAMACION FORTRAN - TECNICAS DE COMPUTACION.
Forsythe, Keenan, Organick, Stenberg.
- 12.- MODELO SISAH.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Comisión del Plan Nacional Hidráulico.
- 13.- ESTUDIO GENERAL SOBRE EL APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS DEL
RIO COLORADO EN EL VALLE DE MEXICALI, B.C. Y SAN LUIS, R.C.
SONORA.
Luis Soleno Benavente. (Tesis Profesional).
- 14.- BOLETINES HIDROMETRICOS DE LA COMISION INTERNACIONAL DE LI-
MITES Y AGUAS.
- 15.- INSTRUCTIVO DE CONTROL REGIONAL PARA EL CONTROL DE AVENIDAS
EXTRAORDINARIAS DEL RIO COLORADO.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- 16.- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS.
Ray K. Linsley, Joseph B. Franzini.