



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**[OPERACIÓN DE COMPUERTAS EN PRESAS]**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**RAMÍREZ PEÑA, MARIA LUISA**

ASESOR: DOMÍNGUEZ MORA, RAMÓN

Ciudad Universitaria, México, D. F.

1978



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

6223

A la Pasante señorita MARIA LUISA RAMIREZ PEÑA  
Presente

## DESCARTE

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Ramón Domínguez Mora, para que lo desarrolle como tesis en su Exámen Profesional de Ingeniero CIVIL.

### "OPERACION DE COMPUERTAS EN PRESAS"

- I. Introducción
- II. Métodos para Transitar Avenidas en Presas
- III. Políticas de Operación de Compuertas
- IV. Aplicación al Caso de la Presa "Infiemillo"
- V. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Exámen 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.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 16 de octubre de ~~1979~~  
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

A MIS PADRES:

*Candelaria y Alberto*

A MIS HERMANOS:

*José de Jesús y*

*Ascención*

A ALGUIEN MUY ESPECIAL:

JOSE LUIS

A MIS MAESTROS

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS

## I N D I C E

I.	INTRODUCCION	1
II.	METODOS PARA TRANSITAR AVENIDAS EN PRESAS	6
II.1	Tránsito de avenidas en vasos sin compuertas.	8
II.2	Tránsito de avenidas en vasos con compuerta.	20
III.	POLITICAS DE OPERACION DE COMPUERTAS EN PRESAS.	28
III.1	Introducción	28
III.2	Diversos tipos de políticas	34
IV.	APLICACION A LA PRESA EL INFIERNILLO	48
IV.1	Introducción	48
IV.2	Respecto a los Gastos de Descarga	57
IV.3	Respecto a los Niveles Máximos en la Presa	57
IV.4	Respecto a la Recesión	59
V.	CONCLUSIONES	72
	REFERENCIAS	
	APENDICES	

## I. INTRODUCCION

Durante las últimas décadas se ha observado un incremento en el costo de pérdidas por avenidas. Esto es debido principalmente al hecho que amplias ciudades y distritos industriales a lo largo de la corriente principal tienen un más rápido desarrollo que el promedio de la población, así se crea por el momento, mayor peligro a exponerse a una inundación potencial; es frecuente que el único medio de reducir los daños por avenidas sea construyendo vasos para protección de éstas en la parte superior de los ríos. Usualmente, la suma de las capacidades de estos vasos no es suficiente para reducir a una magnitud inofensiva la avenida en el cauce principal, por lo tanto, es de suma importancia utilizar el espacio límite de conservación de una manera más eficiente. Esto es, tener perfectamente controlada la descarga de agua desde ---

un(os) vaso(os) durante una avenida, con el propósito de mi-  
nimizar los daños por avenidas en toda el área de captación.  
Esto es un problema de control óptimo por el hecho de que -  
las avenidas son eventos que ocurren aleatoriamente.

Existen tres objetivos importantes que deben tomarse en encuen-  
ta para la determinación del criterio que permita lograr ma-  
yor eficiencia en la utilización del espacio de conserva---  
ción destinado en cada vaso para el control de la avenida, -  
siendo estos los siguientes.

- a) Protección aguas abajo
- b) Seguridad de la Presa
- c) Evitar derrames de agua y el consecuente des---  
perdicio de ésta.

Analizando detenidamente cada objetivo, se observa que no -  
se pueden separar uno del otro, ya que hay cierta interde--  
pendencia. Esto se deriva de: Si se selecciona un crite--  
rio que tienda a abarcar como puntos principales la protec-  
ción aguas abajo y el no desperdicio de agua, se puede po--  
ner en serio peligro la sèguridad de la presa, y de lo con-  
trario; eligiendo un criterio que enfoque únicamente la se-  
guridad de la presa, probablemente grandes volúmenes de ---  
agua sean descargar a través de el(os) vertedor(es) provo-  
cando el desperdicio de esta, así como inundaciones aguas -

abajo de la presa.

El problema así creado tiene grandes repercusiones económicas debido al incremento cada vez mayor en las pérdidas ocasionadas por inundaciones en; zonas agrícolas, vías de comunicación, zona ganadera, vidas humanas, etc.

La contraposición que presentan los tres objetivos es conflictiva pero una combinación óptima de los tres podría ser una solución. Sin embargo en México hay muy pocos estudios que analicen este problema que pudieran proporcionar ayuda para resolverlo, si no de una manera absoluta, si en su mayor parte.

La tesis es un trabajo que expondrá en forma sencilla lo mencionado; para esto primero se describe que es un Tránsito de Avenidas en presas con compuertas y sin ellas, sus objetivos y aplicaciones en cada caso, así como sus limitaciones respectivas, para poder situar el problema de una forma más clara (Capítulo II).

A continuación (Capítulo III), se menciona con más detalle los tres objetivos a los que se hace referencia al inicio de esta introducción, se analizan los diferentes criterios para decidir la operación a utilizar, contrastando un criterio simplista como es el de operar solamente con niveles en

el vaso, esto es a diferentes niveles en el vaso diferentes gastos de descarga; y un criterio como el de Programación Dinámica, el cual es más complicado e implica contar con una buena predicción de avenidas, ya que se requiere para su aplicación conocer o suponer previamente la avenida que está llegando al vaso. Se supone entonces un criterio que tome en cuenta las diferentes variables posibles, sin la necesidad de estimar explícitamente el futuro del evento (avenida). Este criterio sería una combinación de los dos anteriores, es decir, tomaría en cuenta: los niveles en el vaso y el tipo de avenida, refiriéndose a el gasto de entrada medido, y si este sube o baja para un período de tiempo determinado. El conjunto de variables mencionadas determinará la política de operación a seguir, siendo esta seleccionada de un grupo de políticas de operación propuestas de antemano, obteniéndose para cada una de ellas pruebas que nos ayuden a determinar la mejor.

Seguidamente (Capítulo IV), la aplicación al caso de la presa El Infiernillo se enfoca a describir con mayor detalle una política de operación a partir del último criterio (Niveles-Gastos-Tipo de Avenida), criterio establecido a partir del gasto de entrada si este sube o baja, el nivel alcanzado en el vaso y el tipo de avenida. También, se hacen consideraciones bajo las cuales se comparan los diferentes resultados obtenidos y que nos permitirán decidir si la po-

lítica propuesta es buena o no. Algunas de las consideraciones hechas son:

- I.1) Los resultados obtenidos a partir de realizar un tránsito sin compuertas, restringiendo las descargas a la curva de elevaciones - descargas del vertedor, teniendo como única limitante que el gasto de descarga sea menor al gasto de entrada durante la rama ascendente de la avenida (hidrograma) y respetando el NAMO que en cada caso se utiliza.
- I.2) Los resultados derivados de aplicar la Operación Óptima determinada bajo el supuesto de que la avenida se conoce a priori.
- I.3) Los resultados que arrojaría la aplicación del criterio mencionado en el capítulo III (niveles-gastos - tipo de avenida).

Por último, se anotan una serie de recomendaciones, las que se considera deben tomarse en cuenta, para poder establecer políticas de operación que conduzcan a obtener una mayor eficiencia en el manejo del espacio límite de conservación, destinado en cada vaso para el control de avenidas.

También, se dan una serie de conclusiones que son derivadas de la aplicación de esta Tesis.

## II. METODOS PARA TRANSITAR AVENIDAS EN PRESAS

Un Tránsito de Avenidas por un vaso es un procedimiento en el cual se puede determinar la magnitud y forma de la avenida que sale del vaso, a partir de datos conocidos o supuestos de la avenida de entrada al vaso. Este procedimiento proporciona a su vez, datos para evaluar los efectos reguladores ejercidos sobre la onda a través del vaso.

Una avenida se define como el producto del escurrimiento generado normalmente por lluvia, el cual en ocasiones llega a ser más grande que la capacidad del cauce del río donde se presenta, provocando así inundaciones a todo lo largo del cauce, causando daños a poblaciones, áreas de cultivo, etc.

Una de las medidas comunmente usadas para reducir los daños

provocados por inundaciones debidas a avenidas, es la disminución del escurrimiento sobre los cauces de los ríos por medio de la construcción de vasos de almacenamiento aguas arriba de las zonas inundables.

La creación de Vasos de Almacenamiento en cuencas potencialmente inundables aunado al método de tránsito de avenidas forman lo que se conoce como Control de Avenidas, que consiste en la prevención de daños por desbordamientos o derrames del cauce natural del río, provocados por el excesivo escurrimiento, generado aguas arriba sobre la cuenca del río.

En un caso ideal, el vaso se encontrará en la sección inmediatamente aguas arriba del área por proteger y se operará para reducir el pico de la avenida. Esta operación se determina transitando la avenida por el vaso, ya sea este con compuertas o sin ellas.

Un tránsito por vaso ayuda a lograr que el aprovechamiento de los escurrimientos que llegan al vaso sea óptimo, con un mínimo de pérdidas, y da criterios para manejar de la mejor manera posible los volúmenes de entrada al vaso.

A continuación se expondrán algunos Métodos para calcular el Tránsito de Avenidas en vasos con compuertas o sin com--

puertas.

### II.1 *Tránsito de avenidas en vasos sin compuertas.*

Existen infinidad de casos con presas que poseen vertedores de cresta libre.

En el caso de un tránsito de avenidas a través de un vaso - sin compuertas, los métodos que comunmente se utilizan resultan sencillos de aplicar. Para estos únicamente se requiere de los siguientes datos:

- II.1.a) El hidrograma de entrada de la avenida de interés.
- II.1.b) Diferentes niveles (los definidos para cada vaso) - iniciales propuestos en los cuales se iniciará el tránsito.
- II.1.c) La curva elevaciones - descargas del vertedor.
- II.1.d) La curva de elevaciones - capacidades del vaso.

El resultado será el hidrograma de salidas, indicando el --gasto que se descarga y el volumen almacenado para cada intervalo de tiempo y para cada nivel inicial.

En estos casos en que no se cuenta con compuertas en el vaso, no se puede lograr un sobre - almacenamiento, debido a la ausencia de éstas. El objetivo es saber, en caso de que

se presente una avenida con un pico máximo, el nivel necesario al cual debe estar el vaso para que la avenida sea almacenada en su mayor parte y no se descarguen gastos demasiado grandes aguas abajo que puedan provocar daños considerables.

Algunos métodos que pueden encontrarse en la literatura son:

Método de Puls (ref. 2)

Método de Goodrich (ref. 2)

Por el desarrollo que en los últimos años han tenido las Máquinas Computadoras Digitales. Los Métodos de Puls (Gráfico y Semi-Gráfico), así como el Método de Goodrich, no serán detallados en esta tesis; no así el Método Analítico, - el cual se describe a continuación.

### II.1.1 Método Analítico

Este método es la solución en forma analítica de la Ecuación de Continuidad, la cual establece que el volumen de entradas es igual al volumen de salidas más el incremento de almacenamiento en el vaso. Para el planteamiento de dicha ecuación se utiliza la técnica del intervalo promedio en la que se toma un intervalo de tiempo  $\Delta t$ , y debido a la variación de los gastos con respecto al tiempo, se considera el promedio de éstos en dicho intervalo.

$$\Delta t = t_i - t_{i-1}$$

promedio de éstos en dicho intervalo.

$$\Delta t = t_i = t_{i-1}$$

si consideramos que:

$V$  = es el volumen de entradas al vaso

$V_d$  = es el volumen de salidas (volúmenes derramados por el vertedor).

$\Delta V$  = es el incremento de almacenamiento en el vaso.

se forma la ecuación

$$V = V_d + \Delta V \quad (\text{II.1.1.a})$$

si llamamos:

$I$  = gastos de entrada al vaso

$O$  = gastos de salida del vaso

y para un intervalo de análisis definido en su parte inicial y final respectivamente con los sub-índices  $i-1$  y  $i$  tenemos que:

$$V = \frac{(I_{i-1} + I_i)}{2} \Delta t$$

donde  $I_{i-1}$  e  $I_i$ , son los gastos del hidrograma correspondientes al principio y al final del intervalo de análisis.

Para el mismo intervalo tenemos:

$$V_d = \frac{(O_{i-1} + O_i) \Delta t}{2}$$

donde  $O_{i-1}$  y  $O_i$ , son los gastos derramados por el vertedor correspondientes al principio y al final de dicho intervalo de tiempo  $\Delta t$ .

Finalmente, el incremento en el almacenamiento es la diferencia entre el almacenamiento del vaso al final del intervalo ( $i$ ) menos el almacenamiento al inicio del intervalo -- ( $i-1$ ), o sea:

$$\Delta V = V_i - V_{i-1}$$

sustituyendo en la ecuación II.1.1.a.

$$\frac{(I_{i-1} + I_i) \Delta t}{2} = \frac{(O_{i-1} + O_i) \Delta t}{2} + (V_i - V_{i-1}) \quad (\text{II.1.1.b.})$$

agrupando adecuadamente los miembros y tomando a  $\Delta t$  como la

unidad de tiempo nos queda:

$$O_i = I_{i-1} + I_i - O_{i-1} - 2V_i + 2V_{i-1} \quad (\text{II.1.1.c.})$$

Esta ecuación no tiene solución directa, ya que el gasto de salida es función de la carga hidrostática ( $H$ ), y ésta a su vez, del incremento en el almacenamiento  $\Delta V$ , el cual es función de las diferencias de afluencia (entradas al vaso) y la efluencia (salidas del vaso). Por esto, lo más común es resolver la ecuación II.1.1.c por tanteos, con la ayuda de las curvas elevaciones - capacidades y elevaciones - descargas - del vertedor.

Aunque el advenimiento y utilización en gran escala de las compuertas electrónicas ha facilitado enormemente la resolución de este tipo de problemas, es necesario contar con un método que permita comprobar los resultados de la máquina o resolver en un caso específico cuando no se tenga acceso a una computadora.

A continuación se expone un ejemplo, en el cual se observa el procedimiento utilizado para resolver la ecuación ----  
II.1.1.c.

Esta ecuación es resuelta por medio de tanteos, se hizo el cálculo de dos maneras, cálculo a mano y cálculo con máquina computadora (Hewlett Packard 9830 A).

### Ejemplo II.1

Se utilizaron como datos las curvas de hidrograma de entradas, elevaciones - descargas del vertedor y elevaciones -- capacidades del vaso, que se muestran en las figuras y en las tablas II.1 a II.3, un  $\Delta t = 1$  hora,  $n = 27$  (siendo  $n$  el número total de intervalos de tiempo del hidrograma).

Las condiciones iniciales para el instante  $i$  (siendo  $i = 1$ )

$$V_i = 0$$

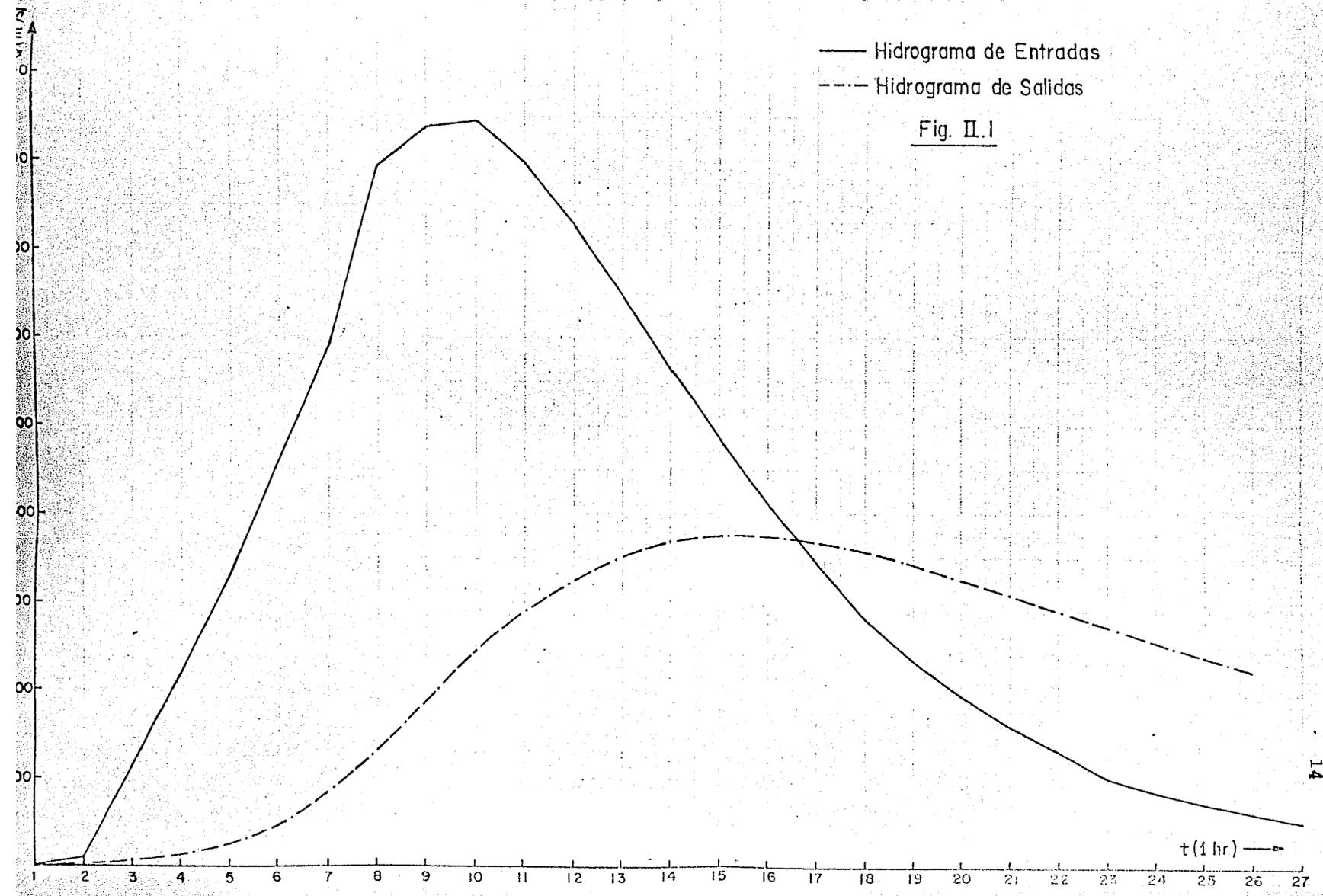
$$O_i = 0$$

$$I_i = 0$$

ya que los volúmenes que se indican en la figura y tabla -- II.3 están referidos al nivel de conservación (cresta vertedora).

Para el instante  $i$  (siendo  $i = 2$ )

En la ecuación II.1.1.c se desconocen los valores de  $O_i$  y  $V_i$  se supone un valor de  $V_i$  y se calcula de la ecuación el valor de  $O_i$ , con este valor de  $O_i$  se entra a la figura -- II.2 y se obtiene el valor de  $E_i$  con el cual, de la figura II.3 se determina el valor correspondiente de  $V_i$ , si este-



# CURVA ELEVACIONES - DESCARGAS DEL VERTEDOR

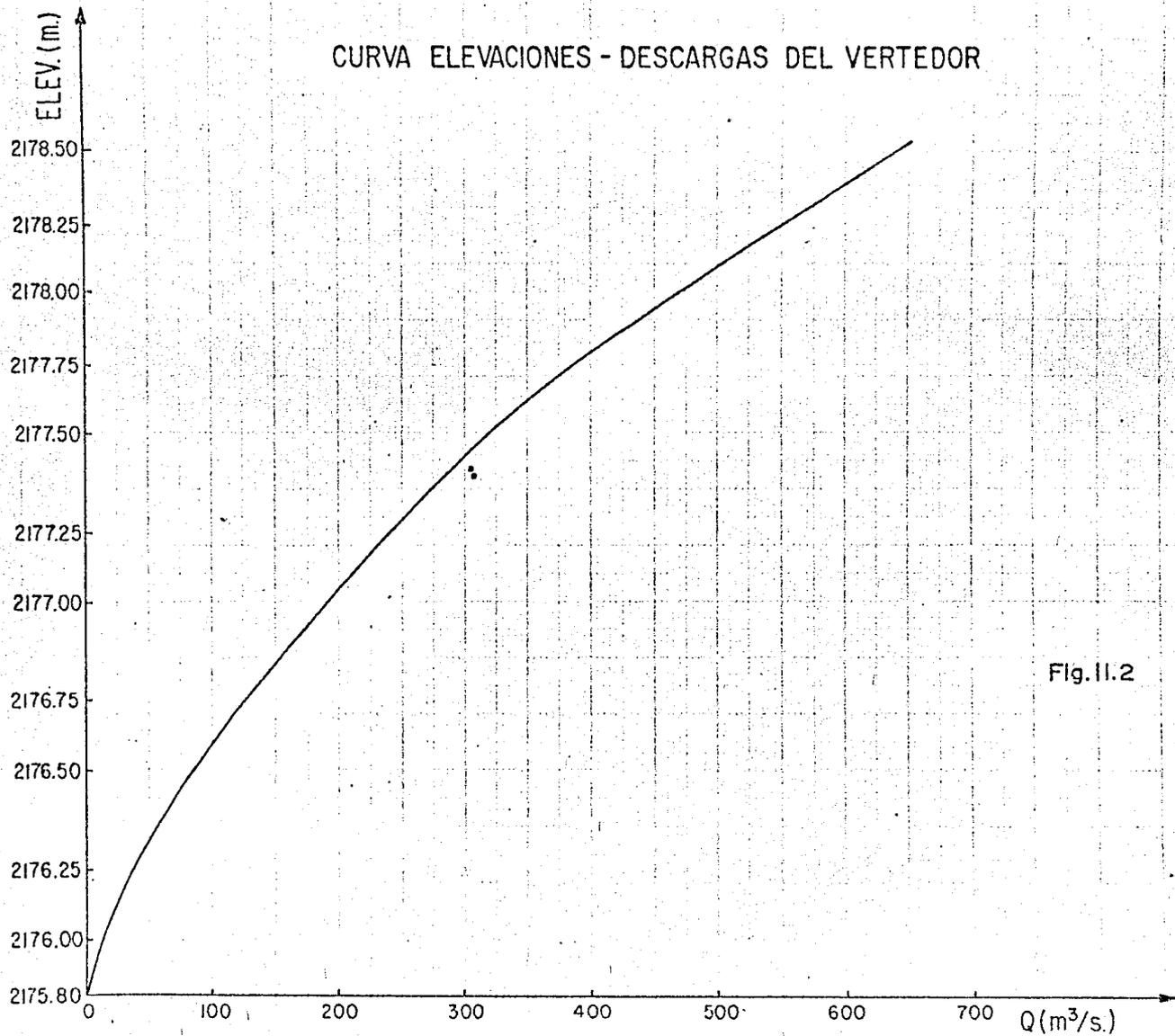


Fig. II.2

CURVA ELEVACIONES CAPACIDADES DEL VASO

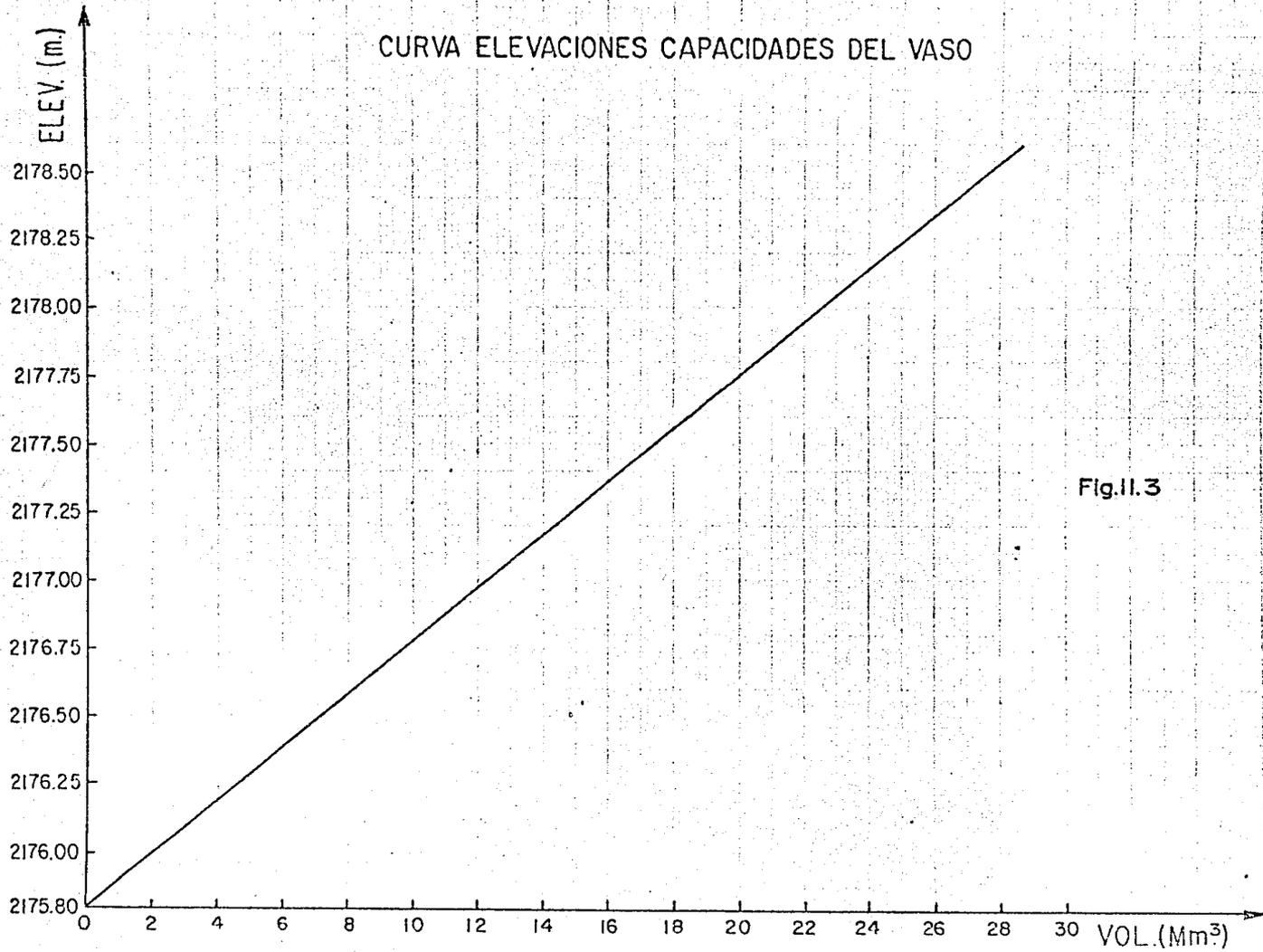


Fig.11.3

## HIDROGRAMA DE ENTRADAS

INTERVALO (hr)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
1	0.0
2	9.28
3	114.30
4	219.36
5	329.94
6	459.17
7	580.92
8	793.77
9	836.50
10	844.90
11	798.42
12	725.92
13	644.14
14	562.34
15	482.40
16	408.97
17	340.19
18	279.77
19	232.36
20	192.38
21	159.86
22	132.92
23	101.30
24	85.5
25	72.5
26	61.33
27	52.97

TABLA II.1

## CURVA ELEVACIONES - DESCARGAS DEL VERTEDOR

Elevación (m)	Descargas (m <sup>3</sup> /seg)
2 175.80	0.00
2 176.00	12.83
2 176.25	43.30
2 176.50	84.02
2 176.75	132.86
2 177.00	188.61
2 177.25	250.66
2 177.50	318.05
2 177.75	390.75
2 178.00	468.25
2 178.25	550.30
2 178.50	636.64

TABLA II.2

## CURVA ELEVACIONES CAPACIDADES

Elevación (m)	Volumen (m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )
2 178.8	0.0
2 176.0	2.04
2 176.25	4.59
2 176.50	7.14
2 176.75	9.69
2 177.00	12.24
2 177.25	14.79
2 177.50	17.34
2 177.75	19.89
2 178.00	22.44
2 178.25	24.99
2 178.50	27.54

TABLA II.3

valor es aproximadamente igual o igual al valor de  $V_i$  supuesto en el inicio del cálculo se toman los valores de  $V_i$  y  $O_i$  como buenos, para el intervalo siguiente estos valores serán entonces los  $i - 1$  de la ecuación, en caso de que el valor de  $V_i$  que se obtenga de la figura II.3 no se aproxime o sea igual al supuesto entonces se efectúan varias iteraciones -- hasta obtenerse la igualdad, se realiza el mismo procedimiento para todos los intervalos desde  $i = 1$  hasta  $n$ .

Debe observarse que los valores que se obtengan de  $V_i$  y  $O_i$  deben satisfacer tanto la ecuación como las curvas (figuras II.2 y II.3), ya que puede haber un sin número de valores -- que cumplan la ecuación más no estas. Los resultados de este ejemplo se muestran en la tabla II.4 y II.5 para el cálculo a mano y el hecho con máquina respectivamente para este último se observa en la figura II.1 el hidrograma de salidas con línea discontinua.

## II.2 Tránsito de avenidas en vasos con compuertas.

Las compuertas de una presa dan la posibilidad de almacenar mayor volumen en el vaso y sus principales objetivos son proporcionar un volumen adicional o un sobrealmacenamiento en el vaso y controlar las descargas del vertedor a través de estrategias de descarga, estas descargas deben ser aplicadas según convenga el caso.

INTERVALO Hr	VOLUMEN $m^3 \times 10^6$	ELEVACION m	ENTRADA $m^3/\text{seg}$	SALIDA $m^3/\text{seg}$
1	0.00	2175.80	0.0	0.0
2	0.17	2175.80	9.28	0.10
3	0.22	2175.82	114.30	0.70
4	0.80	2175.87	219.36	5.70
5	1.76	2175.97	229.94	12.16
6	3.10	2176.10	459.17	27.89
7	4.85	2176.27	580.92	50.61
8	7.10	2176.50	793.77	83.19
9	9.6	2176.74	836.50	135.90
10	12.0	2176.97	844.90	187.91
11	14.25	2177.19	798.42	248.00
12	16.0	2177.36	725.92	287.16
13	17.4	2177.56	644.14	320.00
14	18.30	2177.59	562.34	349.15
15	18.95	2177.65	482.4	362.00
16	19.25	2177.68	340.19	375.80
17	19.25	2177.68	408.97	372.6
18	18.8	2177.64	279.77	360.0
19	18.65	2177.62	232.36	354.60
20	18.10	2177.57	192.38	340.72
21	17.60	2177.52	159.86	327.20
22	16.95	2177.46	132.92	307.50
23	16.30	2177.39	101.30	293.50
24	15.60	2177.32	85.50	275.36
25	14.90	2177.26	72.50	260.7
26	14.25	2177.19	61.33	240.0
27	13.60	2177.13	52.97	221.15

TABLA II.4

INTERVALO HR	VOLUMEN MM <sup>3</sup>	ELEVACION M	ENTRADA M <sup>3</sup> /SEG	SALIDA M <sup>3</sup> /SEG
1	0	2175.8000	0.00	0.000
2	16515	2175.8016	9.28	0.105
3	236069	2175.8231	114.30	1.500
4	824546	2175.8806	219.36	5.228
5	1783561	2175.9749	329.94	11.286
6	3136390	2176.1075	459.17	26.253
7	4874043	2176.2778	580.92	48.475
8	7108823	2176.4969	793.77	84.671
9	9649846	2176.7461	836.50	133.920
10	12097611	2176.9860	844.90	187.610
11	14284651	2177.2005	798.42	240.688
12	16078772	2177.3764	725.92	286.918
13	17447112	2177.5185	644.14	322.953
14	18407693	2177.6047	562.34	349.871
15	18999308	2177.6627	482.40	366.194
16	19272297	2177.6894	408.97	373.515
17	19276610	2177.6899	340.19	373.249
18	19060507	2177.6687	279.77	366.769
19	18681826	2177.6316	232.36	355.739
20	18191165	2177.5834	192.88	341.590
21	17624734	2177.5279	159.86	325.333
22	17010747	2177.4677	132.92	308.550
23	16352909	2177.4032	101.30	291.135
24	15673433	2177.3366	85.50	273.151
25	15006196	2177.2712	72.50	255.536
26	14356211	2177.2075	61.33	239.398
27	13727584	2177.1463	52.97	224.140

Las estrategias de descarga están basadas en una política de operación seleccionada de antemano y que sustituye a la curva de elevaciones - descargas del vertedor, a la vez que esta curva actúa como una restricción, de manera que los gastos que se descargan por el vertedor no deben ser mayores que los gastos de entrada en la parte ascendente de la avenida, y la estrategia de descarga debe estar localizada abajo de la curva de descargas del vertedor, esto se puede apreciar con más claridad en la figura II.4.

Para realizar un tránsito de avenidas en vasos con compuertas es necesario contar con los siguientes datos:

- II.2.a) El hidrograma de entradas al vaso
- II.2.b) Nivel inicial de operación
- II.2.c) Política de operación
- II.2.d) Curva de elevaciones - capacidades del vaso.

Lo anterior se observa con más detalle en el siguiente ejemplo:

#### Ejemplo II.2

Este ejemplo fué elaborado con máquina computadora (Hewlett Packard 9830 A) y se utilizó la avenida de la presa El Infiernillo del año 1967 tabla IV.2 con un nivel inicial de -

# CURVA DE ELEVACIONES DESCARGAS DEL VERTEDOR

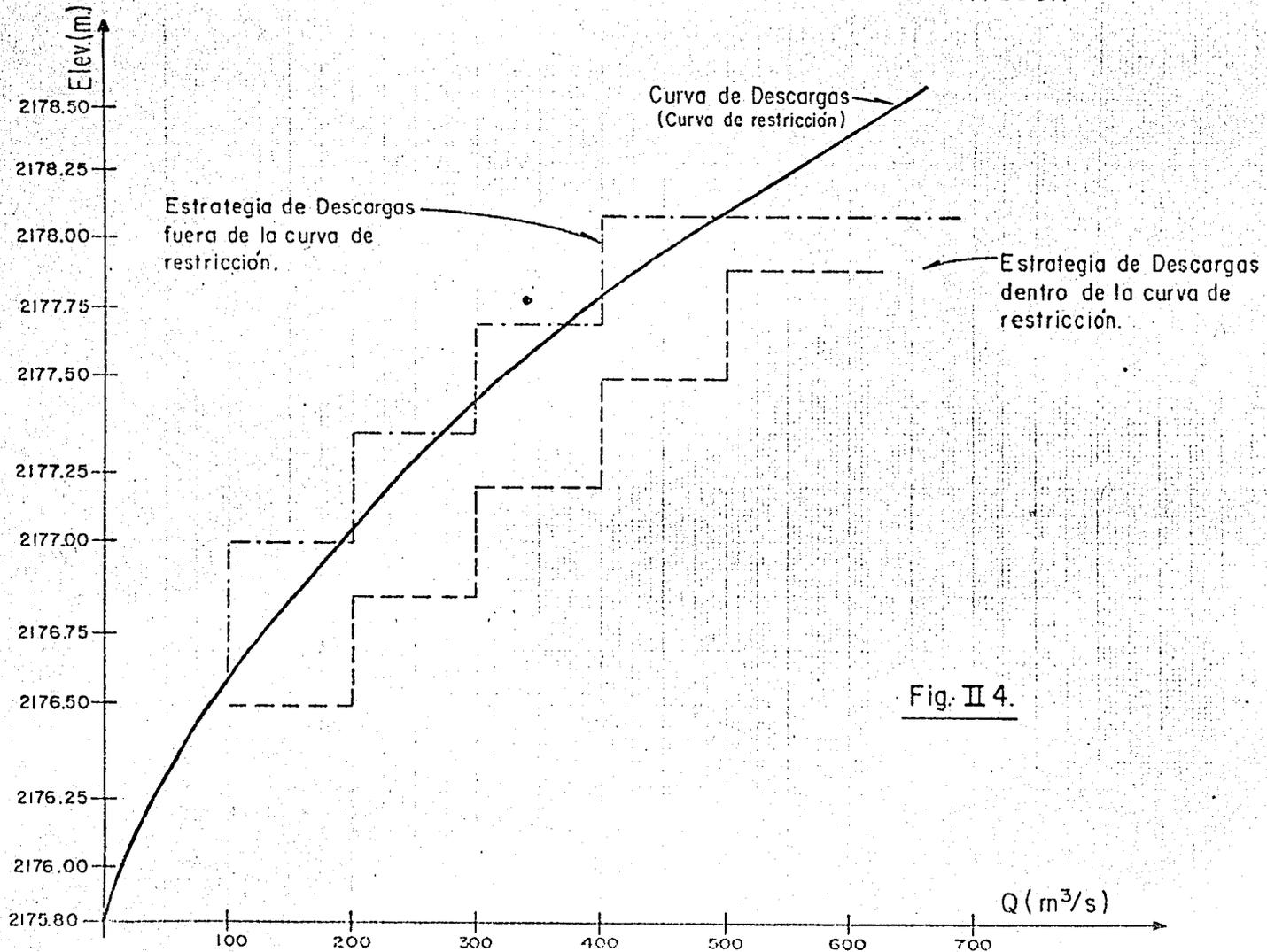


Fig. II 4.

165.0 m.s.n.m. un volúmen correspondiente de  $7950.0 \times 10^6 \text{ m}^3$   
y la siguiente política de operación:

ELEVACION (m)	GASTO ( $\text{m}^3/\text{seg}$ )
0.0 - 165.0	0.0
165.0 - 168.5	2,000.0
168.5 - 169.0	4,500.0
169.0 - 169.8	6,000.0
169.8 - 170.0	8,000.0
170.0 - 172.0	10,000.0

Estos valores fueron utilizados en esta aplicación solo para ejemplificar lo dicho antes.

Se utilizan como datos la curva elevaciones - capacidades -- del vaso mostrada en la figura IV.1, un número total de intervalos de tiempo del hidrograma  $n = 15$ ,  $\Delta t = 6 \text{ hr.}$ , y un gasto de entrada inicial igual a cero.

El procedimiento es el siguiente.

Se inicia el cálculo con un volumen inicial  $V_{i-1}$ , suponiendo descargas nulas, por lo que el volumen final ( $V_i$ ), se calcula en una primera iteración, sumando al volumen inicial las entradas correspondientes al primer intervalo.

Con el volumen final así calculado, se entra a la curva elevaciones - capacidades para obtener la elevación correspondiente, y con esta, se entra a la curva de operación para conocer el gasto de descarga al final del intervalo ( $O_i$ ). Conocido este valor, se rectifica el valor del volumen final  $V_i$ , utilizando la ecuación

$$V_i = \left( \frac{V_{i-1} + I_i - O_{i-1} - O_i}{2} \right) \Delta t + V_{i-1}$$

se sustituyen los valores de  $O_{i-1}$ ,  $O_i$ ,  $I_{i-1}$ ,  $I_i$  y  $V_{i-1}$  todos conocidos y se calcula el volumen  $V_i$  (volumen final), tomándose este volumen final como volumen inicial en el siguiente intervalo de cálculo, este mismo procedimiento se sigue para cada intervalo desde  $i=1$  hasta  $n$  obteniéndose así los resultados que se muestran en la tabla II.6.

TABLA II.6

ELEV H	COP MFS	CENTR MFS/SEG	OSAL MFS/SEG
164.3750022	7943317500	0	0
164.3210422	7940330000	0	0
164.3234437	7930097500	0	0
164.3601439	7911120000	0	0
164.3252633	7904370000	1300	2800
164.3212950	7900320000	1300	2800
164.3164333	7898370000	1300	2800
164.3212950	7900320000	1300	2800
164.3230436	7904377500	3300	2800
164.3633349	7913550000	3300	2800
164.3138040	7926037500	3300	3300
164.3720058	7942440000	3300	2800
165.0415198	7961542500	6200	2800
165.1155755	7983130000	6200	2800
165.134973	8004202500	6200	2800
165.2797122	8027760000	6200	2800
165.3950450	8059822500	7300	2800
165.565223	8107410000	7300	2800
165.7932464	8170522500	7300	2800
166.0560017	8249160000	7300	2800
166.2793414	8301915000	10800	2800
166.4822043	8407380000	10800	2800
166.6854704	8475550000	10800	2800
166.8291398	8536440000	10800	2800
166.9866398	8595030000	13400	2800
167.165647	8656320000	13400	3300
167.3538529	8720310000	13400	3300
167.55	8787000000	13400	2800
167.7479338	8854297500	15400	2800
167.9415	8920110000	15400	2800
168.1110938	8984437500	15400	2800
168.2632	9047290000	15400	2800
168.4305813	9108232500	14300	2800
168.567225	9166890000	14300	2800
168.6955563	9218662500	14300	3300
168.808875	9263550000	14300	2800
168.9162	9306480000	12600	4500
169.0216389	9347790000	12600	4500
169.1206389	9383430000	12600	4500
169.2030389	9413400000	12600	4500
169.2833889	9442020000	11400	6000
169.3593889	9465560000	11400	6000
169.4333839	9496020000	11400	6000
169.5033889	9521400000	11400	6000
169.5700389	9545430000	10000	6000
169.6328389	9567240000	10000	6000
169.6906389	9586380000	10000	6000
169.7432389	9607380000	10000	6000
169.7920389	9625250000	9400	6000
169.8308389	9641280000	9400	6000
169.8616389	9650190000	9400	6000
169.8863889	9653060000	9400	6000
169.9053889	9651340000	8200	6000
169.9243889	9647600000	8200	6000
169.9353889	9640750000	8200	6000
169.9463889	9630400000	8200	6000
169.9693889	9616900000	7500	6000
169.9833889	9600740000	7500	6000
169.9913889	9596400000	7500	6000
169.9973889	9594610000	7500	6000
169.9993889	9596000000	7500	6000
169.9993889	9595700000	7500	6000
169.9993889	9594110000	7500	6000
169.9993889	9592700000	7500	6000

### III. POLITICAS DE OPERACION DE COMPUERTAS EN PRESAS

#### III.1 *Introducción*

Se debe visualizar lo mejor posible el criterio de operación a aplicar cuando se operan compuertas, siendo fácil que se caiga en el error al no considerar una política adecuada.

Así, cuando se encuentra uno en la situación de elegir una Política de Operación debemos de tomar en cuenta los siguientes tres aspectos importantes:

- III.1.a Seguridad de la Presa
- III.1.b Evitar daños aguas abajo
- III.1.c Evitar desperdicio de agua

A continuación se analiza cada uno de ellos.

### III.1.a Seguridad de la Presa

La seguridad de la presa implica que esta no pueda fallar - ya sea por causas estructurales, de cimentación, etc. Pero todas las presas están propensas a fallar dependiendo directamente del tipo de cortina que posean (enrocamiento, tierra, gravedad, arco y bóveda, etc.). Se mencionarán aquí - solo algunos tipos de fallas que involucren un mal manejo - de la avenida presentada, existiendo otras fallas provocadas por otros aspectos.

Falla por Socavación, ya sea esta en túneles (en presas para generación de energía eléctrica) o aguas abajo de la cortina originadas por descargar gastos demasiado grandes a altas velocidades.

Falla por insuficiencia del vertedor, por ningún motivo puede permitirse que el agua sobrepase la cortina y escurra -- por el talud aguas abajo, ya que en casos de presas de tierra ó enrocamiento se provocaría completamente su falla, -- aún en las de concreto de arco o bóveda se presentarían también problemas.

Este problema se origina cuando no se ha estimado correcta-

mente el gasto correspondiente a la máxima avenida de diseño que debe pasar por el vertedor, y es sobrepasada, ocurre que la obra no puede desalojar el agua y ésta puede vertirse por sobre la cortina, o también se sucede por la descarga indiscriminada y sin control de gastos a través del vertedor al aplicarse a una avenida.

Si se aplica una Política de Operación para una presa y una avenida predichas y con ella se mantiene el nivel necesario de conservación o el nivel de no peligro para la presa no -- existe problema mientras esto sucede, pero si en un intervalo de tiempo determinado se presenta una segunda avenida y -- esta es máxima; el nivel puede aumentar considerablemente reduciendo nuestra capacidad de almacenamiento rápidamente provocando como consecuencia niveles altos en el vaso peligrosos. Así, para evitar este peligro se obliga a descargar -- grandes gastos por el vertedor procurando que estos no rebasen el gasto para el cual fué diseñado aunque existe la posibilidad de que rebasen la capacidad del cauce aguas abajo -- del río causando sin remedio daños.

### III.1.b Evitar daños aguas abajo

Los daños que se ocasionan aguas abajo de una presa debido a la descarga de grandes gastos pueden ser susceptibles de ser recuperados como casas, cosechas, ganado, etc., o no como en

el caso de vidas humanas, lo que representa pérdidas económicas y afectaciones sociales. De aquí se deriva que al -- aplicar una política de operación, esta debe almacenar el -- mayor volumen de agua sin rebasar el nivel que representa -- peligro para la presa y descargar la avenida con el mínimo--gasto posible para evitar provocar daños aguas abajo.

Como ya se mencionó, debido a el comportamiento aleatorio -- de las avenidas, en varios casos se obliga a descargar gastos grandes. Aunque debe existir la tendencia de minimizar estos gastos máximos de descarga para que si provocan daños, estos sean mínimos.

### III.1.c Evitar desperdicio de agua

De los incisos anteriores se presentó una contraposición -- que se refiere a el objetivo de proporcionar seguridad a la presa y el de evitar daños aguas abajo, el querer involu---crar totalmente en la toma de decisión para seleccionar una política de operación alguno de ellos implica la ausencia -- del otro.

En ambos casos existe un desperdicio de agua el cual en sentido absoluto no se puede evitar pero si, se debe minimizar el gasto máximo de descarga (optimizar) de manera que si no se puede evitar, se reduzca el desperdicio de agua.

Una política de operación bien establecida y aplicada de --  
 una manera correcta a un vaso, puede lograr un punto de --  
 equilibrio en el que se cumplan:

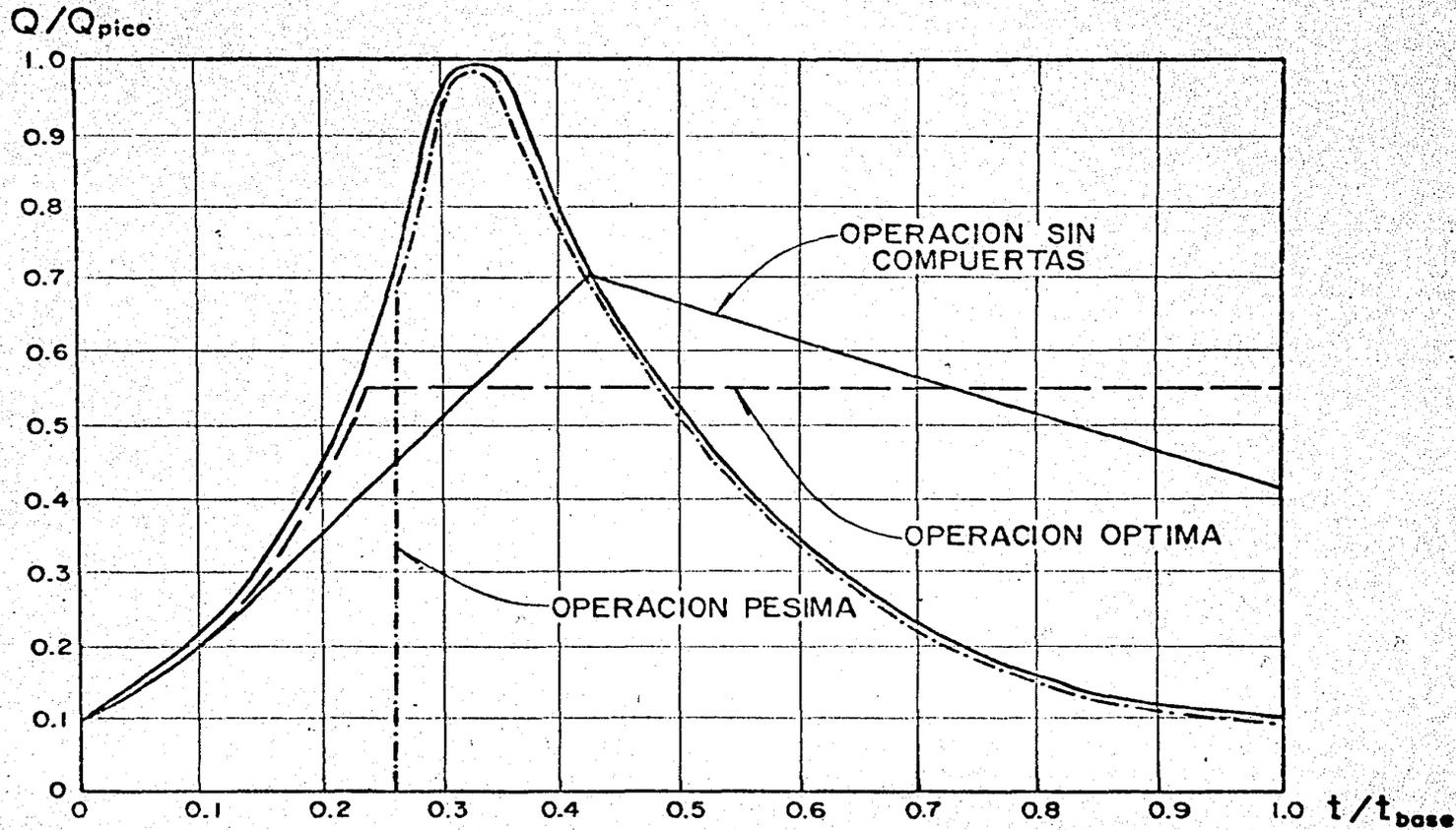
Seguridad de la presa

Evitar daños aguas abajo

Disminuir desperdicios de agua

En cuanto a la operación de las compuertas el hecho que --  
 una presa cuente con ellas no implica que como consecuen--  
 cia posea eficiencia para el control de avenidas ya que el  
 uso indebido de compuertas (política de operación mal se--  
 leccionada) puede en ocasiones ser más perjudicial que si  
 en lugar de compuertar se tuviera un vertedor de descarga-  
 libre sin control.

Esto ocurre como ya se menciona en los párrafos anteriores  
 si se presenta una avenida considerable y esta se descarga  
 con gastos no adecuados a ella y en un instante descarga--  
 mos por las compuertas un gasto que sobrepase demasiado --  
 los gastos descargados en los intervalos anteriores. En -  
 la figura III.1 se presentan hidrogramas de entrada y sali-  
 da adimensionales de una presa con compuertas. En ella se  
 observan los diferentes resultados que pueden obtenerse se-  
 gún se operen las compuertas.



HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES DE ENTRADA Y SALIDA A UNA PRESA CON COMPUERTAS.

Fig. III.1

### III.2 *Diversos tipos de políticas*

III.2.a) Por Niveles

III.2.b) Por Programación Dinámica

III.2.c) Por Niveles-Gastos-Avenidas

#### III.2.a Por niveles

Esta política se basa como su nombre lo indica en los niveles del vaso. Para seleccionarla se sigue una metodología similar a la del ejemplo (II.2.a) del capítulo II, en la -- que las decisiones se toman en función del nivel del vaso.

La determinación de la política se realiza por tanteos, comparando los resultados que se obtendrían con diferentes alternativas. Para ello, se transitan las Avenidas Históricas a través del vaso formando alternativas.

De los resultados así obtenidos se revisa el comportamiento de cada una de las Avenidas Históricas al ser transitadas - a través del vaso y de esto se fija para cada vaso los niveles más convenientes, siendo estos los niveles que se utilizan subsecuentemente para analizar cualquier avenida que se presente.

En México la mayoría de los vertedores se operan con este tipo de Política de Operación (ejemplo II.2.a).

El inconveniente que tiene este tipo de Política de Operación es de que no toma en cuenta la magnitud de la avenida que se presenta, si no únicamente las elevaciones alcanzadas por el vaso.

Siendo lo anterior una limitante en su aplicación, ya que - posiblemente no permita obtener resultados favorables, al - no considerar todos los factores que intervienen en la aveni da.

De lo anterior se deduce el por que se esta actualmente ten diendo a buscar otros Métodos o Políticas en la que inter-- vengam un mayor número de parámetros que determinen cada -- avenida sin ser a su vez demasiado complejos.

### III.2.b Por programación dinámica

Para que la capacidad disponible para la regulación de una avenida se aproveche más eficientemente, se requiere que -- las estrategias de descarga en cada presa se establezcan de manera dinámica de tal manera que pueda definirse operaciones "óptimas" en cada momento según el estado actual del -- sistema.

Con esta idea, se han estudiado recientemente métodos más - complejos en los que se busca definir una función objetivo-

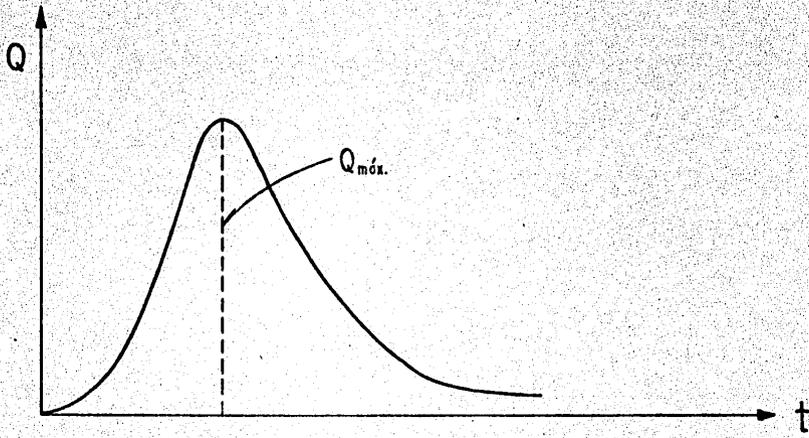
por optimizar. Un ejemplo de este tipo es el trabajo desarrollado por el Ingeniero F.J. González Villarreal (ref 1) en el que se busca definir una política que minimice el -- gasto máximo de descarga durante la avenida.

Este método utiliza como información básica la historia de los niveles en el vaso para definir el gasto que se debe -- descargar en cada momento.

Mediante un algoritmo de programación dinámica se determina para cada tipo de Avenida, definida por su período de -- retorno, la política de descargas en cada momento, que minimice el valor máximo de dicha descarga sin sobrepasar el nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.). De --- acuerdo con esto la Política se define a través de una serie de curvas de operación, una para cada tipo de avenidas, como se muestra en la figura III.2.

Para su aplicación práctica, el modelo desarrollado por -- González Villarreal, se basa en la hipótesis de que las -- avenidas asociadas a distintos períodos de retorno  $t_1, t_2, \dots, t_n$ , coinciden en la parte inicial de la rama ascendente como se muestra en la figura III.3.

De esta manera, si se conoce el volumen almacenado en el -- tiempo  $t = 0$  y la avenida que está entrando al vaso cumple



CURVAS DE OPERACION PARA CADA VALOR  
DEL GASTO MAXIMO ( $Q_{máx.}$ ).

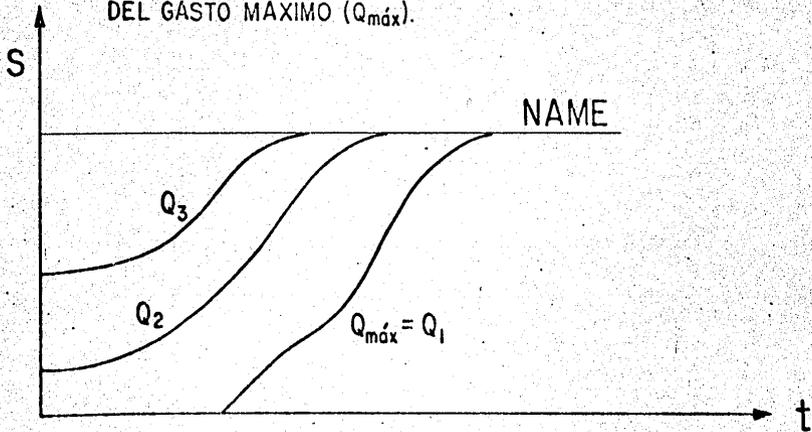


Fig. III. 2

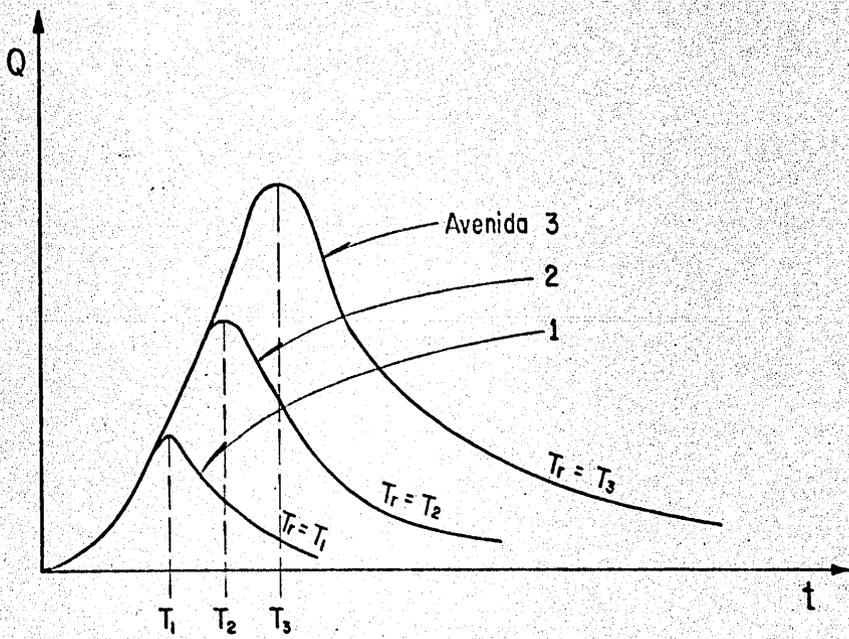


Fig.III.3

con la hipótesis anterior, se empieza a operar suponiendo que la avenida corresponde a un período de retorno cualquiera  $t_1$ , hasta que suceda alguno de los siguientes casos:

#### CASO 1

Para  $t < t_1$ , los gastos de entrada son mayores que los supuestos, y los niveles en el vaso empiezan a ser superiores a los indicados, por la curva de operación figura III.4, en este caso debe cambiarse a una política de operación asociada a una avenida mayor.

#### CASO 2

Si los volúmenes de entrada y los niveles en el vaso son iguales o aproximados que los supuestos se opera de acuerdo con una política de operación para la avenida predicha, y no existirá entonces ninguna complicación.

#### CASO 3

Si la política no es adecuada y se presenta que los niveles y los volúmenes en el vaso son menores que los estimados, deberá de adoptarse una Política de Operación asociada a una avenida menor.

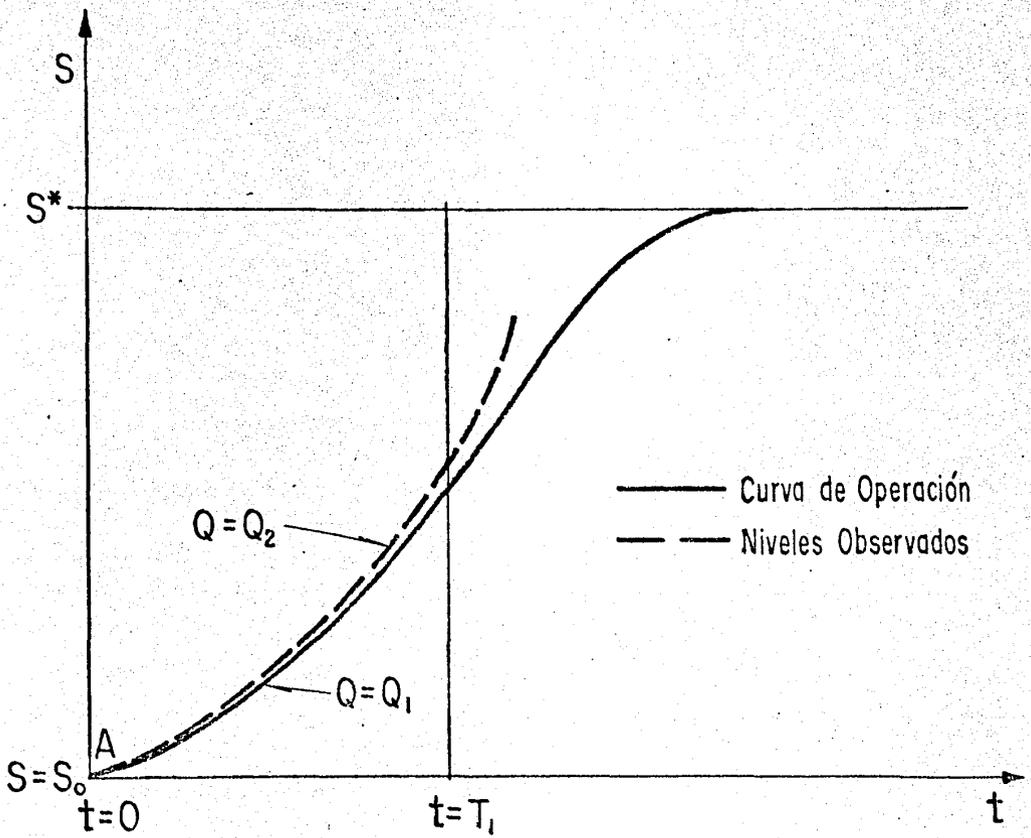


Fig.III.4

De esta forma es posible identificar la avenida que entra en el vaso; proporcionando al mismo tiempo la Política de Operación a seguir.

Para garantizar que la avenida de diseño no cause la falla de la estructura, se establece una Política de Operación basada en la figura III.5.

Por medio de dicha Política puede obtenerse la curva  $Q = Q_{max}$ ; en que  $Q_{max}$  es el gasto máximo que puede descargar el vertedor con el nivel del N.A.M.E. Esta curva divide al plano  $(S, t)$  en dos zonas, la inferior de seguridad y la superior de catástrofe. Si los volúmenes en el vaso de encuentran en esta zona superior, la presa será rebasada en caso de que sea la avenida de diseño la que entre en el vaso.

Para asegurar el buen funcionamiento de la presa, aún en el caso de presentarse la avenida de diseño, es forzoso abrir totalmente las compuertas al llegar a la curva  $Q = Q_{max}$  de la Política asociada a la avenida de diseño.

Al hacerse un análisis como el indicado en los párrafos anteriores para avenidas de período de retorno  $t_1, t_2, \dots, t_n$ , puede construirse una gráfica de niveles iniciales en el vaso contra períodos de retorno y gastos máximos de descarga como se muestra en la figura III.4.

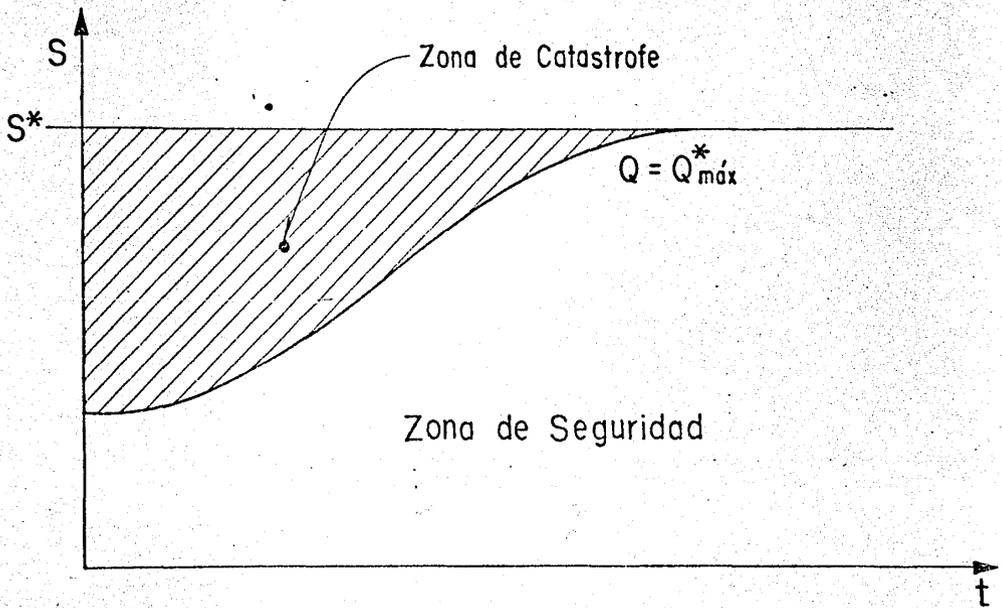


Fig. III.5

Como puede verse por la exposición anterior, el método es aplicable a aquellos casos en los que se puede establecer a priori la forma del hidrograma. Esto solo se logra cuando ésta (la forma del hidrograma) es muy similar en todas las avenidas, o bien cuando se cuenta con un buen sistema de predicción que permita estimar dicha forma con mucha anticipación.

Como en la mayoría de los casos, que se presentan en México, las condiciones anteriores no se cumplen, se ha pensado en establecer un método más flexible, que permita tomar decisiones a intervalos regulares de tiempo, tomando en cuenta las características específicas de cada problema y aprovechando toda la información posible. Dicha información puede obtenerse de la historia reciente de los niveles en el vaso, mediante la cual, y aplicando la ecuación de continuidad, es posible saber tres condiciones fundamentales:

- . El nivel en el vaso en el instante considerado
- . El gasto medio de ingreso en el último intervalo de tiempo.
- . El signo de la derivada del gasto con respecto al tiempo o, en otras palabras, si el gasto está creciendo o decreciendo.

A una política en la que las decisiones se toman en fun---

ción de estos tres factores se le llamará en este trabajo, Política por Niveles - Gastos - Tipo de Avenida. En el siguiente inciso se disentan algunas consideraciones que deben tomarse en cuenta para establecer una política de este tipo.

### III.2.c Política por Niveles - Gastos - Tipo de Avenida

Además del estudio general de la información hidrológica - registrada en el pasado y de las características físicas - del vaso y de su vertedor, para establecer una política -- flexible es conveniente estudiar los siguientes aspectos.

#### III.2.c.1 Respecto a los Gastos de Descarga

De acuerdo con la distribución de los bienes que se encuentran aguas abajo de la presa y con la capacidad máxima de descarga del vertedor, es posible establecer, aún cuando - solamente sea de manera cualitativa, una función escalonada que relacione los gastos de descarga con los daños que se causarían. De esta manera, el primer escalón de la función mencionada estaría definido por la capacidad del río, un segundo escalón estaría definido por el gasto que causa solo daños materiales susceptibles de ser repuestos, etc.- En general puede recomendarse que entre el gasto nulo y el máximo que puede descargar el vertedor se establezcan cua-

tro o cinco escalones.

### III.2.c.2 Respecto a los Niveles Máximos en la Presa

Aún cuando en cualquier presa debe estar definido un nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), por arriba -- del cual no debe subir el nivel del agua por ningún motivo, en muchas ocasiones es posible definir algunos niveles menores que significan cambios cualitativos en la operación de los vertedores. Así por ejemplo, puede resultar conveniente no superar el labio superior de las compuertas, debido a que en caso de hacerlo sería necesario abrirlas todas y no podría dejarse una de ellas para emergencia; en los vertedores en túneles se trata de evitar llegar a un nivel para el que los túneles trabajen a presión, etc. Mediante consideraciones semejantes puede definirse una serie de cotas que representan valores alternativos del N.A.M.E.

### III.2.c.3 Respecto a la Recesión

Una vez que la avenida ha pasado su máximo gasto y no existe información que haga pensar en incrementos posteriores, puede hacerse una predicción más o menos confiables de la recesión, prolongando a ojo o mediante curvas típicas obte

nidas de los registros históricos y de acuerdo con la predicción, operar las compuertas de manera óptima, hasta que se retorne al nivel de aguas máximas ordinario (N.A.M.O).

#### III.2.c.4 Establecimiento de las Reglas de Operación

Una vez estudiado los aspectos anteriores, pueden estudiarse diversas alternativas de Políticas de Operación. Cada una de ellas permitirá tomar una decisión respecto al gasto por descargar, a intervalos regulares de tiempo cuyo tamaño debe establecerse de acuerdo con el tamaño del vaso en estudio. Para tomar la decisión deberán estimarse siempre los tres aspectos que la condicionan; es decir, en primer lugar el gasto medio de entrada al vaso durante el intervalo de tiempo anterior, de manera de poder estimar el tipo de avenida por manejar; en segundo lugar el nivel actual del vaso cuyo conocimiento permite saber la disponibilidad adicional para regulación, y en tercer lugar si el gasto está decreciendo o no, para saber si es posible estimar la recesión. Una vez conocidos estos tres aspectos, la decisión consistirá en abrir las compuertas lo necesario para alcanzar el valor de uno de los gastos definidos mediante el procedimiento descrito en III.2.c.1.

Para seleccionar una sola de las políticas propuesta, es conveniente simular el comportamiento que se tendría si se

aplicara a las avenidas Históricas registradas, a avenidas-sintéticas asociadas a diversos períodos de retorno y a la avenida de diseño. Conviene también establecer algunos índices que faciliten la selección de una política; así por ejemplo se puede utilizar un índice que relacione el gasto máximo descargado con el que se obtendría siguiendo una operación óptima como la estudiada por González Villarreal o bien comparar el nivel máximo alcanzado con el que se obtendría si el vertedor estuviera libre, etc.

Para precisar ideas, en el Capítulo IV de esta tesis se aplican los conceptos anteriores al caso de la presa El Infiernillo.

#### IV. APLICACION A LA PRESA EL INFIERNILLO

##### *IV.1 Introducción*

La Presa El Infiernillo fué construida para almacenar y utilizar los escurrimientos del río Balsas en la generación de energía eléctrica, posee 624,000 K.W de capacidad instalada.

Consta esencialmente de una cortina del tipo de enrocamiento con pantalla impermeable de arcilla al centro, está provista en la margen izquierda de una obra de excedencias construida por tres vertedores en túnel y de tres obras de toma que alimentan cada una a dos unidades.

Su construcción se inició el 21 de agosto de 1962 y se terminó el 6 de diciembre de 1963.

## Localización

Está situada entre el límite entre los estados de Guerrero y Michoacán, quedando comprendida entre los municipios de Coahuayutla de Guerrero, Gro. y Arteaga, Mich., a 102 Km al sureste de Apatzingan de la Constitución, Mich., a 127.5 Km al sureste de Uruapan, Mich., y a 76.5 Km al suroeste de La Huacana, Mich.. Su latitud es de  $18^{\circ}16'30''$  N y su longitud de  $101^{\circ}53'40''$  W. de Greenwich.

El acceso a la presa se logra partiendo de Uruapan, Mic., hacia Playa Azul por la carretera federal No. 37 recorriendo 13 Km hasta encontrar la desviación que a la izquierda conduce a la presa El Infiernillo. Después de un recorrido de 43 Km se llega hasta el sitio de la cortina.

## Cortina

La cortina es de tipo de enrocamiento con pantalla impermeable de arcilla al centro, a ambos lados del corazón impermeable se colocaron filtros de arena graduada. Entre los filtros y las zonas de enrocamiento se construyeron zonas de transición de rezaga. La cortina está constituida por 5 zonas.

Zona 1. Corazón de impermeable formado de arcilla plástica compactada en capas de 15 cm. de espesor, tiene ta-

ludes de 0.0887:1 desde el nivel de desplante --  
(+ 32.50) hasta la elevación 176.00 m en donde tie-  
ne un ancho de 5.0 m.

Zona 2. Filtros de arena bien graduada con un tamaño máximo de 5 mm compactada en capas de 30 cm. tienen un espesor de 2.50 m, taludes de 0.0887:1 desde el nivel de desplante hasta la elevación 170.00 m hacia ---  
aguas arriba y hasta 165.99 m aguas abajo.

Zona 3. Transiciones formadas con grava y arena bien gradua-  
das, compactadas en capas de 50 cm de espesor, talu-  
des de 0.15:1 desde el nivel de desplante hacia la-  
elevación 165.00 m en donde modifica su talud hasta  
la elevación 179.00 m en donde tiene un ancho de --  
10.0 m.

Zona 4. Enrocamiento compactado formado por fragmentos sa--  
nos de tamaño comprendido entre 45 cm y 2 cm, colo-  
cados en capas de 60 cm compactados, tiene un espe-  
sor variable y taludes de 0.95:1 desde el nivel de-  
desplante hasta la elevación 164.0 m.

Zona 5. Enrocamiento a volteo constituido por fragmentos sa-  
nos de roca de tamaño superior a 25 cm, dispuesto -  
en capas de 2.0 m y acomodado con tractor; de espe-  
sor variable y taludes de 1.75:1 de la elevación --

164.0 m hasta la elevación 80.0 m en el talud de --  
aguas abajo en donde existe una banqueta de 93.0 m-  
de longitud, terminando la banqueta existe un talud  
de 1.32:1 que va de ésta elevación hasta el nivel -  
de desplante. En el talud de aguas arriba, existe-  
un talud de 1.75:1 que va de la elevación 164.0 m a  
la elevación 106.5 m en donde existe una banqueta -  
de 17.83 m, terminando la banqueta existe un talud-  
de 2:1 que va hasta la elevación 60.0 m en donde --  
existe una banqueta de 12.0 m. De esta elevación -  
hasta el nivel de desplante existe un talud de --  
1.5:1.

La cortina tiene una altura máxima de 148.5 m, un -  
ancho en la base de 574.5 m y un ancho en la corona  
de 10.0 m; la longitud de la corona es de 350.0 m.-  
La elevación del desplante de la cimentación es de  
+ 32.50 m y la de la corona varía de 180.0 m en los  
extremos a 101.0 m al centro de la misma.

#### Obra de excedencias

Se localiza en la margen izquierda y está constituida por --  
tres vertedores en túnel. El vertedor es del tipo de cresta  
libre, con cimacio perfil Creager, controlado por medio de -  
compuertas radiales de 14.16 m de radio, descarga su caudal-  
a un túnel revestido de concreto, con galería en forma de he

radura con un diámetro interno de 18.0 m el cual va disminuyendo hasta convertirse en una sección circular de 13.0 m de diámetro, coincidiendo sus ejes de la margen izquierda. Estos túneles funcionan como canales en los que el agua alcanza velocidades hasta de 40 m/s.

La elevación de la cresta del vertedor es de 154.0 m, la longitud de cresta de cada vertedor es de 22.26 m.

Cada vertedor se opera por tres compuertas radiales de 7.42m de ancho por 15.0 m de alto.

Obra de toma

Se localiza en la margen izquierda y está constituida por tres estructuras inclinadas excavadas en la roca. Cada obra de toma alimenta a dos unidades y está constituida de las siguientes estructuras:

La obra de toma propiamente dicha consistente en una torre inclinada de 62.2 m de altura, protegida con una estructura de rejillas, un túnel de presión de 8.90 m de diámetro interior y de 101.2 m de longitud, el acceso a este túnel se controla por medio de un juego de compuertas y un juego de agujas de emergencia.

Este túnel de presión descarga a otro túnel de presión el --

cual comprende el codo superior, la rama inclinada hasta la elevación del eje de turbinas y el codo inferior, está revestido de concreto con camisa de acero con diámetro de 8.50 m el cual desemboca a una bifurcación de acero de 8.5m a la entrada y 6.0 m a la salida a los ramales. Dichos ramales, son de 6.0 m de diámetro y comunican a las bifurcaciones con las válvulas de entrada a las turbinas.

Una vez que el agua hace funcionar a las turbinas, continúa su curso siguiendo un túnel de desfogue. Cada túnel desalaja el gasto de dos turbinas, su longitud es de 219.0 m. Para evitar que estos túneles trabajen ahogados, se construyeron pozos de oscilación inferiores.

El nivel de desplante de la obra de toma es de 117.80 m, el eje del túnel a presión está a la elevación 121.75 m, la plantilla del túnel de desfogue está a la elevación 47.50 m.

#### Vaso

La capacidad al nivel de aguas máximas extraordinarias correspondiente a la elevación 176.4 m es de 1186 millones de  $m^3$  para un área de embalse de  $400 \text{ Km}^2$  (40 000 Ha); la capacidad al nivel máximo de operación correspondiente a la elevación 169.0 m es de 9340 millones de  $m^3$  para un área de embalse de  $346.0 \text{ Km}^2$  (34 600 Ha); la capacidad al nivel mínimo de operación correspondiente a la elevación 140.0 m es -

de 2250 millones de  $m^3$  para un área de embalse de  $141 \text{ Km}^2$  -  
(14 100 Ha).

La longitud máxima del embalse es de 120 Km.

#### Cuenca

El área de cuenca sobre el río Balsas hasta el sitio donde se encuentra la cortina de la presa es de  $109\,443.5 \text{ Km}^2$ .

de 2250 millones de  $m^3$  para un área de embalse de  $141 \text{ Km}^2$  -  
(14 100 Ha).

La longitud máxima del embalse es de 120 Km.

#### Cuenca

El área de cuenca sobre el río Balsas hasta el sitio donde se encuentra la cortina de la presa es de  $109\,443.5 \text{ Km}^2$ .

## DATOS GENERALES

CORRIENTE: Río Balsas

	CAPACIDAD $10^6 \text{ m}^3$	ELEVACION m
CORONA: 10 m.		180
NAME	12, 000	176.4
SUPERALMACENAMIENTO	2, 260	
NIVEL MAXIMO DE OPERACION	9. 340	169
CRESTA VERTEDORES	4, 940	154
NIVEL MINIMO DE OPERACION	2, 250	140
OBRA DE TOMA	738	117.8
AVENIDA DE PROYECTO	28, 000 $\text{m}^3/\text{seg}$	
AVENIDA MAXIMA REGISTRADA (OCTUBRE 1976)	20, 700 $\text{m}^3/\text{seg}$	
CORTINA (ROCA)		
LONGITUD TOTAL	300	
ALTURA MAXIMA	144.6 m	
VERTEDORES (3)		
LONGITUD DE CRESTA C/U	22.26 m	
LONGITUD DE LA CRESTA TOTAL	66.78 m	
COMPUERTAS RADIALES DE 7.42 x 26.4 m.	9 TON. Pza.	

	CAPACIDAD $10^6 \text{ m}^3$	ELEVACION m.
CAPACIDAD MAXIMA EN CONJUNTO	10, 500 $\text{m}^3/\text{seg}$	
GASTO MAXIMO DERRAMADO (SEP. 1967)	7, 000 $\text{m}^3/\text{seg}$	
AREA CUENCA	103, 400 $\text{Km}^2$	
PROPOSITOS:		
Generación de Energía Eléctrica		
Control de Avenidas		
ESCURRIMIENTO ANUAL MEDIO	14, 000 x $10^6 \text{ m}^3$	

De acuerdo con la Política de aprovechamiento hidroeléctrico de la presa, se han establecido niveles de aguas máximas ordinarias (N.A.M.O.) variables con la época del año - desde 165.0 m.s.n.m. hasta 169.0 m.s.n.m.. Para este trabajo se considerará solamente el primer caso (N.A.M.O. = 165.0 m.s.n.m.).

Siguiendo las observaciones establecidas en el capítulo III, se definieron los siguientes valores.

#### IV.2 Respecto a los Gastos de Descarga

Dada la información sobre la relación entre los gastos de descarga y los daños causados, se probaron dos alternativas en cuanto a los valores de los gastos de descarga:

ESCALON	GASTO (PRIMER ALTERNATIVA)	GASTO (SEGUNDA ALTERNATIVA)
	(m <sup>3</sup> /seg)	(m <sup>3</sup> /seg)
1	2, 000.0	2, 800.0
2	4, 000.0	4, 500.0
3	6, 000.0	6, 500.0
4	8, 000.0	8, 000.0
5	10, 000.0	10, 000.0
6	12, 000.0	12, 000.0

#### IV.3 Respecto a los Niveles Máximos en la Presa

Aún cuando, debido al peligro de cavitación, es preferible operar el menor número posible de túneles para contar con -

capacidad de reserva, esto solo puede lograrse mientras el nivel en el vaso no sobrepase la elevación 169.0 m.s.n.m., por ser esta la altura del labio superior de las compuertas cuando están cerradas.

La elevación 169.0 m.s.n.m. se considera como N.A.M.E. tratando de desalojar las avenidas sin exceder dicha elevación.

De datos obtenidos de estudios realizados con respecto a los porcentajes de ahogamiento observados en los túneles durante el paso de la avenida de 1976, muestran que debido a la inclusión de aire, los túneles funcionan como si tuviesen una mayor rugosidad, por lo que es de esperarse que los túneles se ahoguen antes de lo previsto inicialmente. De aquí que la elevación 172.0 m.s.n.m. se considera como un segundo N.A.M.E.

El valor de la rugosidad equivalente estimada de los estudios realizados anteriormente, es de  $n = 0.018$ . Si se considera este valor como correcto, se concluye que la elevación para la que se produciría el ahogamiento sería de 173.5 m.s.n.m. por lo que esta elevación se considera como un tercer N.A.M.E.

Resumiendo, en la aplicación se consideran las siguientes elevaciones del N.A.M.E.

169.0 m.s.n.m.

172.0 m.s.n.m.

173.0 m.s.n.m.

176.4 m.s.n.m.

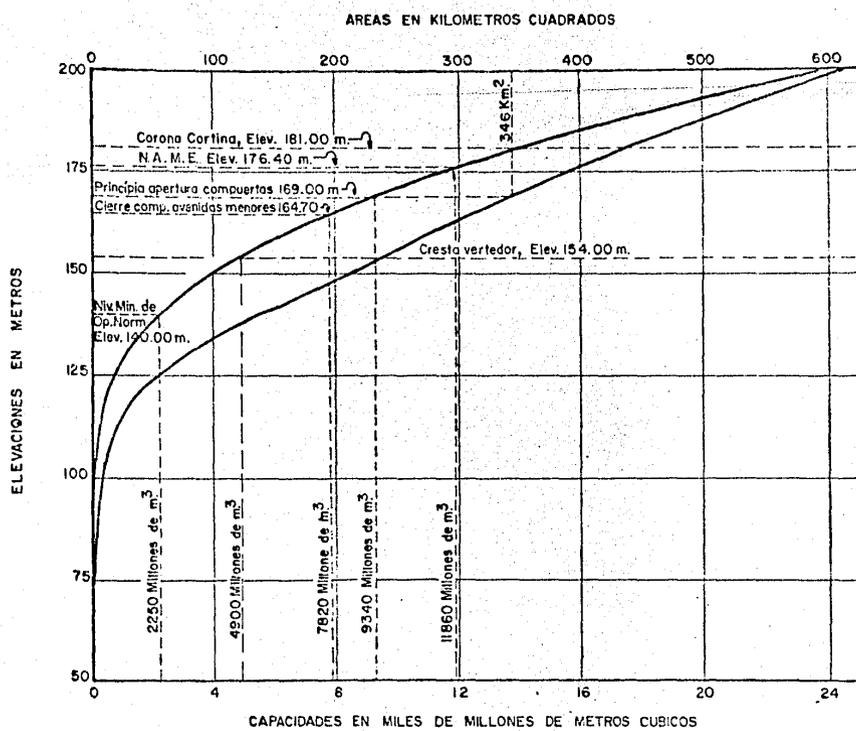
Para el tránsito de las avenidas por el vaso, se utilizan -- las curvas mostradas en las figuras IV.1 y IV.2, que relacionan las elevaciones en el vaso con las capacidades y los gastos de descarga respectivamente.

La recesión se calcula como se indica en el inciso siguiente.

#### *IV.4 Respecto a la Recesión*

Cuando existe evidencia clara de que la avenida está y seguirá descendiendo, esto es, cuando el gasto medido en el vaso esté disminuyendo y no existe ninguna información que haga pensar en incrementos posteriores (la presencia de un ciclón cercano, lluvias intensas en la cuenca o incrementos de los gastos medidos en los afluentes), puede hacerse una predicción más o menos confiable de la recesión, prolongando a ojo la rama de descenso del hidrograma, y efectuar las siguientes estimaciones:

IV.4.a Calcular el volumen que se acumularía en el vaso -- hasta que el gasto de entrada sea igual al de sali-



CURVAS ELEVACIONES-CAPACIDADES-AREAS DE LA PRESA EL INFIERNILLO MICH.

Fig. IV. 1

<b>U. N. A. M.</b>	
FACULTAD DE INGENIERIA	
OPERACION DE COMPUERTAS EN PRESAS	
TESIS PROFESIONAL	
MEXICO, D. F.	MA. LUISA RAMIREZ PEÑA.

$$Q = K(H - 154)^{1.5}$$

$$Q = 130(H - 154)^{1.5}$$

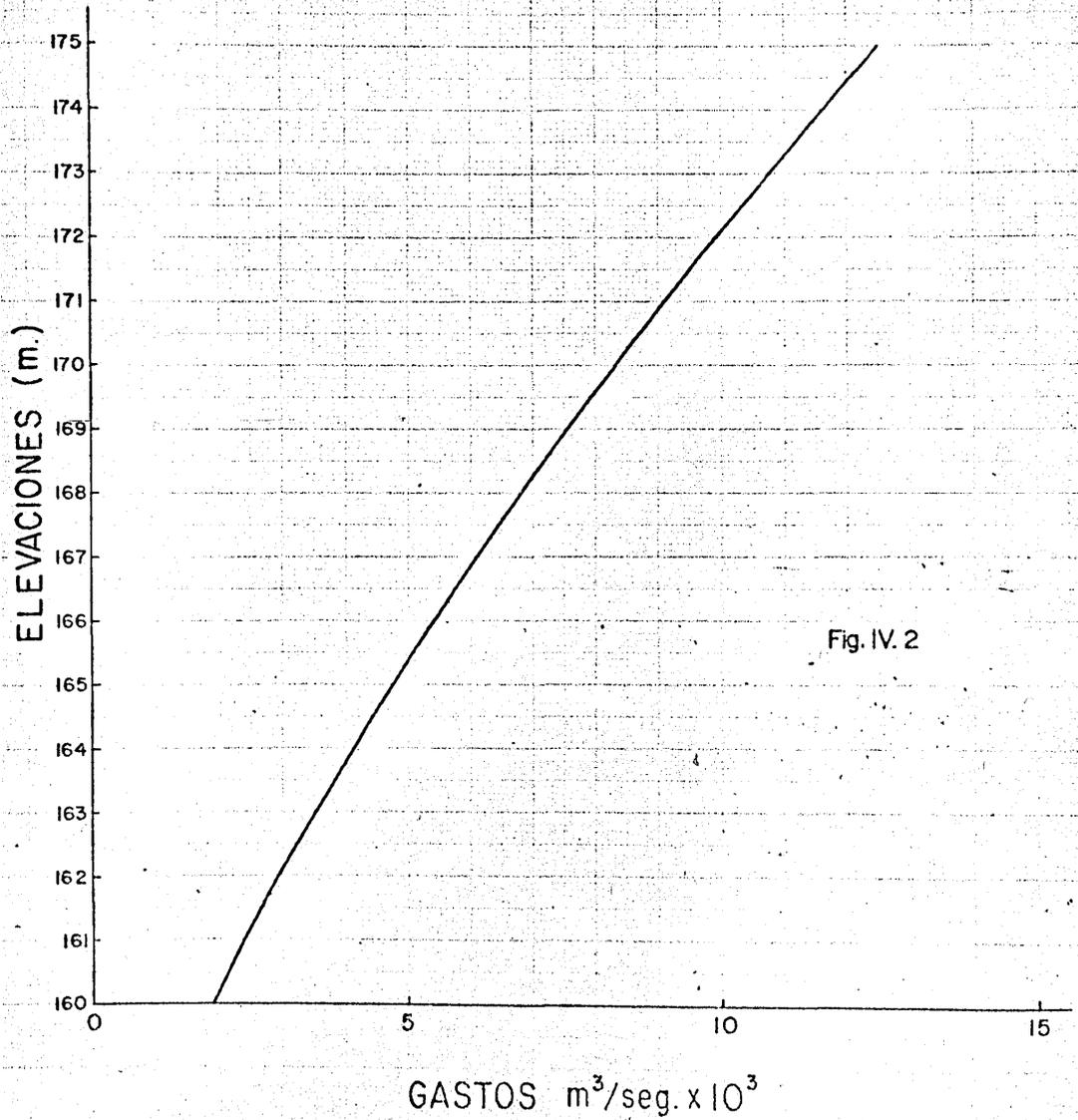


Fig. IV. 2

da y comprobar que dicho incremento no representa un peligro para la presa (esto es, que no alcance el N.A.M.E.). Si el volumen calculado implica un peligro para la presa, se incrementa el gasto de salida al siguiente escalón, y se repite el cálculo seis horas después (si el resultado del cálculo implica que se alcanzará un volumen cercano al del N.A.M.E., es preferible esperar seis horas antes de tomar la decisión de incrementar el gasto de salida).

IV.4.b Una vez que se está seguro que no se alcanzarán niveles peligrosos, esperar hasta el tiempo tal en que el gasto de entrada sea igual al gasto de salida manteniendo el gasto de salida.

IV.4.c Repetir los cálculos anteriores cada vez que la curva de recesión difiera de la predicha.

Las avenidas consideradas son indicadas en la tabla IV.1. La aplicación de las reglas de operación en este caso se hacen con un intervalo de tiempo de seis horas. De acuerdo con la tabla IV.1 se supone que una avenida empieza cuando el gasto de entrada es mayor que  $1,500 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se considerará del Tipo I si no se sobrepasa los  $3,800 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; del Tipo II si sobrepasa los  $3,800 \text{ m}^3/\text{seg}$  pero no llega a los  $6,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ , del Tipo III si sobrepasa los  $6,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Las avenidas consideradas son:

AVENIDA TIPO	Q <sub>máx.</sub> $\Delta t = 6 \text{ hrs.}$	VOLUMEN ( $\text{m}^3 \times 10^6$ )	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	TIEMPO BASE (HORAS)	TIEMPO PICO (HORAS)	TIEMPO RECESO (HORAS)
I	3,800 m /s	1,500	2.0	220.0	74.0	146.0
II	6,000 m /s	2,500	5.0	231.0	77.0	154.0
III	13,000 m /s	4,000	10.0	170.0	57.0	113.0
IV	19,000 m /s	7,000	50.0	205.0	68.0	137.0
V	22,000 m /s	8,800	100.0	222.0	74.0	148.0
VI	25,000 m /s	10,800	1000.0	240.0	80.0	160.0

Tabla IV. 1

pero no llega a los 8, 000 m<sup>3</sup>/seg, etc. De esta manera la operación se hará suponiendo primero que es del Tipo I, luego del Tipo II, posteriormente del Tipo III, hasta que el gasto de entrada descienda.

De acuerdo a la tabla IV.1, se diseñó un manual de operación. En el Apéndice A se incluyen algunas partes, en las que se indica como se hace dentro del manual la clasificación de cada Tipo de Avenida, y con el se analizan las avenidas presentadas en los años de:

Septiembre de 1967

Octubre de 1976

Histórica de 1955 Mayorada  
del año 1955 Mayorada

cuyos hidrogramas se muestran en las tablas IV.2 a IV.5.

El objetivo de la aplicación llevada a cabo en este capítulo es: Proponer diferentes Políticas de Operación (gastos de descarga) escalonadas y aplicarlas a las avenidas mencionadas para observar los resultados.

El Apéndice B contiene las figuras IV.3 a IV.8 en las que se muestran los resultados obtenidos al haberse aplicado -- las dos alternativas de política de operación indicadas en-

## AVENIDA SEPTIEMBRE DE 1967

INTERVALO (6 Hrs)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
1	1, 300
2	3, 300
3	6, 200
4	7, 300
5	18, 800
6	13, 400
7	15, 400
8	14, 300
9	12, 600
10	11, 400
11	10, 600
12	9, 400
13	8, 200
14	5, 800
15	3, 400

TABLA IV.2

AVENIDA OCTUBRE DE 1976

INTERVALO (6 Hrs)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
1	1, 500
2	2, 200
3	3, 000
4	8, 000
5	16, 400
6	15, 900
7	20, 700
8	11, 400
9	8, 000
10	8, 800
11	10, 500
12	7, 300
13	5, 700
14	4, 700
15	3, 700
16	2, 700
17	1, 900

TABLA IV.3

## AVENIDA HISTORICA 1955 MAYORADA

INTERVALO (6 Hrs)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
1	4, 170
2	4, 865
3	5, 560
4	6, 116
5	6, 811
6	10, 564
7	13, 900
8	18, 070
9	22, 240
10	23, 352
11	24, 186
12	25, 020
13	26, 000
14	22, 240
15	19, 460
16	16, 402
17	13, 344
18	11, 398
19	10, 286
20	8, 896
21	7, 923
22	7, 228
23	6, 672
24	6, 116
25	5, 560
26	5, 143
27	4, 726
28	4, 309
29	3, 892

## AVENIDA 1955 MAYORADA

INTERVALO (6 Hrs)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
1	4, 950
2	6, 200
3	7, 300
4	8, 500
5	9, 650
6	13, 500
7	17, 000
8	21, 300
9	25, 350
10	25, 400
11	25, 600
12	26, 000
13	25, 500
14	24, 000
15	22, 000
16	19, 000
17	16, 000
18	14, 200
19	13, 000
20	11, 850
21	10, 700
22	9, 600
23	8, 500
24	7, 600
25	6, 600
26	6, 050
27	5, 500
28	5, 100
29	4, 600
30	4, 300

INTERVALO (6 Hrs)	GASTO DE ENTRADA (m <sup>3</sup> /seg)
31	4, 000
32	3, 900
33	3, 500

el inciso IV.2 de este capítulo, siguiendo las instrucciones de operación del manual, en cada una de las avenidas mencionadas. En las figuras se anota el nivel de conservación (165.0 m.s.n.m.) que se utilizó, el volumen máximo alcanzado en el vaso, su elevación respectiva así como la operación de descarga aplicada y se observa la curva de gastos de salida del vaso. En la tabla IV.6 se observan con más detalle los resultados.

También se aplicó a las mismas avenidas, en sustitución de una política de operación, la curva elevaciones - descargas del vertedor de la figura IV. 2, el Apéndice B-1 contiene las figuras IV.9 a IV.12 en las que se muestran los resultados de esta aplicación de una manera similar a los del Apéndice B, pero anotando en esta ocasión en lugar de la Política de operación, el gasto máximo de descarga, en la tabla IV.7 se aprecian los resultados de los tránsitos.

Posteriormente se efectuó un nuevo cálculo aplicando a las avenidas la curva de elevaciones - descargas del vertedor - figura IV.2 y llegando a un punto en el que el gasto de salida se mantiene constante, con esto se buscó almacenar el mayor volumen permisible, pero desalojando un gasto menor - al que se descargó en las dos aplicaciones anteriores.

En el Apéndice B-2 que contiene las figuras IV.13 a IV.16 -

y en la tabla IV.8 se observan los resultados que se expresan en una forma similar a los de los Apéndices y tablas anteriores.

En la tabla IV.9 se hace una comparación de las tres aplicaciones y sus observaciones, las observaciones y conclusiones se presentan en el capítulo siguiente.

Para la obtención de todos los resultados se desarrolló un programa para la máquina Hewlett Packard 9830 A, que realiza el Tránsito por Vaso a través de la presa El Infiernillo, el Apéndice C contiene el diagrama de flujo de este programa.

## V. CONCLUSIONES

La solución del problema que representa el tener un buen control de avenidas en un vaso, depende directamente de los criterios publicados para seleccionar la política de operación a utilizar, de que estos sean los adecuados para la avenida que se analice, para observar de una manera real su comportamiento, y en cada caso tomar las decisiones correspondientes. Las decisiones serán función del propósito del vaso; si este es de propósito único para control de avenidas la decisión es sencilla de tomar, no así si es un vaso de propósito múltiple. Por esto los criterios deben ser lo suficientemente amplios para abarcar y resolver el problema totalmente y basarse en obtener la mayor eficiencia en el manejo destinado a el control de avenidas y evitar en lo mayor posible poner en peligro la seguridad de la presa, daños aguas abajo y des

perdicio innecesarios de agua.

El hecho que una presa cuente con compuertas no implica un eficiente manejo de las mismas, ya que como se observó en los capítulos anteriores, el mal manejo de estas puede ser tan perjudicial como si se tuviera un vaso con vertedor libre sin control.

Teniendo conocimiento de que en su mayor parte los grandes escurrimientos son producto de perturbaciones atmosféricas (ciclones, frentes, etc.). Y que en México no se cuenta con una red hidrométrica completa, lo que ocasiona carencia de datos por lo que no se puede estructurar una correcta información básica, se tiende a utilizar métodos no muy complejos de cálculo para obtener resultados, como el de niveles en el vaso, método tradicionalista pero que deja varios factores fuera del análisis, factores que pueden evaluados de una manera confiable.

En el método de programación Dinámica, en cambios se requiere contar con un buen sistema de predicción de avenidas de bido a la gran cantidad de parámetros que intervienen en su aplicación, además que es un método poco flexible en su utilización.

Se plantea entonces un Método del tipo Niveles - Gastos --

Tipo de Avenida, como el aplicado a la presa El Infiernillo, en el cual se incluyen parámetros que ayudan a determinar de una manera más real el comportamiento de la avenida, sin olvidar que esta es de carácter aleatorio y siempre habrá cierta incertidumbre en cuanto a los escurrimientos registrados.

De las políticas de Operación aplicadas en este trabajo a el vaso de la presa El Infiernillo podemos hacer las siguientes observaciones: de la tabla IV.6 se observa que el aplicar políticas de operación que varien en poco una de la otra, en los resultados que se obtengan no van a ser muy notable una diferencia esto se observa con relación a los escalones aplicados para las dos alternativas .

ESCALON	PRIMER ALTERNATIVA	SEGUNDA ALTERNATIVA
1	2, 000.0	2, 800.0
2	4, 000.0	4, 500.0
3	6, 000.0	6, 500.0
4	8, 000.0	8, 000.0
5	10, 000.0	10, 000.0
6	12, 000.0	12, 000.0

Aunque si se aprecia que la segunda alternativa es un poco mejor.

En la tabla IV.9 se puede ver algunas comparaciones de los resultados que se obtuvieron en este trabajo .

En la parte A de la tabla IV.9 se presenta una comparación hecha con los volúmenes de la tabla IV.6 y la tabla IV.7 - y se observa que los volúmenes de la tabla IV. 6 son óptimos.

En la parte B de la tabla IV.9 se hace una comparación de gastos entre los resultados de los tránsitos de la tabla - IV.6 y la tabla IV.8 y se aprecia que los gastos de la tabla IV. 8 son óptimos.

Los resultados obtenidos con el manual propuesto, consignados en la tabla IV.6, aún cuando no son óptimos, en ninguno de los dos sentidos (Vol. almacenado o gasto descargado), si se acercan al óptimo y tienen la ventaja de que -- fueron obtenidos sin hacer ningún tipo de predicción.

Esto no ocurre en todos los casos por esto es necesario -- ampliar la red hidrométrica existente, principalmente en las regiones sometidas a perturbaciones atmosféricas severas y avanzar más en las técnicas de estudio y análisis referente a el control de Avenidas, Métodos y Políticas de - operación de compuertas.

TABLA IV.6

RESULTADOS OBTENIDOS DE ACUERDO CON POLITICA DE OPERACION Y MANUAL DE OPERACION

Avenida (años)	Gastos de Descarga (m <sup>3</sup> /seg)	Nivel de Operación (m)	Elev. Max. Alcanzado (m)	Vol. Max. Alcanzado (m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )
1967	2, 000.0	165.0	169.82	9, 636.96
	4, 000.0			
	6, 000.0			
	8, 000.0			
1967	2, 800.0	165.0	169.79	9, 625.08
	4, 500.0			
	6, 500.0			
1976	4, 000.0	165.0	169.31	9, 452.28
	6, 000.0			
1976	4, 500.0	165.0	169.14	9, 392.88
	6, 500.0			
Historia 1955 Mayorada	2, 800.0	165.0	174.53	11, 267.70
	4, 500.0			
	6, 500.0			

TABLA IV.6

Avenida (años)	Gastos de Descarga (m <sup>3</sup> /seg)	Nivel de Operación (m)	Elev. Max. Alcanzado (m)	Vol. Max. Alcanzado (m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )
	8, 000.0			
	10, 000.0			
	12, 000.0			
1955 Mayorada	2, 800.0	165.0	175.01	11, 861.2
	4, 500.0			
	6, 500.0			
	8, 000.0			
	10, 000.0			
	12, 000.0			

TABLA IV.7

RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE APLICAR LA CURVA DE DESCARGAS DEL VERTEDOR.

Avenida	Gasto Máximo de Descarga	Nivel de Operación	Elev. Máx. Alcanzado	Vol. Max. Alcanzado
(Años)	(m <sup>3</sup> /seg)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )
1967	7, 500.0	165.0	168.97	9, 337.0
1976	7, 200.0	165.0	168.3	9, 190.17
Histórica, 1955 Mayorada	11, 200.0	165.0	174.32	11, 165.30
1955 Mayorada	12, 000.0	165.0	175.0	11, 746.10

TABLA IV.8

RESULTADOS OBTENIDOS DE LA COMBINACION DE APLICAR LA CURVA DE DESCARGAS MANTENIENDO AL FINAL UN GASTO DE SALIDA CONSTANTE

Avenida (años)	Gasto Máximo Descarga (m <sup>3</sup> /seg)	Nivel de Operación (m)	Elev. Max. Alcanzado (m)	Vol. Max. Alcanzado (m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )
1967	5, 000.0	165.0	169.53	9, 533.20
1976	5, 000.0	165.0	169.29	9, 445.80
Histórica 1955 Mayo- rada	10, 500.0	165.0	174.27	11, 187.10
1955 Mayora da.	11, 000.0	165.0	175.0	11, 895.30

TABLA IV.9

PARTE A

AVENIDA (años)	VOLUMEN (DE TABLA IV.6) (m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup> )	VOLUMEN (DE TABLA IV.7)
1967	9, 625.08	9, 337.0
1976	9, 392.88	9, 190.17
Histórica 1955 Mayorada	11, 267.70	11, 165.30
1955 Mayorada	11, 861.2	11, 746.10

TABLA IV.9

PARTE B

AVENIDA (año)	GASTOS (DE TABLA IV.6) (m <sup>3</sup> /seg)	GASTOS (DE TABLA IV.8)
1967	6, 500.0	5, 000.0
1976	6, 500.0	5, 000.0
Histórica 1955 Mayorada	12, 000.0	10, 500.0
1955 Mayorada	12, 000.0	11, 000.0

Es de trascendental importancia que el Ingeniero Hidráulico e Hidrólogo y todas las personas involucradas en este tipo de estudios se den cuenta que las obras que se construyen para el control de avenidas no son eficientes por si mismas si no por lo útil que uno quiera hacerlas. Si consideramos esto, probablemente con el paso del tiempo no se aprecie -- una disminución de los problemas que actualmente se presentan y esto sería en repercusión de las pérdidas que año con año se presentan por inundaciones ocasionadas por los factores mencionados.

A P E N D I C E    A

En este Apéndice se muestran algunas partes del manual de operación diseñado para la presa El Infiernillo (Ref 7) y utilizado en la aplicación de este trabajo. La parte a la que se refiere este Apéndice concierne únicamente a la clasificación que se hace para el Tipo de Avenidas consideradas, se presentan en este Apéndice para dos casos distintos el primero es para un N.A.M.O. de 165.0 m.s.n.m. - con seis Tipos de Avenidas denominada Alternativa A en el manual, y el segundo para un N.A.M.O. de 169.0 m.s.n.m. - denominado como Alternativa B con igual número de Tipos - de avenidas, aunque en la aplicación de este trabajo solo se realizó la aplicación hecha para el N.A.M.O. de 165.0 m.s.n.m.

En cada Tipo de Avenida se analizan diferentes incisos para diferentes alternativas presentadas, ya sea de niveles, gastos de entrada, recesión, y por supuesto Tipo de Avenida, se considera entonces lo siguiente:

- a) El nivel inicial considerado
- b) El gasto de entrada, se revisa para ver si sobrepasa el gasto de inicio de operación de compuertas.
- c) El primer gasto de descarga de acuerdo a:
  - c.1) El gasto de entrada
  - c.2) El nivel alcanzado en el vaso
  - c.3) Si de acuerdo a el gasto de entrada se observa que la avenida sube o baja.

c.4) Conforme a lo anterior, se revisa si la avenida es  
tá bajando y no se presentan indicios de un incre-  
mento, entonces se calcula la recesión (en este pa-  
so véase el inciso IV.4).

Lo anterior se podrá apreciar con más precisión en las pági-  
nas siguientes de este Apéndice.

## ALTERNATIVA A

I.A Avenida Tipo I, nivel inicial  $H_0 = 165.0$  m.

Se mantienen cerradas las compuertas hasta que:

- a) El gasto de entrada sea mayor que  $3,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ . En este caso se abren totalmente las compuertas de un túnel hasta dar un gasto controlado de  $2^*, 800 \text{ m}^3/\text{seg}$ .
- b) El gasto desciende. Se estima la recesión obligando a que el nivel máximo alcanzado no sobrepase la cota  $169.0$  m. y a que el nivel final sea la cota  $165.0$  m ó  $169.0$  m según la fecha.
- c) El gasto de entrada sobrepasa los  $3,800 \text{ m}^3/\text{seg}$ . En este caso se pasa a la operación II.A

\* Gasto que depende de la Operación de descarga propuesta.

## ALTERNATIVA A

III.A Avenida Tipo III, el nivel inicial  $H_0 = 165.0$  m

Al sobrepasar el gasto de entrada los  $6,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ , se utilizan dos túneles para extraer por los vertedores un gasto controlado de  $4,500^* \text{ m}^3/\text{seg}$ . Dicho gasto se mantiene hasta que:

- a) El gasto de entrada descienda claramente. En este caso se siguen las instrucciones para la recesión, obligando a que el nivel máximo sea menor que  $169.8$  m y en nivel final a  $165.0$  m o  $169.0$  m según la fecha.
- b) Se alcanza la elevación  $168.5$  m en el vaso y el gasto de entrada aún no desciende. Se abren completamente -- las compuertas del segundo túnel para dar un gasto controlado de  $6,000^* \text{ m}^3/\text{seg}$  hasta que el gasto de entrada empiece a descender, momento en que se siguen las indicaciones para la recesión, tomando como N.A.M.E. la elevación  $172.0$  m y como N.A.M.O. la elevación  $165.0$  m, según la fecha.
- c) El gasto medido de entrada al vaso es mayor que  $13,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se pasa a la operación IV.A.

\* Gasto que depende de la operación de descarga propuesta.

## ALTERNATIVA B

III.B Avenida Tipo III, nivel inicial  $H_0 = 169.0$  m.

Se utilizan las compuertas de dos túneles para dar un gasto controlado de  $4,500 \text{ m}^3/\text{seg}$ , hasta que:

- a) El gasto de entrada medido en el vaso descende. Se -- aplica la recesión, procurando que con dos túneles no - se alcance la elevación 170.0 m, pero si esto no es posible, obligando a que no se alcance la cota 172.0 m.
- b) Se sobrepasa la elevación 169.6 m y el gasto de entrada sigue creciendo. Se utilizan las compuertas de los --- tres túneles para dar un gasto controlado de descarga - de  $6000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .
- c) Se sobrepasa la elevación 170.5 m y el gasto de entrada es mayor que  $10,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se incrementa el gasto de descarga a  $8,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .
- d) Se sobrepasa la elevación 171.4 m. Se descarga  $8,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ . o bien  $Q$  salida igual a  $Q$  entrada si este último es menor que  $8,000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

\* Gasto que depende de la operación de descarga pro--- puesta.

- e) Se sobrepasa la cota 172.0 m. Se utilizan todas las --  
compuertas para descargar el gasto máximo posible.
- f) El gasto de entrada sobrepasa los 13, 000 m<sup>3</sup>/seg. Se -  
pasa a la operación IV.B.

APENDICE B

En este Apéndice se muestran los resultados que se obtuvieron de aplicar las dos alternativas de políticas de operación que se muestran en el inciso IV.2 y el manual: En -- las figuras se aprecia el hidrograma de entradas, el hidrograma de salidas, la política de operación utilizada, la - elevación máxima alcanzada y su volumen correspondiente.

AVENIDA  
SEPTIEMBRE 1967

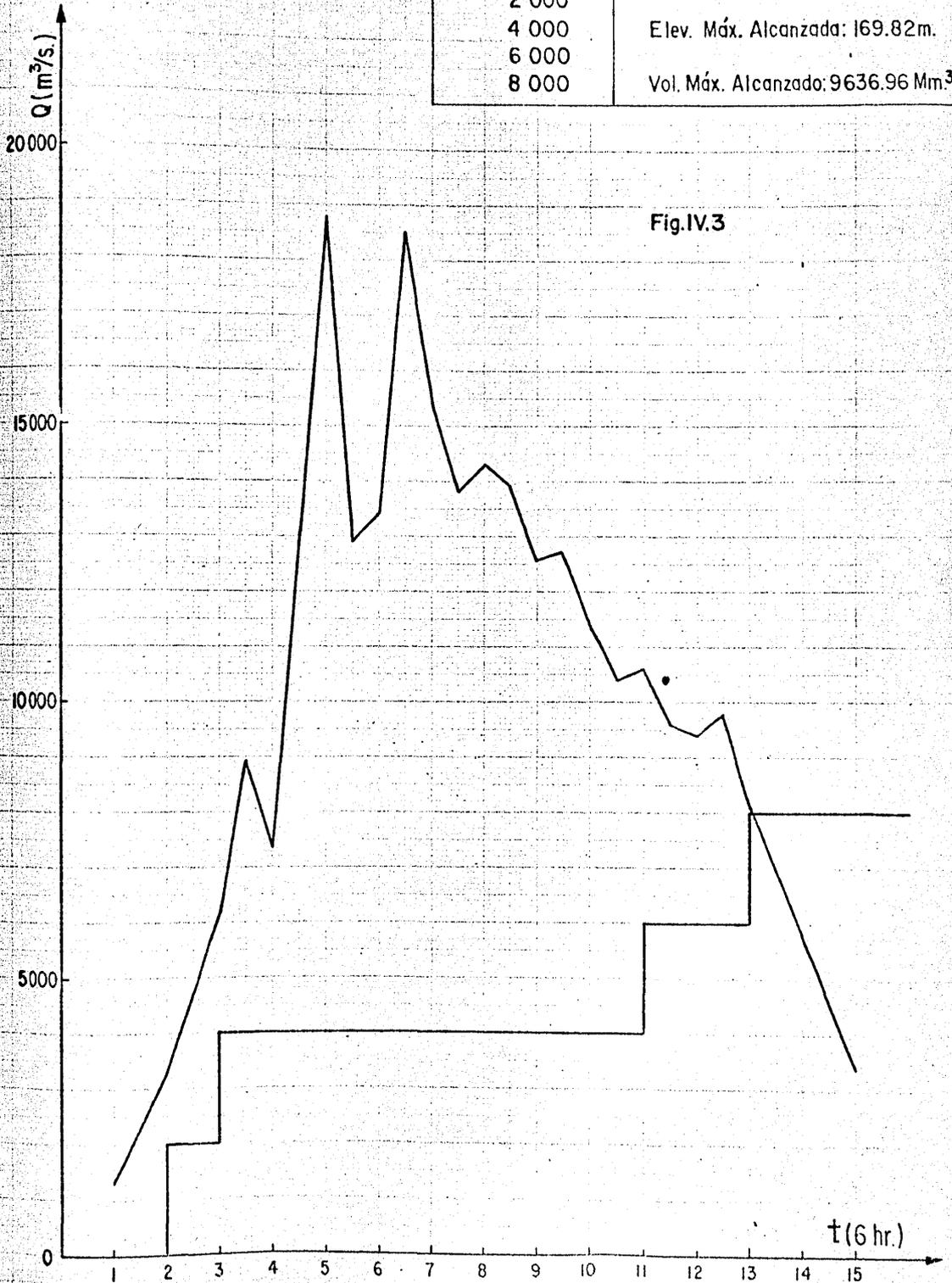
Gasto de Descarga  
m<sup>3</sup>/s.  
2 000  
4 000  
6 000  
8 000

Nivel de Operación: 165 m.

Elev. Máx. Alcanzada: 169.82m.

Vol. Máx. Alcanzado: 9636.96 Mm<sup>3</sup>

Fig.IV.3



AVENIDA  
SEPTIEMBRE 1967

Gasto de Descarga  
m<sup>3</sup>/s.  
2 800  
4 500  
6 500

Nivel de Operación: 165 m.  
Elev. Máx. Alcanzada: 169.79 m.  
Vol. Máx. Alcanzado: 9 625.08 Mm<sup>3</sup>

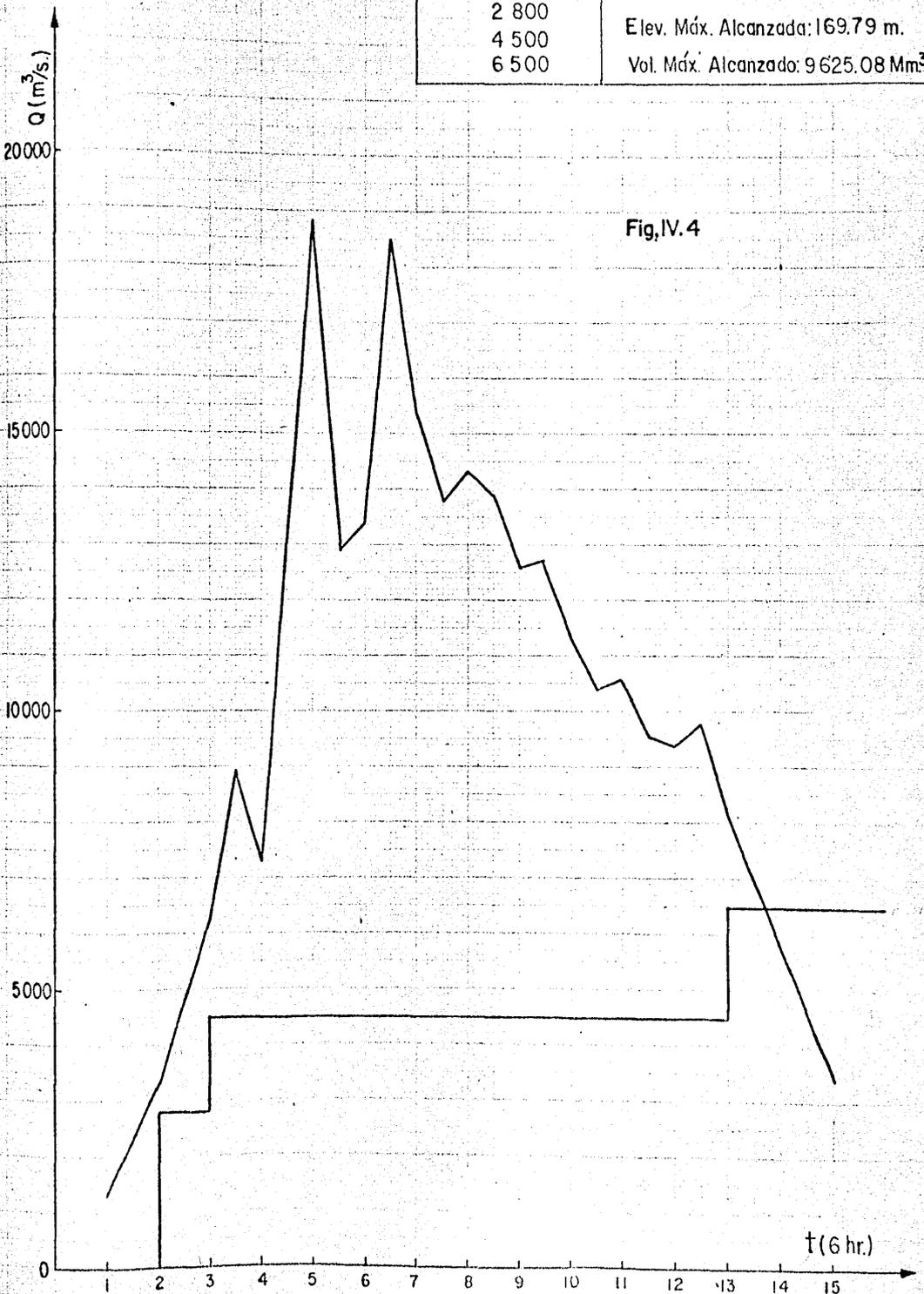
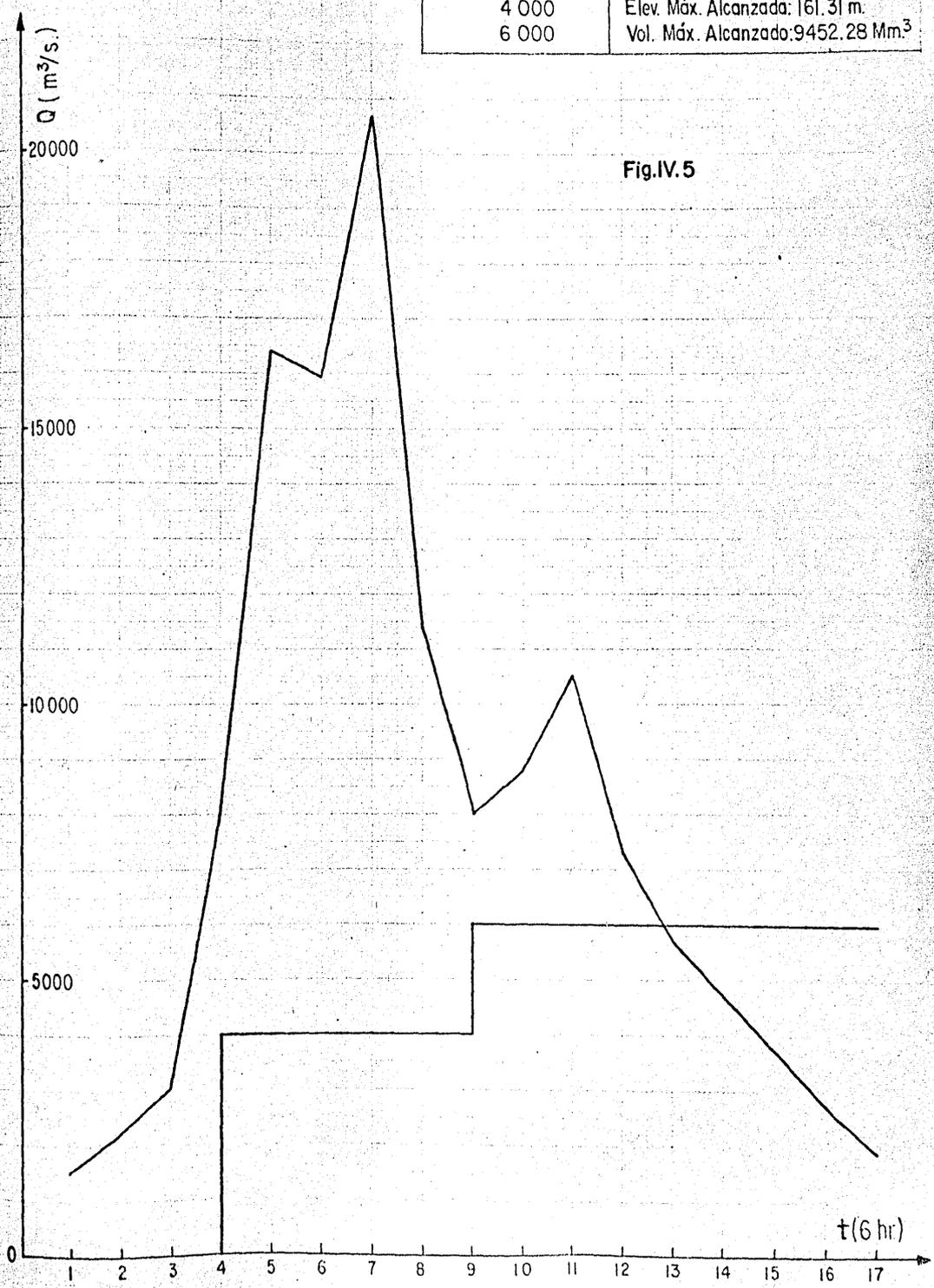


Fig. IV.4

AVENIDA  
OCTUBRE 1976

Gasto de Descarga. (m <sup>3</sup> /s.)	Nivel de Operación: 165.0 m.
4 000	Elev. Máx. Alcanzada: 161.31 m.
6 000	Vol. Máx. Alcanzado: 9452.28 Mm <sup>3</sup>

Fig.IV.5

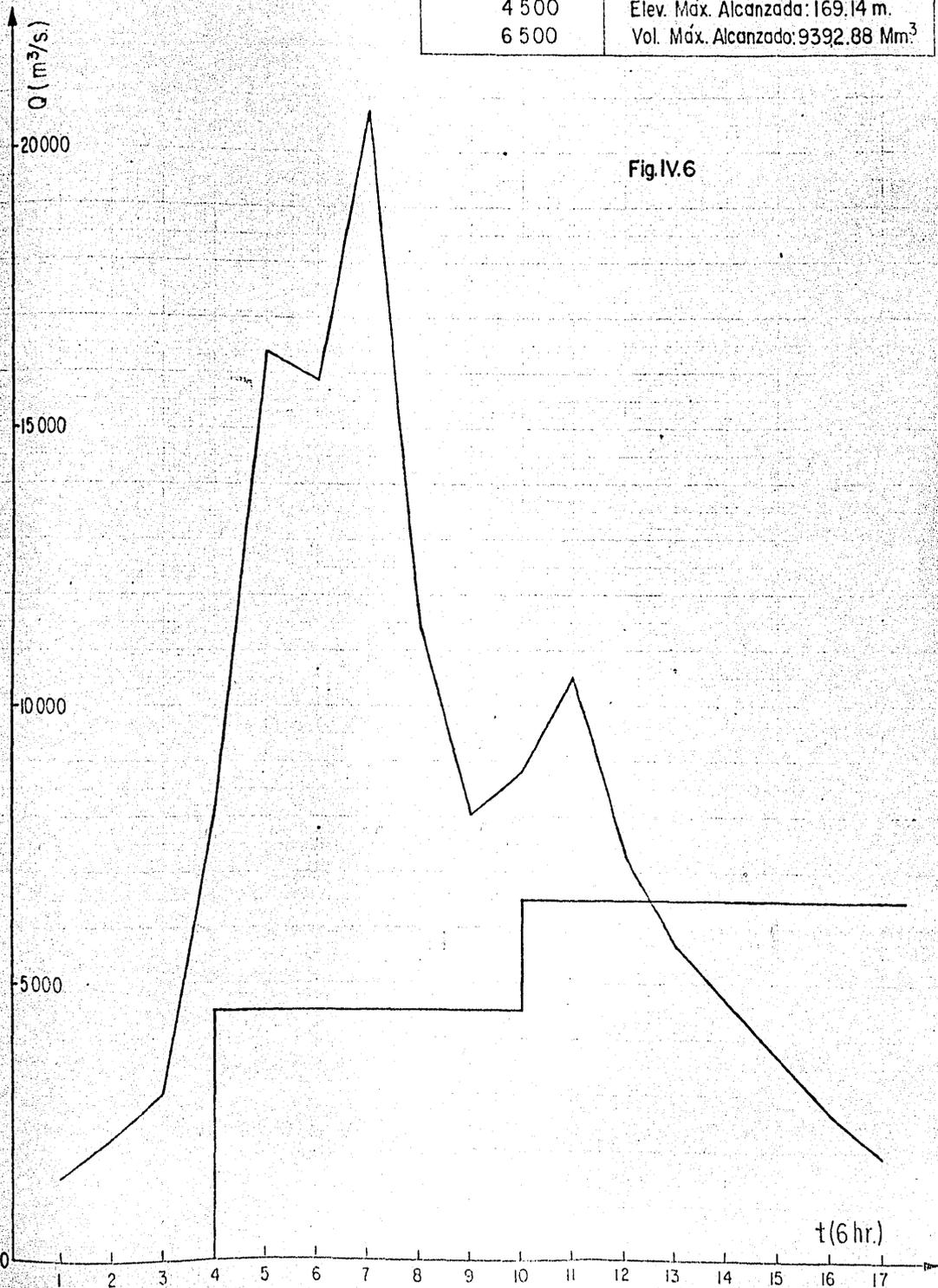


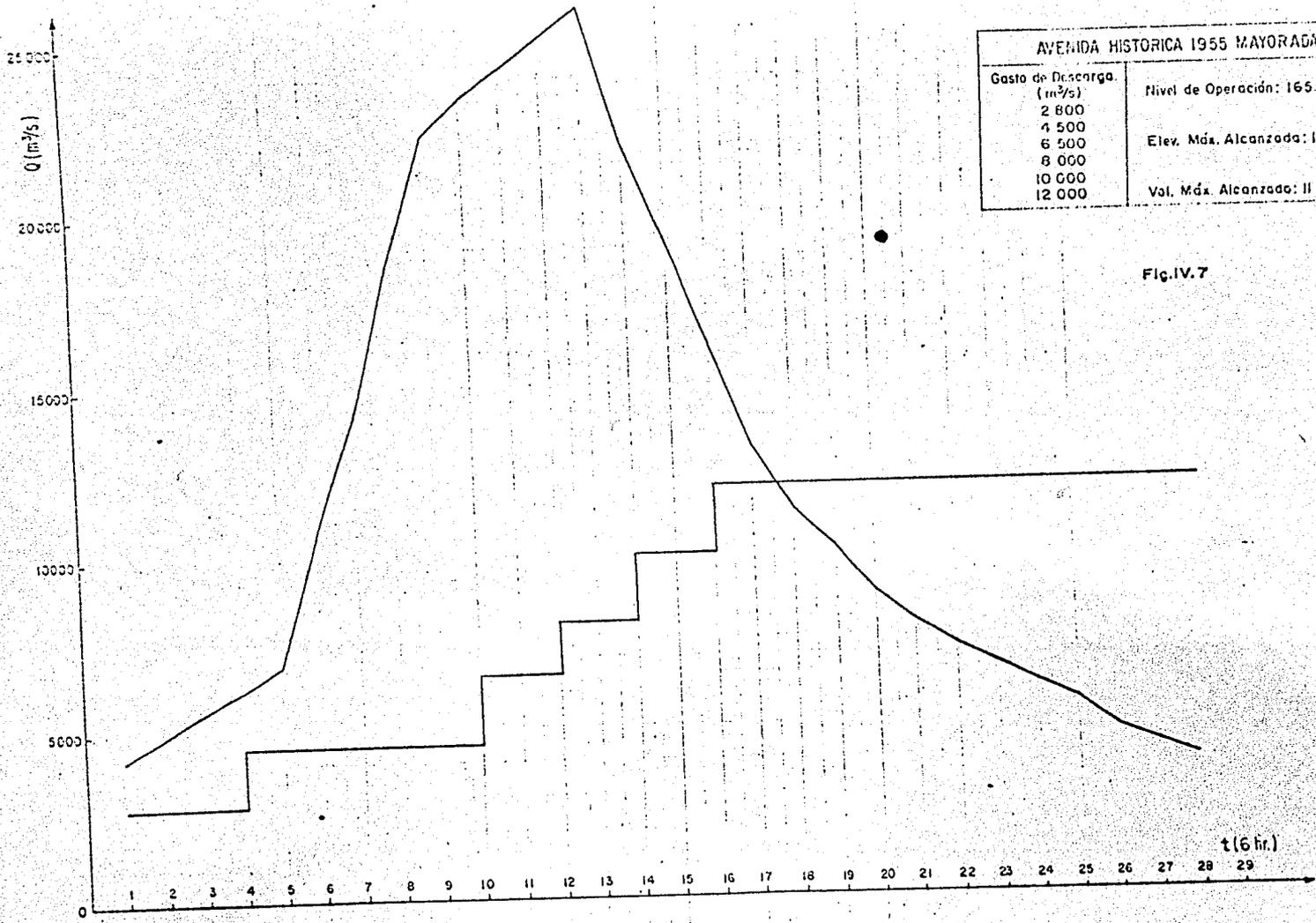
AVENIDA  
OCTUBRE 1976

Gasto de Descarga.  
(m<sup>3</sup>/s)  
4 500  
6 500

Nivel de Operación: 165.0 m.  
Elev. Máx. Alcanzada: 169.14 m.  
Vol. Máx. Alcanzado: 9392.88 Mm<sup>3</sup>

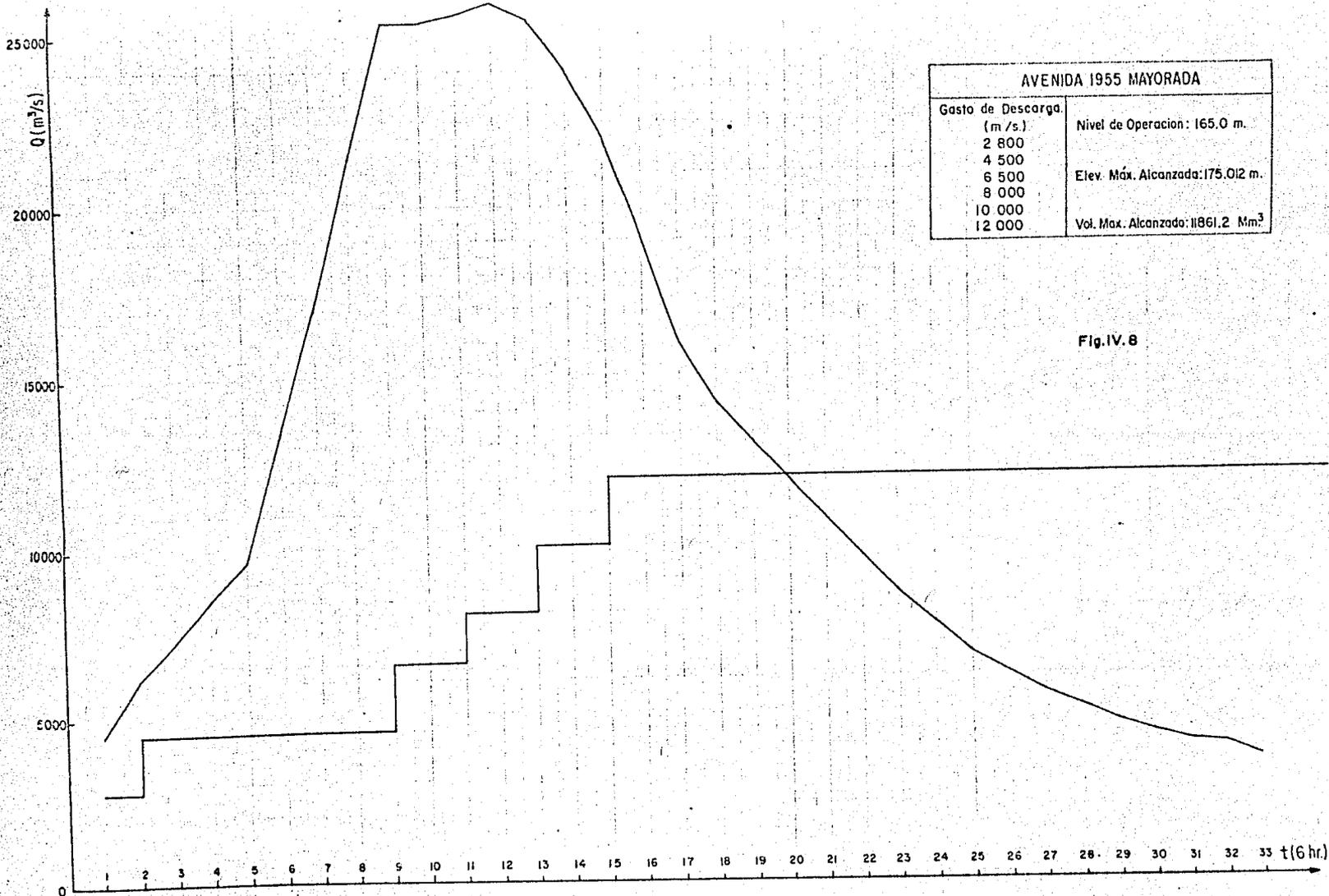
Fig. IV.6





AVENIDA HISTORICA 1955 MAYORADA	
Gasto de Descarga. (m <sup>3</sup> /s)	Nivel de Operación: 165.0 m.
2 800	
4 500	
6 500	Elev. Máx. Alcanzada: 174.53m.
8 000	
10 000	
12 000	Vol. Máx. Alcanzada: 11 267.7 Mm <sup>3</sup>

Fig.IV.7



AVENIDA 1955 MAYORADA	
Gasto de Descarga. (m <sup>3</sup> /s.)	Nivel de Operacion: 165.0 m.
2 800	Elev. Max. Alcanzada: 175.012 m.
4 500	
6 500	
8 000	
10 000	Vol. Max. Alcanzado: 11861.2 Mm <sup>3</sup>
12 000	

Fig.IV. 8

A P E N D I C E B-1

En este Apéndice se muestran los resultados que se obtuvieron de aplicar en sustitución de la política las políticas de operación la curva de elevaciones - descargas del vertedor. En las figuras se aprecia el hidrograma de entradas, el hidrograma de salidas, la elevación máxima alcanzada y su volumen respectivo, así como el máximo gasto de descarga.

AVENIDA SEPTIEMBRE 1967  
 $H_0 = 165.0$   
VOLUMEN MAXIMO ALCANZADO: 9327 Mm.  
ELEV. MAXIMA ALCANZADA: 168.97 m.  
GASTO MAXIMO DESCARGADO: 7500 m<sup>3</sup>/s.

Fig.IV.9



AVENIDA DE OCTUBRE DE 1976.

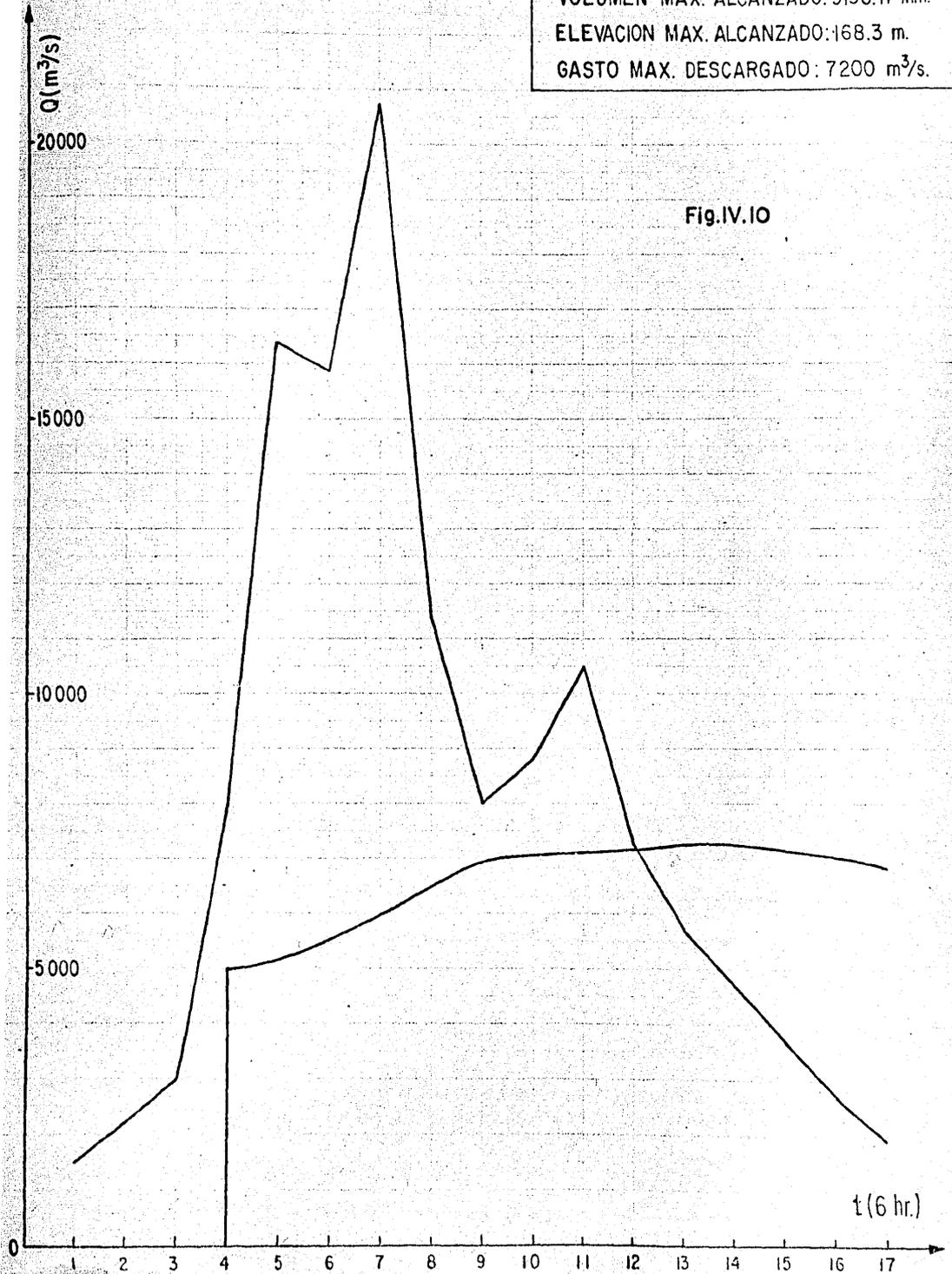
$H_0 = 165.0$

VOLUMEN MAX. ALCANZADO:  $9190.17 \text{ Mm}^3$

ELEVACION MAX. ALCANZADO:  $168.3 \text{ m}$ .

GASTO MAX. DESCARGADO:  $7200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Fig.IV.10



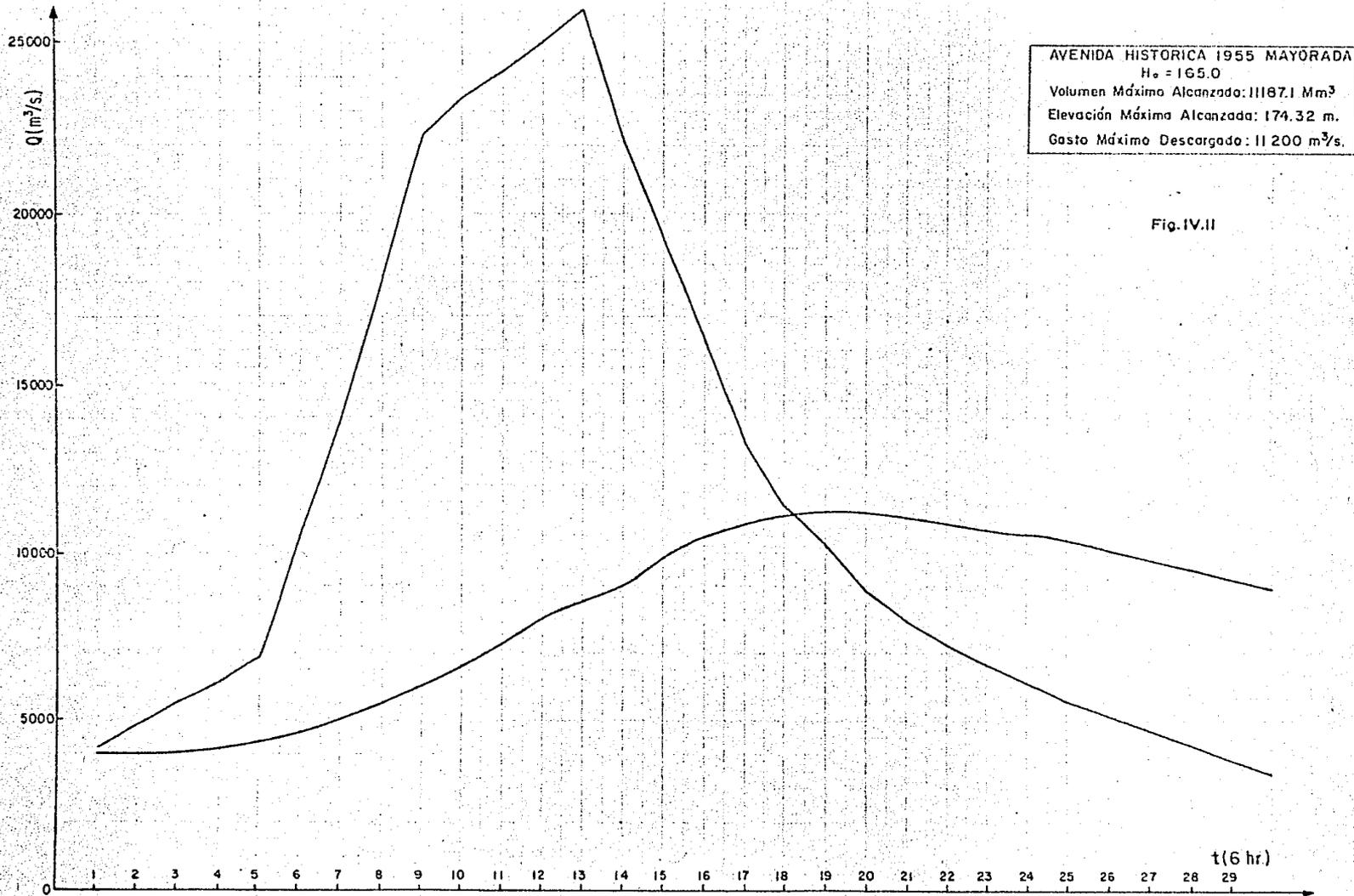
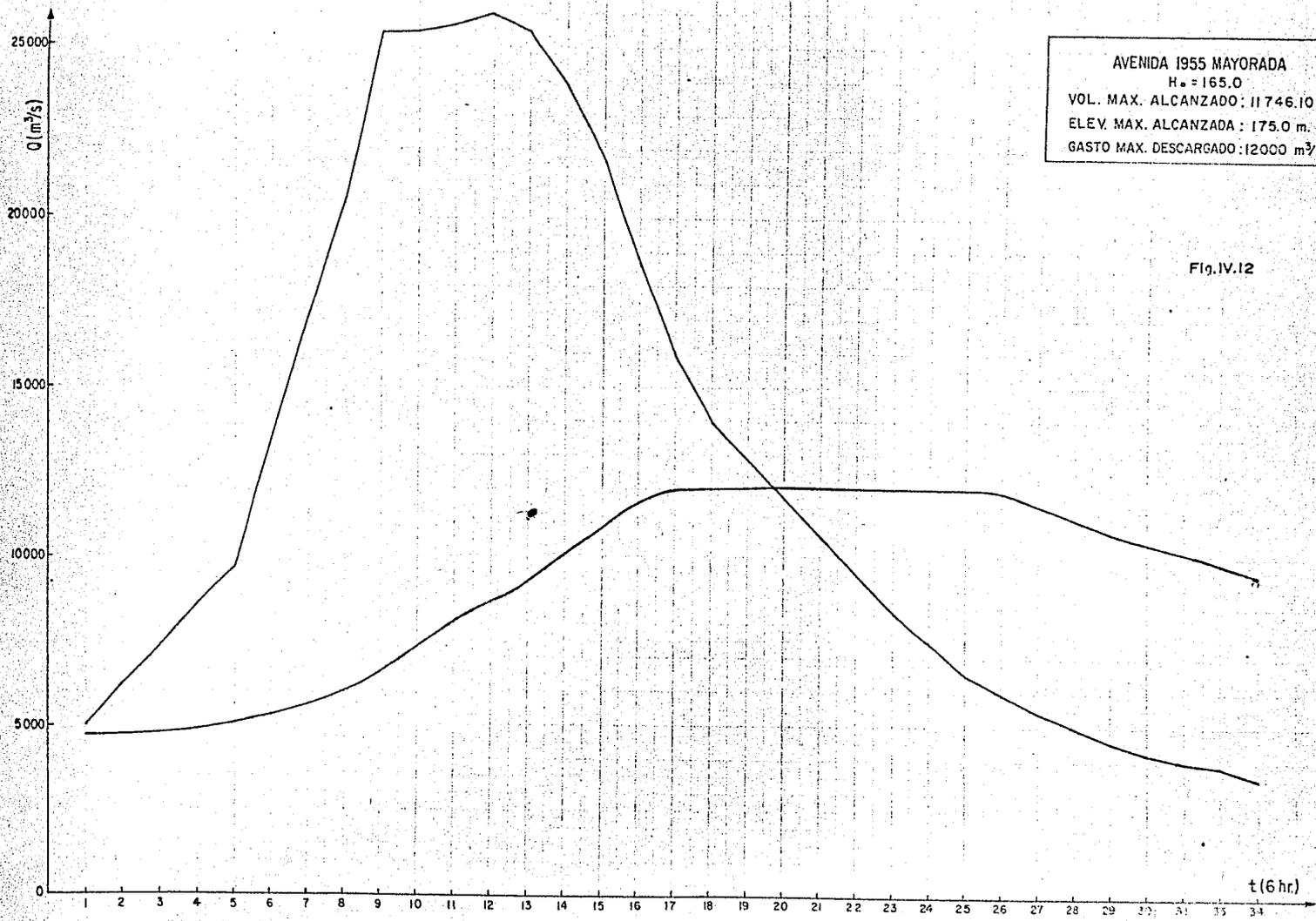


Fig. IV.11



AVENIDA 1955 MAYORADA  
 $H_a = 165.0$   
 VOL. MAX. ALCANZADO: 11746.10  $\text{Mm}^3$   
 ELEV. MAX. ALCANZADA: 175.0 m.  
 GASTO MAX. DESCARGADO: 12000  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Fig.IV.12

A P E N D I C E B - 2

En este Apéndice se muestran los resultados que se obtuvieron de aplicar la curva de descargas del vertedor hasta un punto en el cual se mantuviera el gasto de salida constante.

Se indica en cada figura el hidrograma de entradas, el hidrograma de salidas, la elevación máxima alcanzada y su volumen correspondiente y el máximo gasto descargado.

AVENIDA  
SEPTIEMBRE 1967

GASTO MAXIMO  
DESCARGADO  
(m<sup>3</sup>/s.)  
6000

H<sub>o</sub> = 165.0  
ELEV. MAX. ALCANZADA  
169.10 m.  
VOL. MAX. ALCANZADO  
9377.7 Mm<sup>3</sup>

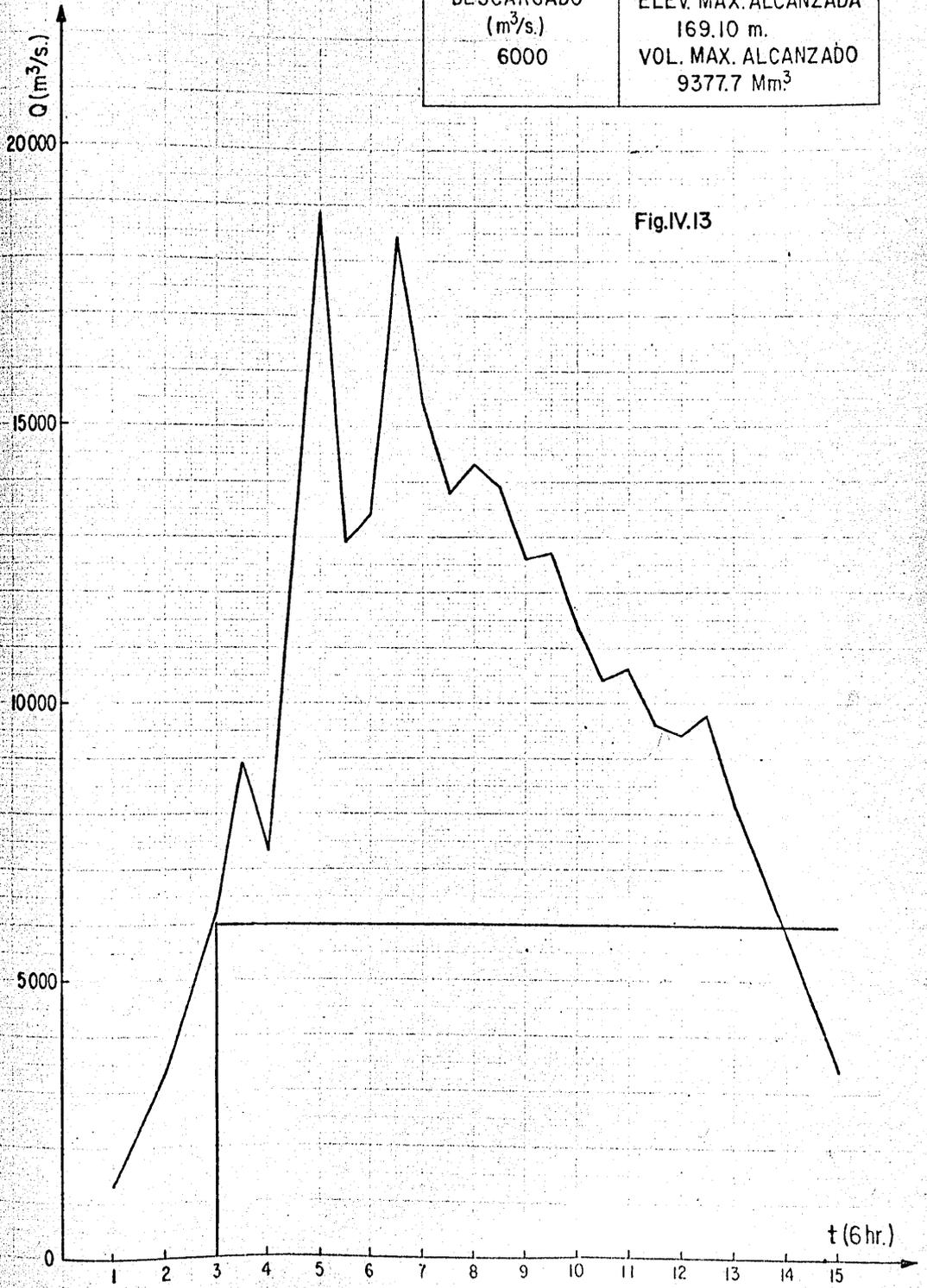


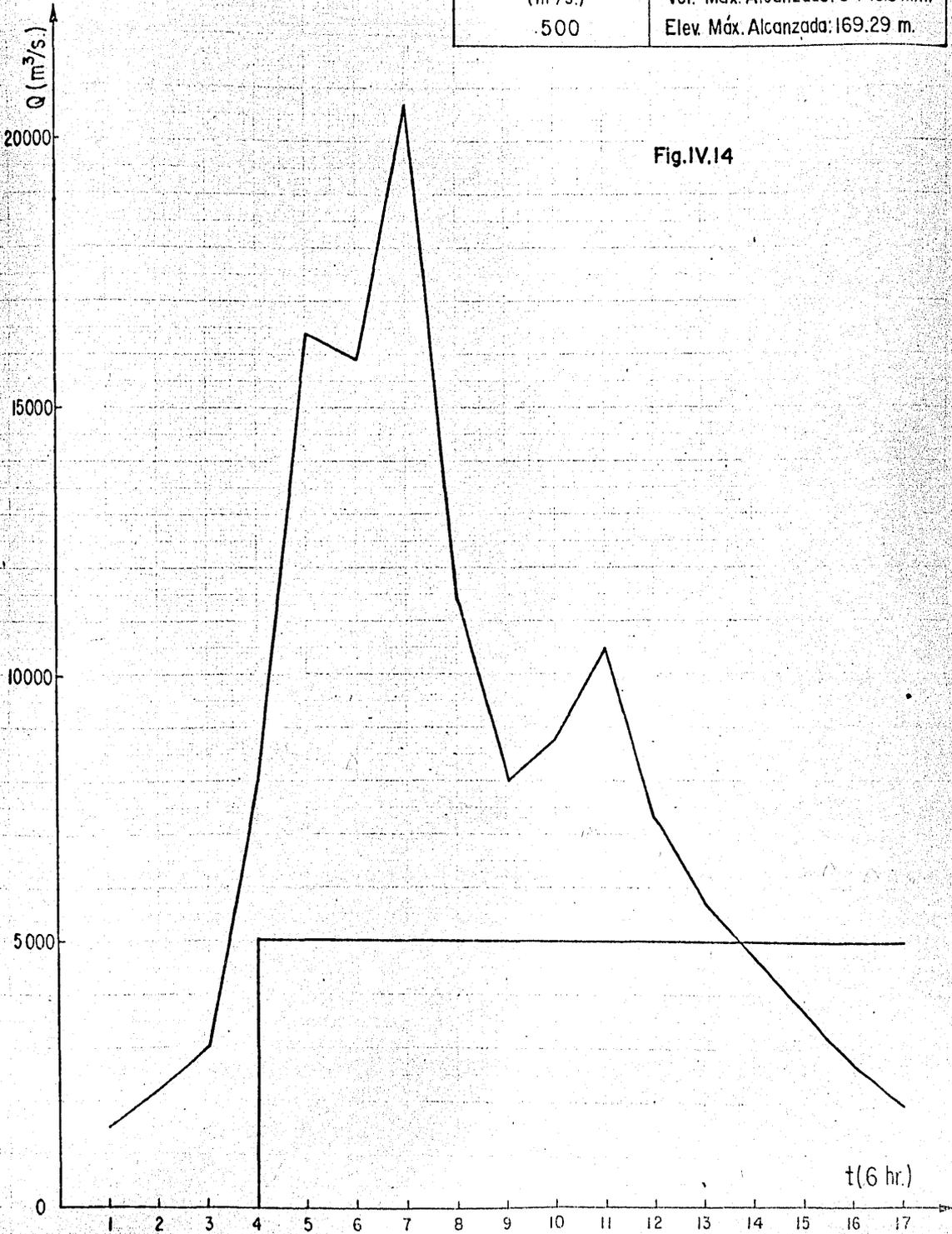
Fig.IV.13

AVENIDA  
OCTUBRE 1976

Gasto Máx. Descargado  
(m<sup>3</sup>/s.)  
500

H<sub>o</sub> = 165.0  
Vol. Máx. Alcanzado: 94458 Mm<sup>3</sup>  
Elev. Máx. Alcanzada: 169.29 m.

Fig.IV.14



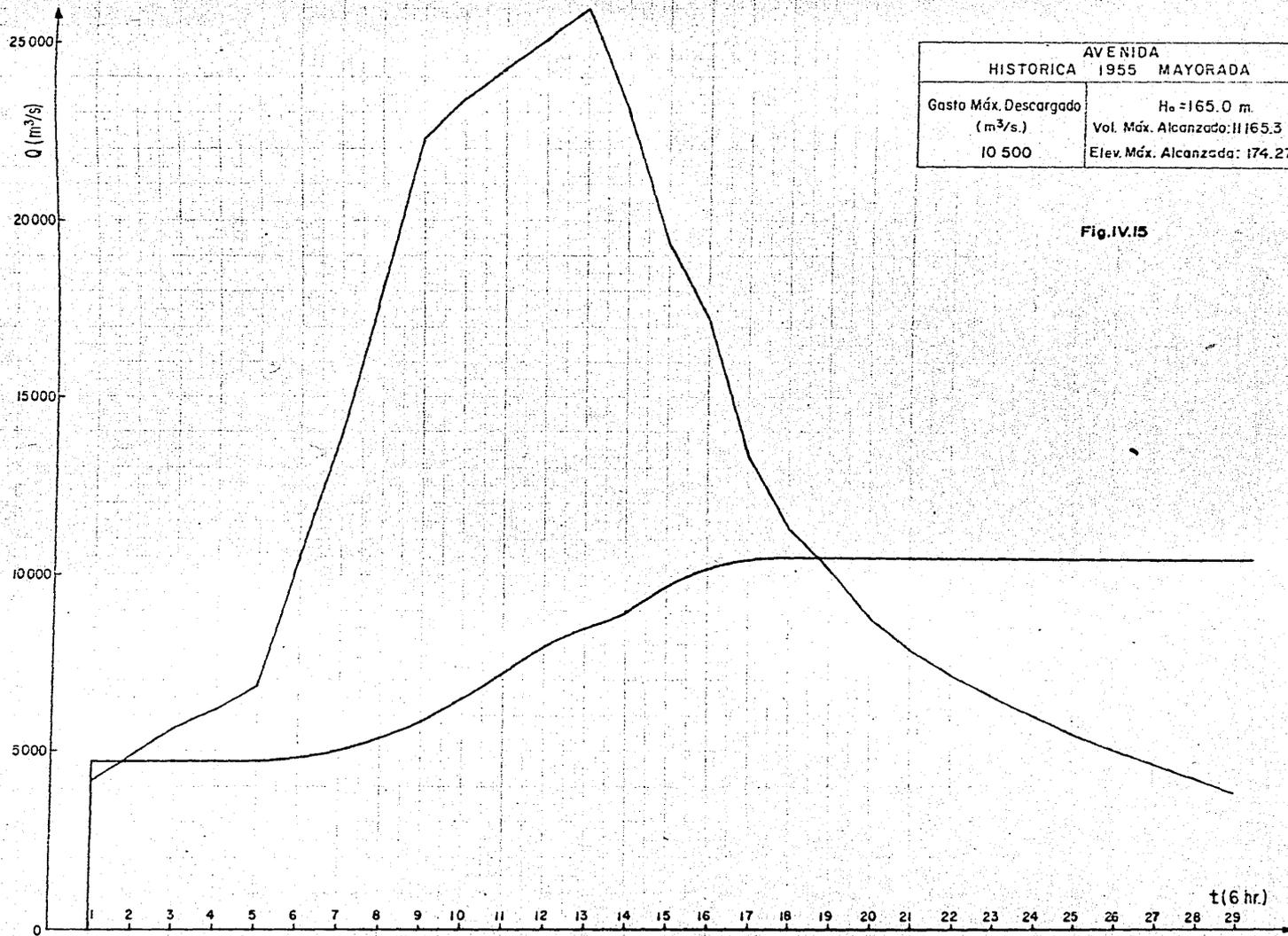
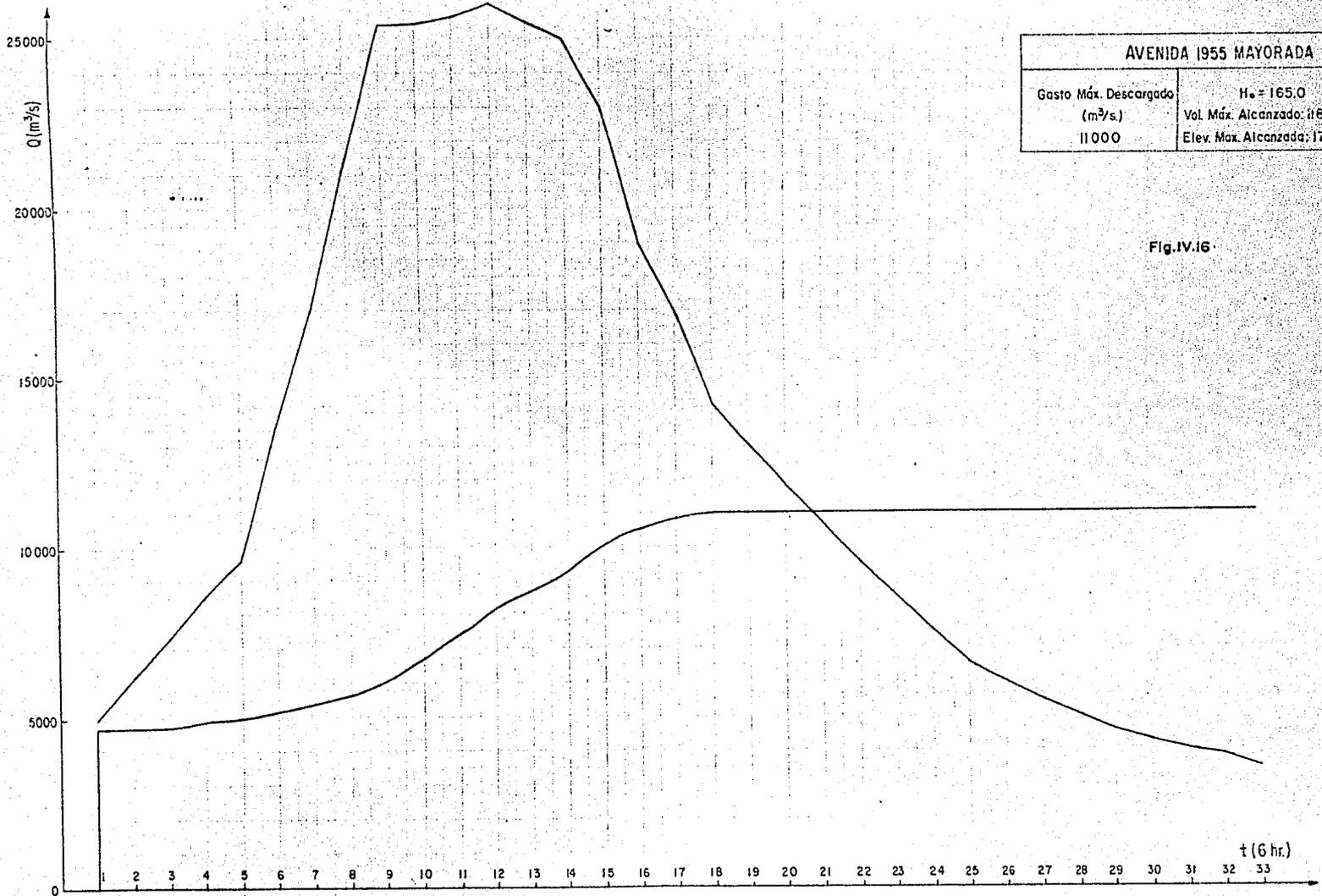


Fig. IV.15



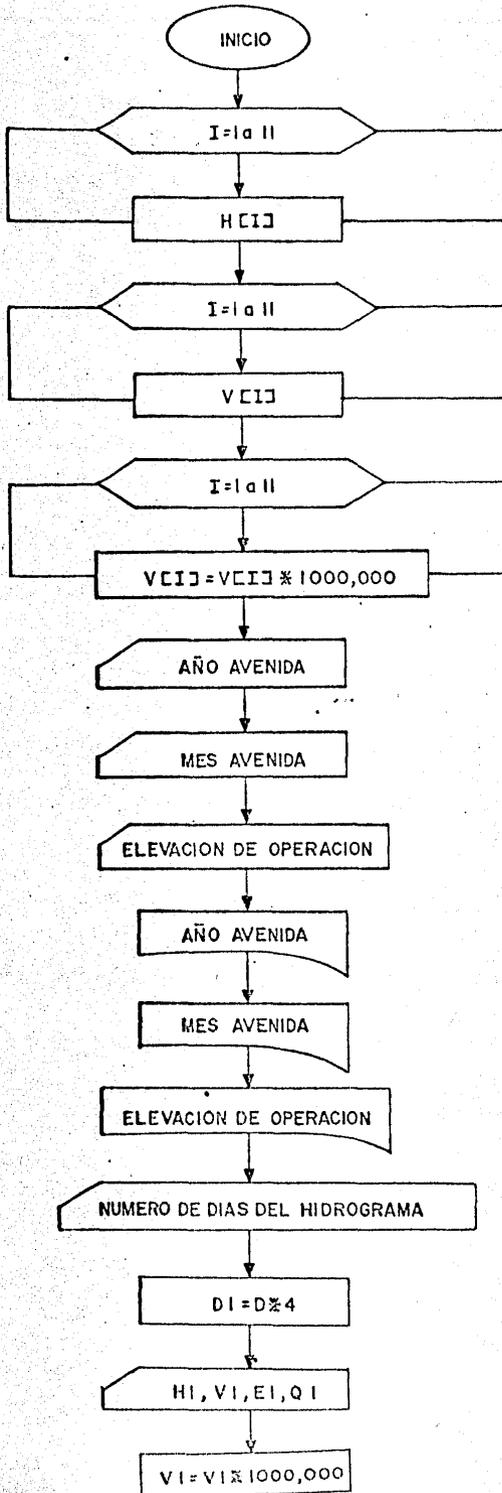
AVENIDA 1955 MAYORADA	
Gasto Máx. Descargado (m³/s.)	H <sub>0</sub> = 165.0
11000	Vol. Máx. Alcanzado: 11895.3 Mm³
	Elev. Máx. Alcanzada: 175.0 m

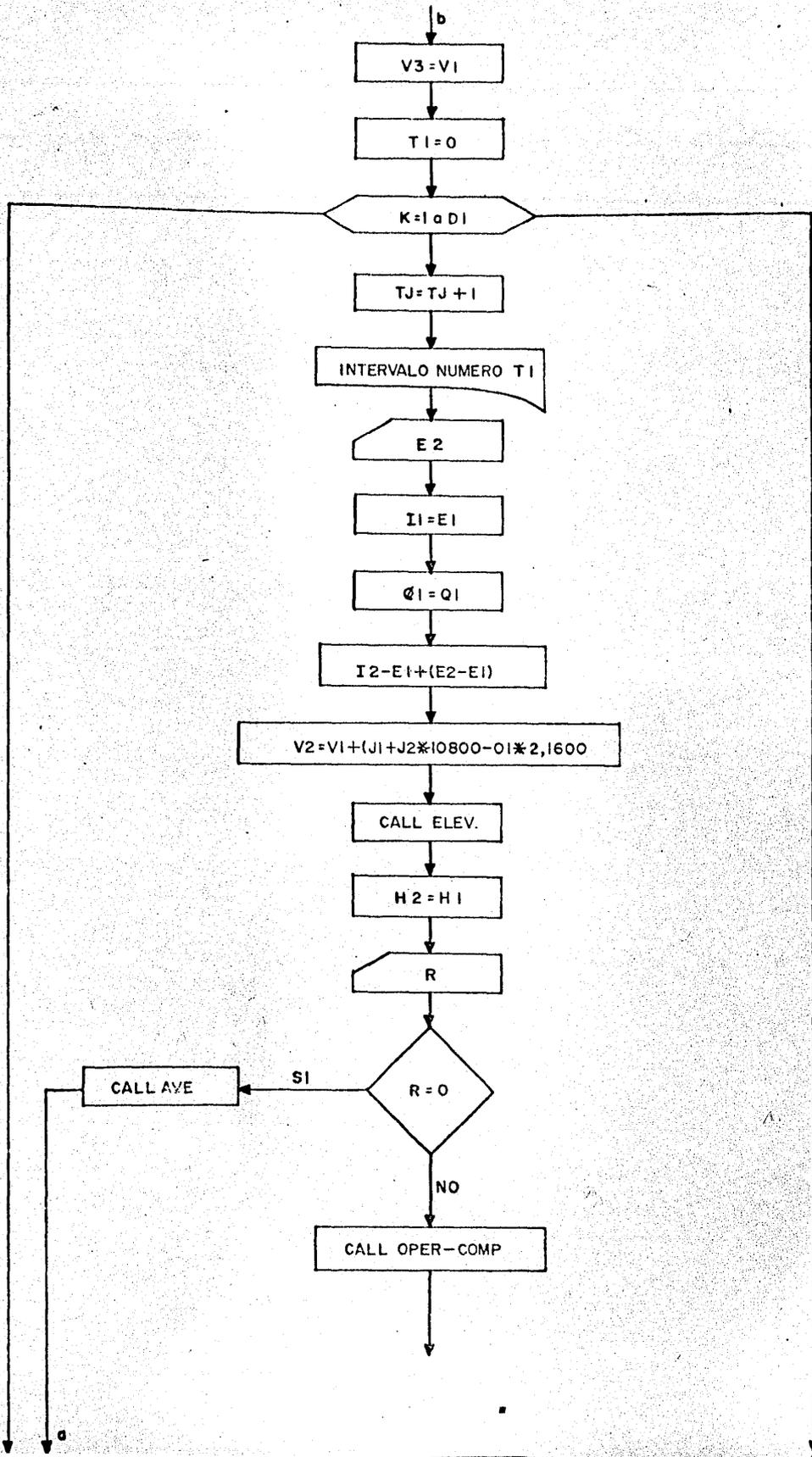
Fig. IV.16

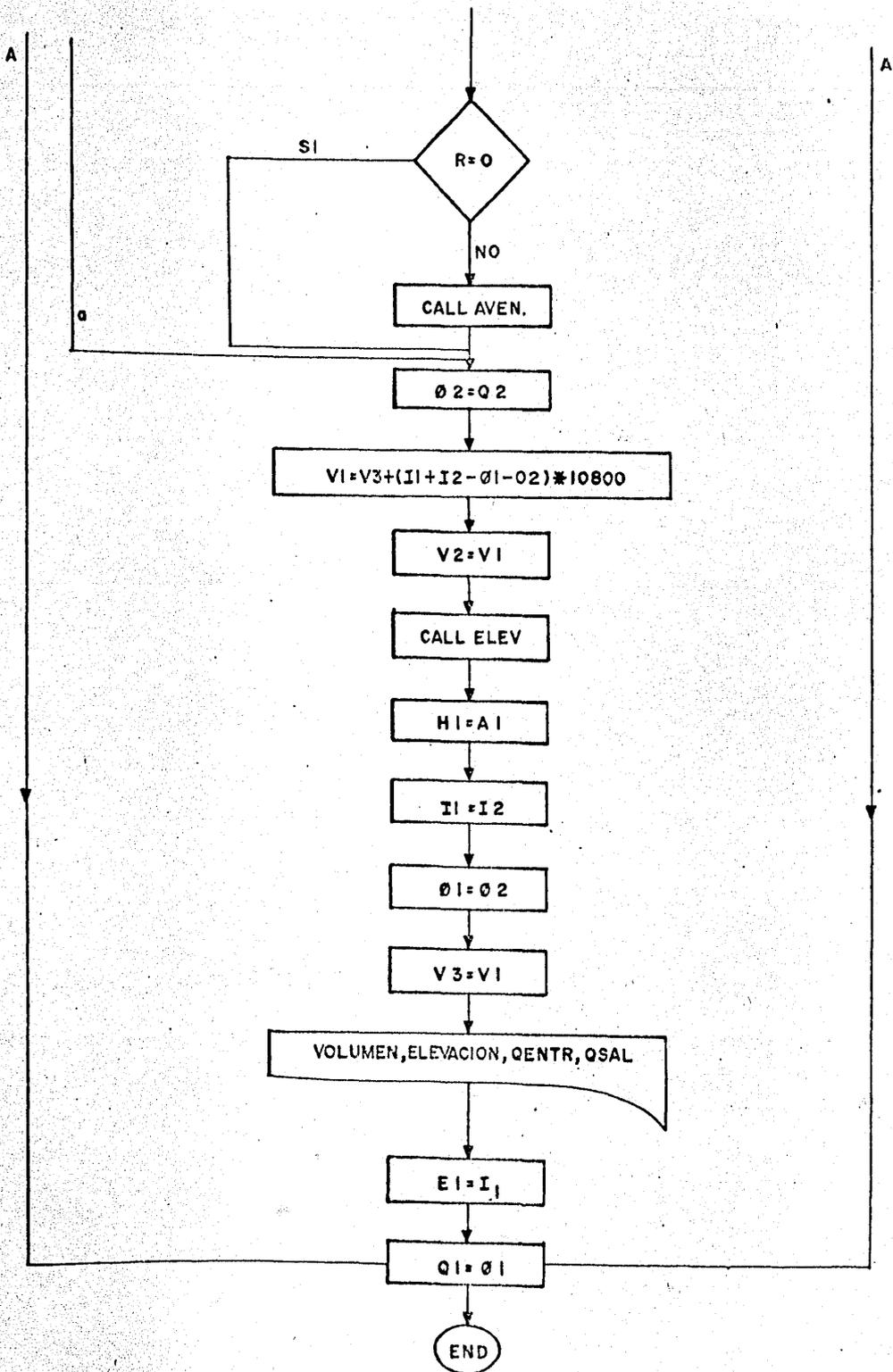
A P E N D I C E C

PROGRAMA PARA EL TRANSITO DE AVENIDAS POR EL-

VASO INFIERNILLO.

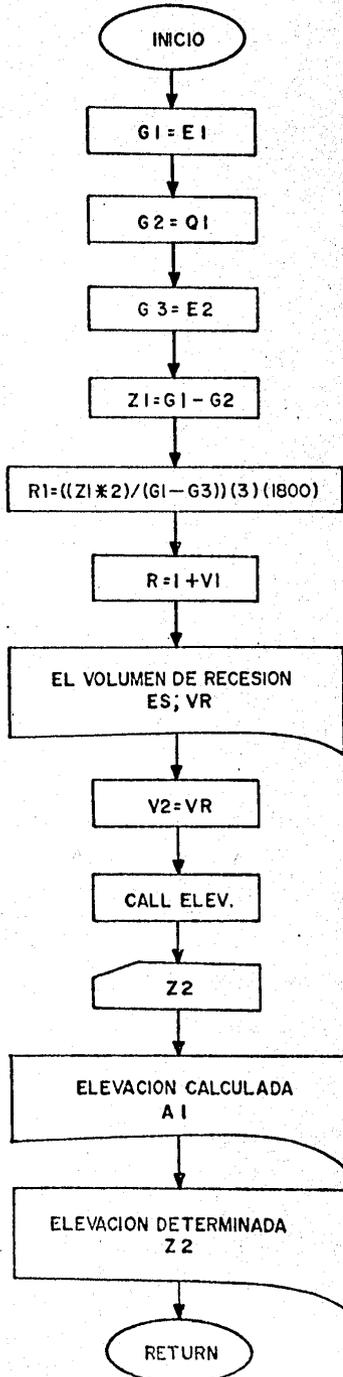






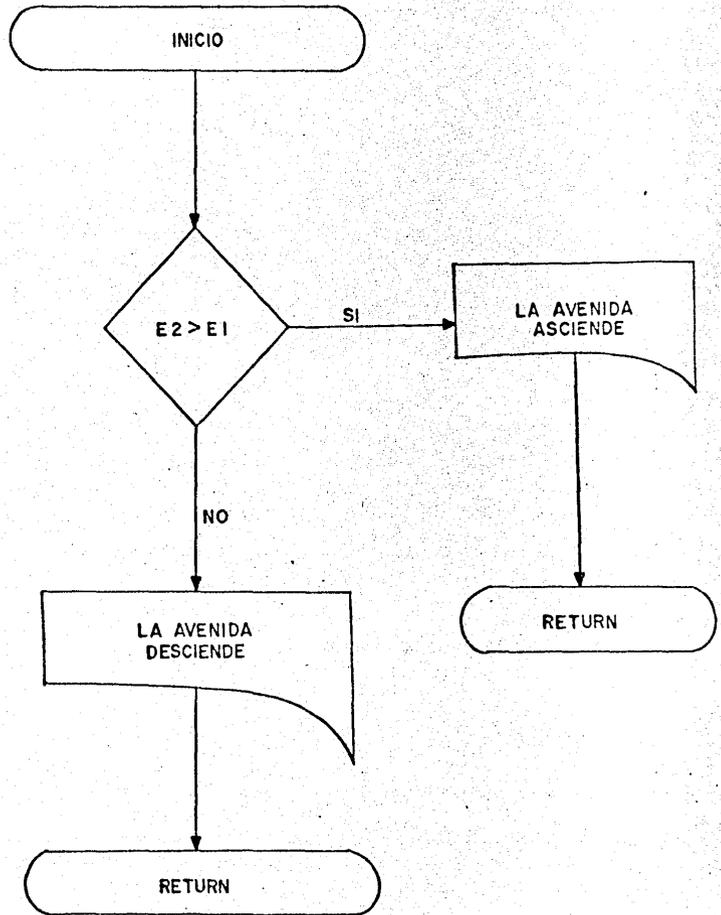
# SUBROUTINA RECESION

## CALCULA LA RECESION



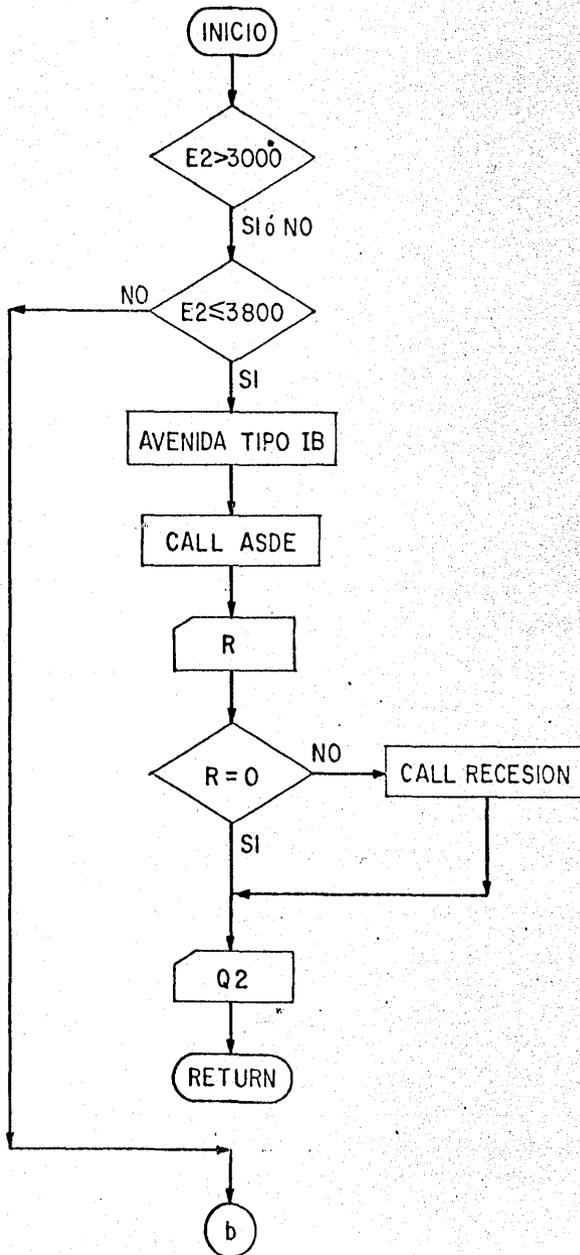
## SUBROUTINA ASDE.

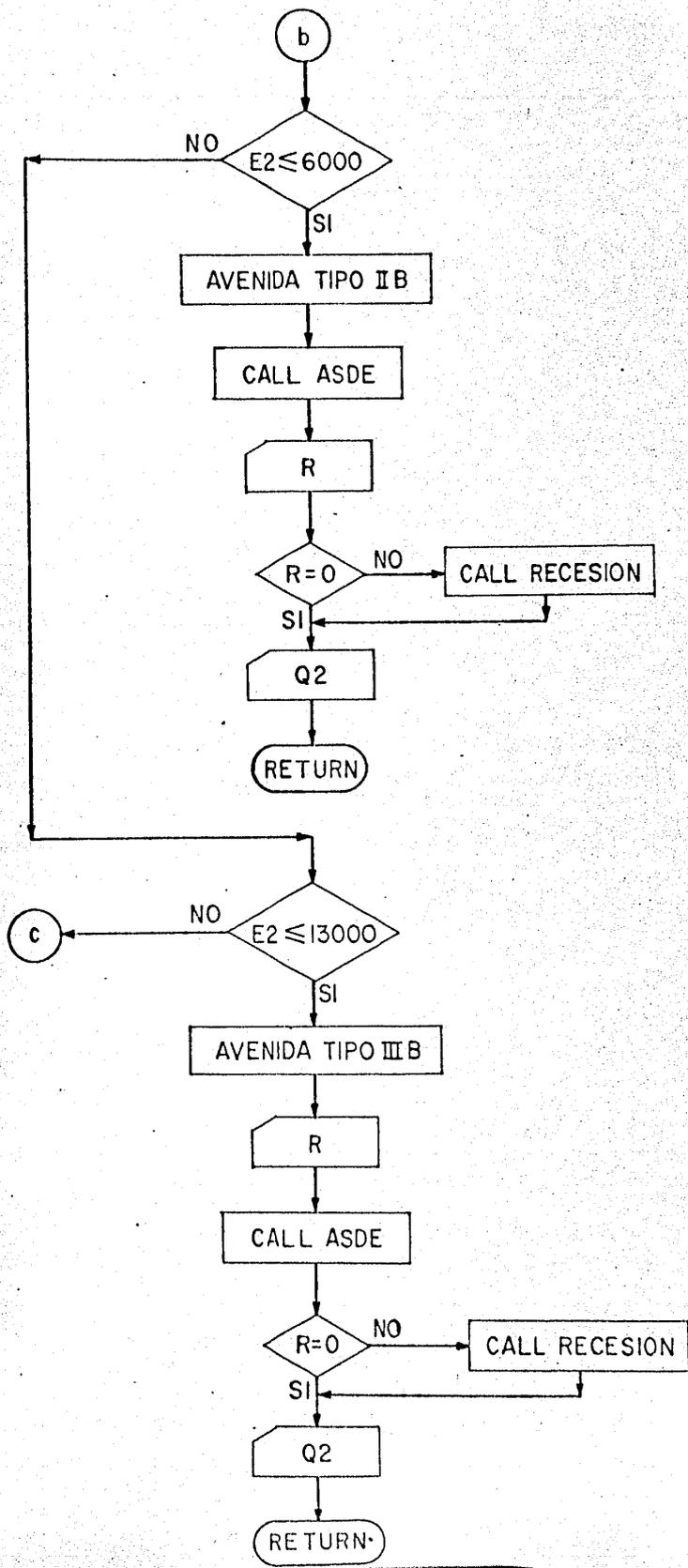
DETERMINA SI LA AVENIDA ASCIENDE O DESCIENDE.

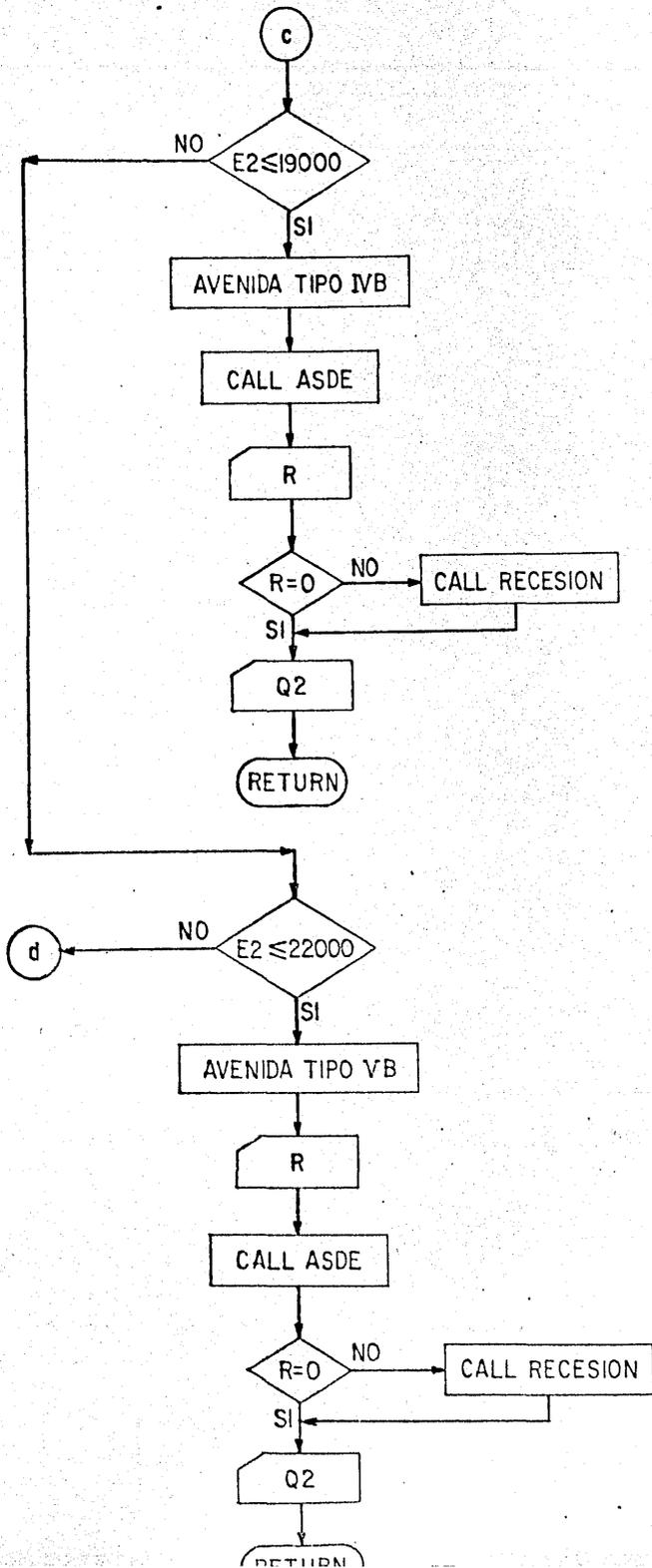


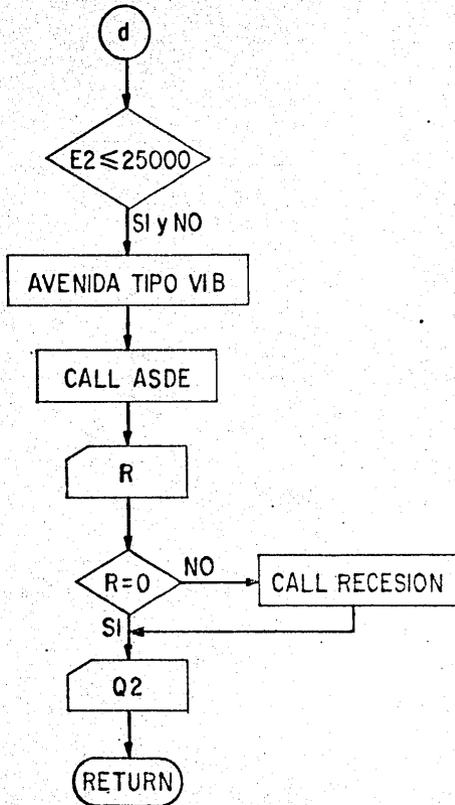
# SUBROUTINA AVE.

Determina diferentes tipos de Avenidas.



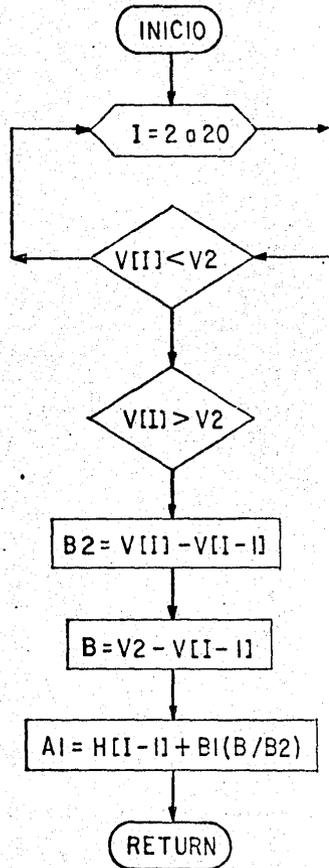






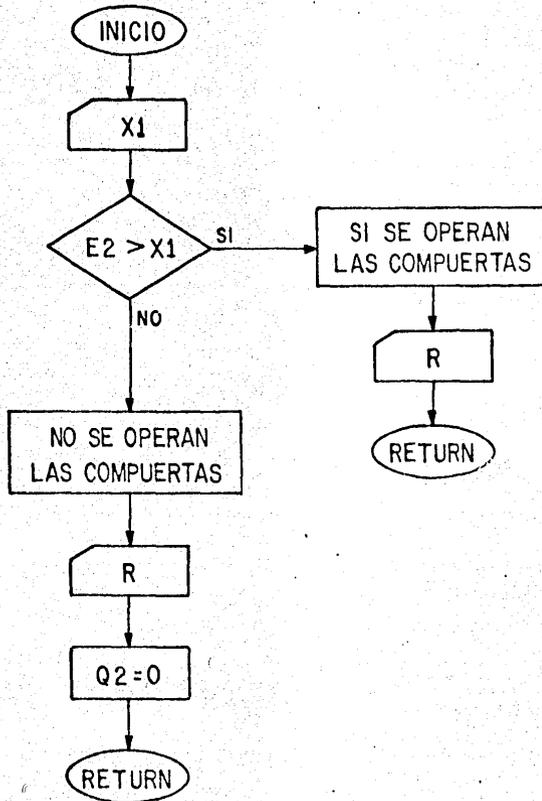
## SUBROUTINA ELEV.

Calcula la elevación a partir del volumen.



## SUBROUTINA OPER-COMP

Determina si se operan las compuertas.



## REFERENCIAS

1. González Villarreal F.J. (Ed. 1969), "*Operación de Compuertas en Presas*", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
2. Vega Roldán Oscar y Barranco Vite Enrique (Ed. 1970), "*Tránsito de Avenidas en Vasos*", Asociación Mexicana de Hidráulica (Primer Congreso Nacional de Hidráulica).
3. Rayón Aviles Arturo Angel (Ed. 1974), "*Modelo Digital para el Tránsito de Avenidas por los vasos y cauces del Río Nazas hasta la Ciudad de Torreón*", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
4. González Miramontes F.J. (Ed. 1975), "*Algunas Metodologías para el manejo de Avenidas en Presas controlables*", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
5. Arreguín Cortés Felipe I (Ed. 1977), "*Apuntes para un curso preliminar de Presas de Almacenamiento*", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
6. "*Manual de Operaciones de la Presa El Infiernillo*" (Ed. 1977), Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

## RECONOCIMIENTOS

*Al Ing. Ramón Domínguez Mora, director de esta tesis, por su gran ayuda y consejos.*

*Al Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.*

*A la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, S.A.R.H.*