

25
20



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS

FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE ESTEBAN CARDENAS HERNANDEZ



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

PAGINA

1.- INTRODUCCION	1
2.- ANTECEDENTES	5
2.1 EL CICLO HIDROLOGICO.	6
2.1.1 Introducción	6
2.1.2 Evaporación	7
2.1.3 Nociones de Hidrometeorología.	7
2.1.3.1 Contenido de vapor de la atmosfera. Agua precipitable.	7
2.1.3.2 Viento	10
2.1.4 Precipitación	11
2.1.5 Distribución de la precipitación.	12
2.2 AFECTACIONES CAUSADAS POR LA CONTRUCCION DE UNA PRESA EN UNA CUENCA.	17
2.2.1 Introducción.	17
2.2.2 Generalidades.	17
2.3 CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO.	21
2.3.1 Generalidades.	21
2.3.2 Métodos Estadísticos.	24
2.3.3 Métodos de relación Lluvia-Escurrimiento.	27
2.3.3.1 Método del Hidrograma Unitario	27
2.3.3.2 Método de Chow.	27
2.3.3.3 La Fórmula Racional.	32
2.3.4 Métodos Empíricos.	35

2.3.4.1	Fórmulas Empíricas.	35
2.3.4.2	Curvas Envolventes.	38
2.4	CUANTIFICACION DE LAS APORTACIONES A UN VASO.	45
3.-	MÉTODOS DE ANALISIS	50
3.1	TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMA CENAMIENTO.	51
3.2	MÉTODOS DE SOLUCION.	55
3.2.1	Método Semigráfico.	55
3.2.2	Método Numérico de Puls.	59
3.2.3	Método Numérico de Euler.	65
3.3	COMPARACION ENTRE LOS METODOS NUMERICOS DE PULS Y EULER.	69
3.4	VERTEDORES DE DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.	70
3.4.1	Antecedentes.	70
3.4.2	Generalidades.	77
3.5	REGLAS DE OPERACION DE COMPUERTAS.	82
3.6	METODO NUMERICO DE PULS: DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.	86
3.7	METODO NUMERICO DE EULER: DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.	97
3.8	AJUSTE DE CURVAS.	105
4.-	PROGRAMAS DE COMPUTADORA	111
4.1	INTRODUCCION.	112
4.2	METODO NUMERICO DE PULS.	112
4.2.1	Descarga Libre	112

	PAGINA
4.2.2 Descarga Controlada.	118
4.3 METODO NUMERICO DE EULER.	131
4.3.1 Descarga Libre.	131
4.3.2 Descarga Controlada.	136
4.4 SUBROUTINAS.	148
4.4.1 Generalidades.	148
4.4.2 Subrutina Longitud.	148
4.4.3 Subrutina Orificio.	152
4.4.4 Subrutina Coeficiente.	155
4.4.5 Subrutina Regla de Apertura.	161
4.4.6 Subrutina Regla de Cierre.	163
4.4.7 Subrutina Reapertura.	169
5.- EJEMPLOS DE APLICACION	175
5.1 EJEMPLO No. 1	176
5.2 EJEMPLO No. 2	188
5.3 EJEMPLO No. 3	199
5.4 EJEMPLO No. 4	207
5.5 EJEMPLO No. 5	215
5.6 ANALISIS DE RESULTADOS.	223
5.6.1 Ejemplo No. 1.	223
5.6.2 Ejemplo No. 2.	224
5.6.3 Ejemplo No. 3.	225
5.6.4 Ejemplo No. 4.	226
5.6.5 Ejemplo No. 5.	227
6.- CONCLUSIONES	229
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	233

1.- INTRODUCCION

La Hidráulica es una de las principales Ramas de la Ingeniería Civil; abarca el diseño y operación de obras cuyo objetivo es el adecuado aprovechamiento del agua para satisfacer diversas necesidades humanas.

Desde el inicio de las primeras civilizaciones hasta poco más de principios del Siglo XX, los proyectos de obras hidráulicas no tuvieron una base firme en cuanto a planeación y estudios previos; la experiencia adquirida en cada uno de éstos era el único punto de apoyo. En el caso de nuestro país son notables las obras llevadas a cabo por las culturas indígenas: como ejemplo tenemos el Acueducto que partía de Chapultepec a la Ciudad de México-Tenochtitlán y el dique cuya construcción se debió al Rey Netzahualcóyotl con el fin de separar las aguas dulces de las salitrosas en el Lago de Texcoco. Posteriormente, en la época colonial, se construyeron obras como el Acueducto de Arcos en la Ciudad de Querétaro y el Tajo de Nochistongo en el Valle de México.

La construcción de la infraestructura hidráulica moderna de México data desde los años posteriores a la revolución hasta nuestros días; sistemas de riego, presas de almacenamiento y derivación, sistemas de distribución de agua potable y alcantarillado, etc.

El objetivo de cualquier proyecto de ingeniería no termina cuando éste se ha construido, ya que debe operarse adecuadamente para obtener el máximo rendimiento sin que rebase las limitaciones para las cuales se diseñó. Las obras hidráulicas quedan por tanto, dentro de este contexto.

Actualmente, los estudios hidrológicos son la base de apoyo para el diseño y la operación de obras hidráulicas; en la etapa-

de diseño tienen como objetivo determinar la disponibilidad natural de agua, de tal forma que los ingenieros decidan sobre la construcción de estructuras ya sea para cubrir posibles deficiencias ó manejar los volúmenes excedentes.

En la etapa de operación, son fundamentales en la propuesta de políticas para el uso del agua durante la vida útil de cualquier estructura hidráulica. El estudio de las condiciones climatológicas relacionadas con el ciclo hidrológico (hidro meteorología) permite, con una cierta precisión predecir la magnitud de la precipitación y la avenida que esta generará. Las técnicas de predicción de avenidas se utilizan para estimar los daños que puedan sufrir las poblaciones y construcciones humanas, y estar en condiciones de operar adecuadamente las obras de control de avenidas (en caso de que existan) para disminuir lo más posible esos daños.

Otra aplicación importante se encuentra en obras para generación de energía eléctrica (centrales hidroeléctricas).

Además de la experiencia adquirida a través del tiempo en la operación de obras hidráulicas, ha cobrado actualmente gran importancia una técnica conocida en Ingeniería de Sistemas como Simulación en la cual mediante modelos matemáticos, se representa lo más real posible un fenómeno natural. Un ejemplo lo constituye el tránsito de avenidas en vasos, que simula el paso de una avenida por el vaso de una presa y su desalajo en parte, por un vertedor de dimensiones supuestas.

Este trabajo nació con la inquietud de estudiar un aspecto importante en la operación de centrales hidroeléctricas, como el transitar una avenida por el vaso donde la descarga del vertedor es controlada por compuertas. En particular se trata de presentar la aplicación de una técnica de hidrología a políticas de operación de la obra de excedencias y las consecuencias que implica el llevarlas a cabo. Asimismo, se pretende que sirva en la práctica profesional y como apoyo docente a profesores y alumnos.

El estudio del tránsito de avenidas en vasos en la clase de hidrología, se reduce muchas veces a la mera exposición de métodos de cálculo y no a sus aspectos característicos. Aunado a esto, la bibliografía existente en idioma español no explica adecuadamente el fenómeno, por lo cual muchos alumnos tienen deficiencias en este tema tan importante para la clase de obras hidráulicas.

Más que desarrollar a profundidad y presentar procesos matemáticos rigurosos, se buscó, partiendo de antecedentes básicos, mostrar los aspectos prácticos del tránsito de avenidas en vasos y estar en condiciones de interpretar sus resultados.

A continuación se describe el contenido de la tesis.

En el Capítulo 2 se expone de una manera breve el ciclo hidrológico y los conceptos de hidrometeorología relacionados con éste, efectos causados por la construcción de una presa en una cuenca, la avenida de diseño y métodos principales para su cálculo. Además se exponen los conceptos sobre aportaciones de agua a un vaso y la influencia de la operación de un vertedor de descarga controlada en su funcionamiento.

En el Capítulo 3 se explica el tránsito de avenidas en vasos partiendo de la ecuación de continuidad, y los aspectos característicos del fenómeno. Los métodos de cálculo se explican primero para condición de descarga libre en el vertedor y previa exposición de algunos conceptos básicos sobre vertedores de descarga controlada y reglas de operación de compuertas, se desarrollan los métodos para transitar avenidas en vasos considerando un vertedor de descarga controlada por compuertas. Se incluye un subcapítulo sobre ajuste de curvas como complemento.

En el Capítulo 4 se presentan los listados de los programas de computadora desarrollados en lenguaje BASIC, para los métodos expuestos en el Capítulo 3, considerando las condiciones de descarga libre y descarga controlada.

Se indican además los resultados que se obtiene con cada uno y se explican las subrutinas de los programas para descarga controlada.

En el Capítulo 5 se muestran los ejemplos de aplicación de los programas de computadora; el primero es el tránsito de una avenida con un vertedor de cresta libre y en los restantes, se transitan avenidas considerando vertedor de descarga controlada por compuertas. Aquí reviste especial importancia el observar la aplicación de políticas de operación de compuertas.

Por último, en el Capítulo 6 se exponen las conclusiones en base a los resultados obtenidos y se hacen propuestas a las políticas de operación de compuertas.

Al realizar esta tesis se ha buscado mostrar a grandes rasgos la aplicación de conocimientos impartidos en la Universidad a un problema real, y en particular ilustrar unos de los muchos-interesantes temas de la Ingeniería Hidráulica.

2.- ANTECEDENTES

2.1 EL CICLO HIDROLÓGICO

2.1.1 INTRODUCCION

El Ciclo Hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología : aún cuando puede parecer sencillo, transcurrió mucho tiempo para que se comprendiera la forma de su ocurrencia. Entre las variadas representaciones que del él pueden hacerse, la descriptiva es quizás la forma más ilustrativa (Fig. 2.1)

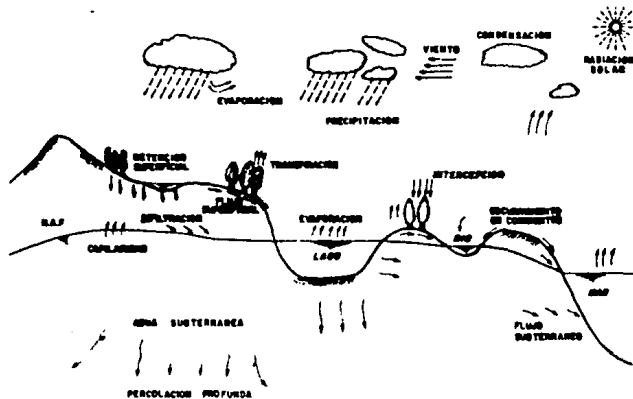


Fig. 2.1 El Ciclo Hidrológico

Como todos los ciclos, el hidrológico no tiene principio ni fin y su descripción puede comenzar en cualquier punto; puede decirse que gracias al ciclo hidrológico, el movimiento del agua queda sujeto a los distintos fenómenos que ocurren en la naturaleza.

Una descripción a grandes rasgos es: la evaporación del agua - de los grandes almacenamientos debido a la acción de los rayos solares, provoca el transporte de vapor hacia la atmósfera, formando nubes. Al condensarse éstas ocurre la precipitación, de la cual una parte es retenida momentáneamente para volverse a evaporar; otras partes se infiltran en el suelo mientras que una cantidad reducida escurre, formando los cauces naturales - por los que regresa a los grandes almacenamientos donde se reinicia el ciclo.

De la parte que se infiltra, una porción menor puede ir a zonas muy profundas; otra, la mayoría, regresará a los cauces naturales por diversos medios.

2.1.2 EVAPORACION

La evaporación es (ref. 1) el proceso mediante el cual el agua cambia del estado líquido al gaseoso, transferiéndose así a la atmósfera.

La cantidad de agua a evaporarse dependerá (ref. 1) de factores como:

- a) La radiación solar.
- b) Temperatura del aire.
- c) La presión del vapor.
- d) El viento.
- e) La presión atmosférica.

2.1.3 NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGIA

Se da el nombre de hidrometeorología al estudio de los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, siendo éstos de interés en la Ingeniería Hidrológica.

A continuación se desarrollarán de una manera sencilla algunos conceptos básicos de esta ciencia.

2.1.3.1 Contenido de Vapor de la Atmósfera. Agua Precipitable.

Para el desarrollo del tema, será necesario explicar algunos conceptos introductorios tales como presión de vapor, humedad relativa, humedad absoluta y humedad específica.

1) Presión de vapor.

La presión de vapor es el peso de una columna de vapor por unidad de área, es decir, es la presión que ejercería pensando que los otros gases atmosféricos no existieran.

Para una determinada presión y temperatura, habrá una cantidad máxima de vapor por unidad de volumen sin condensarse (sin pasar el estado líquido). A la masa de aire que contiene esa cantidad máxima de vapor, se le llama saturada y la temperatura que existe en esas condiciones es conocida como punto de rocío. La presión de vapor de una masa de aire saturada se conoce como presión de vapor de saturación y la relación que existe entre ésta y la presión de vapor está dada (ref. 2) - por la ecuación

$$ed = ew - 0.00066p (ta-tw) (1+0.00115tw) \quad (2.1)$$

donde

ed = Presión de saturación correspondiente a un punto de rocío, td, en milibares.

ta = Temperatura real del aire (temperatura de bulbo seco), en °C.

tw = Temperatura medida con termómetro de bulbo húmedo, en °C.

ew = Presión de saturación a la temperatura de bulbo húmedo, en milibares.

p = Presión atmosférica, en milibares.

2) Humedad relativa.

Es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación, expresada en porcentaje.

$$Hr = 100 \frac{ea}{ed} \quad (2.2)$$

siendo

ea = Presión de vapor real, en milibares

ed = Presión de vapor de saturación, en milibares

Hr = Humedad relativa, en %

3) Humedad absoluta.

Es la masa de vapor de agua contenida por unidad de volumen de aire.

$$Qv = \frac{\text{Masa de vapor}}{\text{Volumen de aire}} = \frac{Mv}{Vaire} \quad (2.3)$$

donde

Qv = Humedad absoluta, en kg/m³

4) Humedad específica.

Es la relación entre la masa de vapor y la de aire húmedo (aire + vapor)

$$H_s = q = \frac{M_v}{M_a + M_v} = \frac{\rho_v}{\rho_a + \rho_v} \quad (2.4)$$

en esta ecuación

H_s ó q = Humedad específica, en kg/kg

M_a = Masa de aire seco, en kg

ρ_a = Densidad del aire seco, kg/m³

Para que ocurra la formación de nubes, el agua que se evapora de la superficie terrestre debe elevarse hasta que la temperatura y presión sean las adecuadas para producir la condensación, es decir, hasta que se alcance el punto de rocío. La condensación tendrá lugar cuando se unan gotas pequeñas que formarán gotas cada vez más grandes.

Lo que interesa en Ingeniería Hidrológica es el contenido de vapor de agua en la atmósfera para un lugar determinado, especialmente, la cantidad de lluvia que producirá ese vapor. La cantidad de vapor de agua que existe en una columna de aire de área unitaria y altura "Z" es conocida como "AGUA PRECIPITABLE" pudiendo demostrarse (ref. 2) que su cálculo es posible con la ecuación:

$$W = \frac{1}{g} \int_p^{P_o} q dp \quad (2.5)$$

donde

q = Humedad específica, en kg/kg

dp = Diferencial de presión, en milibares

g = Gravedad terrestre, en m/s²

P, P_o = Límites de integración

W = Agua precipitable, en kg/m²

Si las unidades de "p" son [FL-2] resultara que las unidades de W son [ML-2].

Comúnmente "p" es conocida en milibares y se desea expresar a W en unidades de longitud (o lámina) (mm); de acuerdo a esto, la ecuación (2.5) quedará finalmente así:

$$W = 10 \int_p^{P_o} q dp \quad (2.6)$$

donde

p = Milibares

q = kg/kg

Con la ecuación (2.6) es posible calcular el agua precipitable, teniendo a la mano datos de humedad específica a diferentes altitudes ó niveles de presión. La dificultad para disponer de - datos de sondeos meteorológicos, obliga a la estimación de la - lámina precipitable W utilizando mediciones hechas en la superficie terrestre por ser éstas más fáciles de obtener.

Un factor importante en el Ciclo Hidrológico son los movimientos de las masas de aire y de ellas se hablará a continuación.

2.1.3.2 Viento

La diferencia de la densidad del aire entre 2 puntos de la superficie terrestre provoca el movimiento continuo de masas de - aire, ocurriendo éste de las regiones frías a las calientes. La diferencia de temperaturas en cada punto de la tierra es la causa de que el aire no tenga la misma densidad y la tendencia del mismo, para buscar su equilibrio, mantiene a la atmósfera terrestre en movimiento. Al movimiento del aire se llama "VIENTO" y generalmente sólo se da ese nombre al componente horizontal - del movimiento, pues el vertical es casi siempre muy pequeño.

Las diferentes fuerzas que producen los vientos son (ref. 2) - las siguientes:

- 1) Fuerzas de presión
- 2) Fuerza debida a la rotación de la tierra (coriolis)
- 3) Fuerza centrípeta
- 4) Fuerza debida a la fricción

Generalmente la combinación de las cuatro fuerzas mencionadas, - en diversas proporciones, producen el llamado Viento Real.

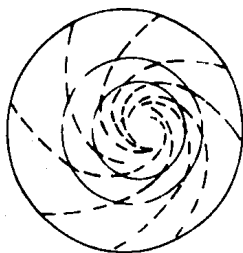
Por su influencia en la precipitación, ciertos tipos de vientos como los que caracterizan a los ciclones, huracanes, etc., debe mencionárseles.

Se explicarán brevemente sus efectos y características en el siguiente párrafo.

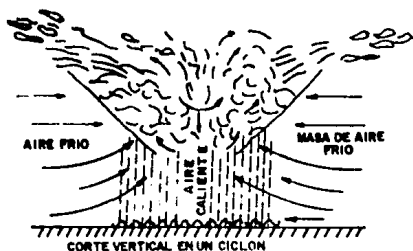
FORMACION DE CICLONES Y SU INFLUENCIA EN LA PRECIPITACION

En determinadas épocas del año se producen perturbaciones atmos

féricas de gran intensidad conocidas como " CICLONES TROPICALES " " HURACANES " en las Antillas y " TIFONES " en las Costas de China y Filipinas. Estas tempestades están formadas por un remolino ó torbellino enorme con presiones atmosféricas muy bajas en su centro y con vientos convergentes alrededor de la presión mínima llamada " VORTICE " según la fig. 2.2. Las velocidades del viento crecen del exterior hacia este centro y sus direcciones convergentes se convierten casi en circulares en el vórtice. El diámetro de la tempestad alcanza 800 o más kms. teniendo el vórtice un diámetro aproximado de 35 a 50 kms.



VORTICE EN UN CICLON



CORTE VERTICAL EN UN CICLON

Fig. 2.2

Existen diversas teorías (ref. 3), dos principalmente, acerca del origen de estos meteoros. Su aparición trae consigo precipitaciones abundantes en las costas hacia donde se dirige; los vientos reducen su intensidad al entrar a tierra y es más notorio si existen cadenas montañosas. El contacto con éstas obliga a las corrientes de aire a ascender hasta que la temperatura da lugar a la condensación; por esto las precipitaciones son muy intensas e incrementan el caudal en las corrientes superficiales de la cuenca en forma significativa.

Los ciclones ejercen gran influencia en el régimen hidrológico de las cuencas cuya corriente principal tenga su salida al mar, y depende de las características físicas de las cadenas montañosas que las limitan.

2.1.4 PRECIPITACION

Desde el punto de vista de la Ingeniería Hidrológica la preci-

pitación es la principal fuente del agua que existe en la superficie terrestre.

Actualmente se considera como principal fuente de humedad para la precipitación, a la evaporación que ocurre en la superficie de los océanos y quizá no más del 10% de la precipitación continental se deba a la evaporación del agua existente en los continentes. Puede señalarse como factores que influyen en el clima y por ende, en la precipitación, a la ubicación de una región con respecto al sistema general de circulación, la latitud y la distancia a la fuente de humedad. Pero, a menudo, las barreras orográficas influyen en mayor parte en el clima de una región que la misma cercanía a la fuente de humedad.

La precipitación recibe el nombre de la causa que la provoca, pudiendo ser (ref. 1) de 3 tipos principalmente, las cuales son:

- 1) Precipitación Convectiva
- 2) Precipitación Ciclónica { Frontal
No Frontal
- 3) Precipitación Orográfica

Se ha realizado estudios tendientes a predecir la máxima precipitación que puede ocurrir en una región, dadas ciertas condiciones atmosféricas. Como resultado de esos estudios se han propuesto ciertos modelos matemáticos conocidos como "MODELOS DE LLUVIA", (ref. 2) mediante los cuales pueden aislarse factores importantes en el proceso de precipitación. La aplicación de los modelos de lluvia es mejor a gran escala, ya que pueden tenerse grandes errores en la estimación del flujo de humedad si se pretende hacerlo a tormentas "pequeñas".

Los modelos de lluvia más simples conocidos son dos (ref. 2): El Modelo de Plano Inclinado y el Modelo Convergente. El Modelo de Plano Inclinado describe de manera simplificada el proceso de la precipitación en el caso de tormentas orográficas o frontales y el Modelo Convergente es utilizado para describir el proceso de precipitación en el caso de tormentas convectivas o ciclónicas.

2.1.5 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION

Una vez que ha ocurrido la precipitación en la cuenca, se distribuirá en varios factores, pudiendo decirse que son:

- 1) Escurrimiento
- 2) Infiltración
- 3) Evapotranspiración

4) Evaporación

A continuación se explicará brevemente cada uno de ellos.

1) Escurrimiento

El escurrimiento es el agua producto de la precipitación que al circular sobre ó bajo la superficie del suelo, alcanzará una corriente para ser finalmente drenada hasta la salida de la cuenca. De acuerdo a los distintos caminos que tome el agua para alcanzar una corriente, el escurrimiento puede ser superficial, subsuperficial y subterráneo.

El agua que escurre sobre la superficie del suelo es llamada Flujo Superficial y se produce mientras ésta no llegue a cauces bien definidos; cuando logre alcanzarlos se convierte en Escurrimiento en Corrientes, y junto con el flujo superficial constituyen el Escurrimiento Superficial

El Escurrimiento Subsuperficial es la parte de la precipitación que al infiltrarse escurre cerca de la superficie del suelo más ó menos paralelamente al escurrimiento superficial. Por último el agua que se infiltra a niveles más profundos que el freático se le llama Escurrimiento Subterráneo.

El escurrimiento superficial es el que más rápidamente alcanza la salida de la cuenca y se le asocia a una tormenta particular; por eso se dice que se origina de la precipitación en exceso ó efectiva y que constituye el Escurrimiento Directo.

El Escurrimiento Subterráneo es el que más lentamente alcanza la salida de la cuenca y por lo general es difícil asociarlo a una tormenta particular. Por ser el que alimenta a las corrientes cuando no es época de lluvias, se le llama Escurrimiento Base.

De acuerdo a su rapidez ó lentitud de desplazamiento-relativas, al escurrimiento subsuperficial se asocia al superficial ó subterráneo respectivamente, debido a la dificultad en distinguirlo de los 2 anteriores.

Como resumen, se tiene el siguiente diagrama :

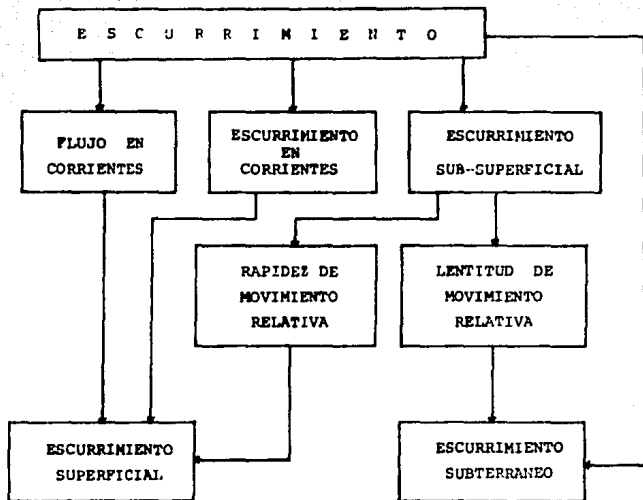


Fig. 2.3

2) Infiltración

La infiltración es el movimiento del agua a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, causado por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares. La infiltración representa la mayor parte de un término que en Ingeniería Hidrológica se le conoce como " Pérdidas " siendo éstas la diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida.

Generalmente, el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimiento durante una tormentada siendo notorio cuando el grado de urbanización en las cuencas es relativamente bajo.

Un factor importante en el estudio de la infiltración es el término conocido como "Capacidad de Infiltración" y éste es la cantidad de agua que puede absorber un suelo por unidad de tiempo. La capacidad de infiltración depende de muchos factores, destacándose los siguientes:

- a) Textura del suelo.
- b) Contenido de humedad inicial (antes de la precipitación).
- c) Contenido de humedad de saturación.
- d) Cobertura vegetal.
- e) Uso del suelo.
- f) Aire atrapado en el suelo.
- g) Lavado de material fino.
- h) Compactación del material del suelo.
- i) Temperatura, sus cambios y diferencias.

3) Evapotranspiración

La evapotranspiración (ref. 4) es la evaporación de la humedad desde la superficie de la tierra incluyendo lagos, corrientes y la cobertura vegetal del suelo.

La aplicación principal del conocimiento de la evapotranspiración se encuentra en fines agrícolas, definiéndose en éstos como Uso Consuntivo = ETP que es la ETP de la cubierta vegetal sobre la tierra, relacionada con agricultura y asociada con los requerimientos de irrigación.

El U.C. en una zona depende de muchos factores que incluyen clima, abastecimiento de humedad del suelo, crecimiento de la vegetación, tipo de suelo y manejo de la tierra. Igualmente está relacionado con la temperatura mensual (Clima), % de horas luz al día (Clima), ci-

cio vegetativo de la planta y precipitación.

Para el cálculo del Uso Consuntivo se conoce la fórmula de Blaney-Criddle que en sistema métrico (ref. 4) está dada por

$$U = K \left(\frac{P}{100} \right) (25.4) (1.8 t + 32) (2.7)$$

siendo

U = Uso consuntivo mensual, en mm.

K = Coefte. mensual de cultivo.

t = Temperatura media mensual, en °C

P = % mensual de horas luz.

además

$$K = \frac{ETP}{EO} \quad (\text{Israelsen})$$

siendo

EO = Evaporación potencial (mm.)

entonces

$$ETP = U = KEO$$

donde

$$EO = \frac{P}{100} (25.4) (1.8 t + 32)$$

4) Evaporación

Anteriormente (principios de capítulo) se le definió como el proceso de transformación del agua en estado líquido al estado gaseoso y se dijo también que de esta manera el agua pasaba a formar parte de la atmósfera en forma de vapor. El proceso de evaporación ocurre desde que el agua producto de la precipitación cae a la superficie terrestre y continúa efectuándose en los grandes depósitos como ríos, lagos, océanos, etc. Por esta razón, siempre estará incorporándose a la atmósfera humedad que en ciertas condiciones atmosféricas y meteorológicas dará lugar a que ocurra el fenómeno de la precipitación para iniciar una y otra vez el Ciclo Hidrológico.

2.2 AFECTACIONES CAUSADAS POR LA CONSTRUCCION DE UNA PRESA EN UNA CUENCA.

2.2.1 INTRODUCCION.

Una vez descritos los componentes del Ciclo Hidrológico para una cuenca, se les resumirá en forma breve y concisa.

El fenómeno de la evaporación que ocurre en los grandes o pequeños depósitos de agua, provoca el transporte de vapor hacia la atmósfera dando origen a la formación de nubes. Bajo ciertas condiciones atmosféricas y meteorológicas, la acción del viento y humedad de la atmósfera pueden dar lugar a la formación de meteoros como huracanes, ciclones, etc., que producen precipitaciones intensas. La precipitación puede ser causada por la condensación del vapor atmosférico y una vez que alcanza la superficie terrestre, se distribuye en escurrimiento, infiltración, evapotranspiración y evaporación. El escurrimiento y la infiltración incrementan el volumen de agua que alimenta a las corrientes superficiales y subterráneas, respectivamente.

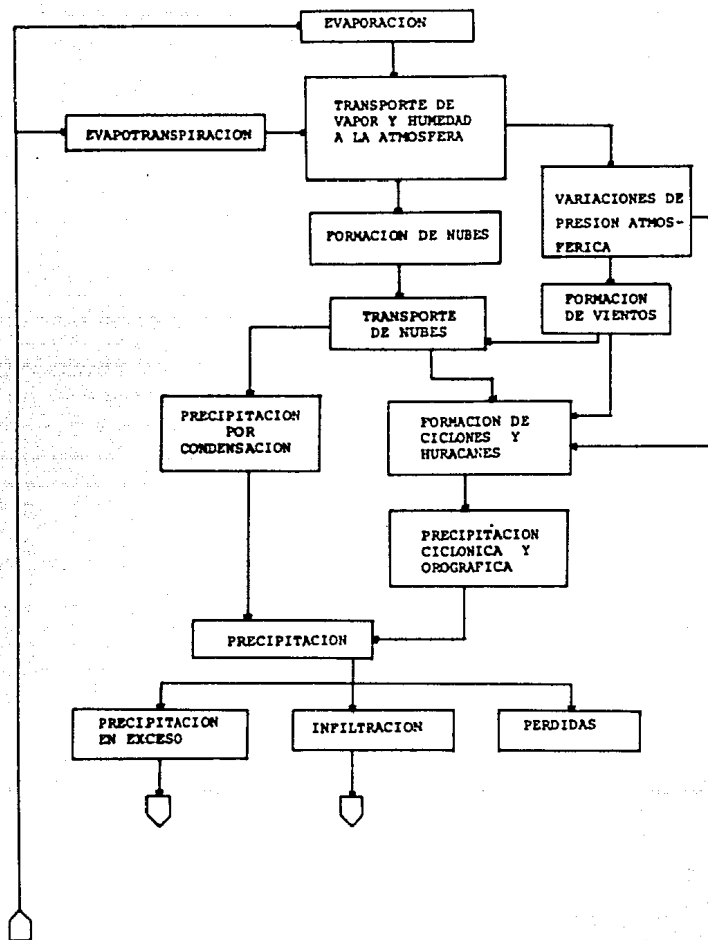
La evaporación de la humedad desde la superficie terrestre, que ocurre en depósitos de agua y la cobertura vegetal del suelo, constituirá la evapotranspiración. Por último, al ocurrir la evaporación desde que inicia la precipitación, dará inicio nuevamente al Ciclo Hidrológico.

Para concluir el resumen, se muestra en la siguiente página un diagrama de bloques explicativos de el Ciclo Hidrológico para una cuenca.

2.2.2. GENERALIDADES

Los factores anteriores descritos, corresponden a las condiciones normales de lo que ocurre en una cuenca, cuando ésta no se encuentra afectada por estructuras construidas por el hombre (una presa, por ejemplo). Es claro que el Ciclo Hidrológico será afectado si una estructura, como una presa, se construye en algún punto de la corriente; originalmente, la cuenca responde al estímulo de la precipitación mediante el escurrimiento en su salida.

La rapidez de respuesta a una tormenta será mayor mientras mayor sea el grado de bifurcación del sistema de drenaje de la cuenca, es decir, cuando la corriente principal tenga muchas corrientes tributarias. El grado de bifurcación está dado por algunos indicadores tales como :



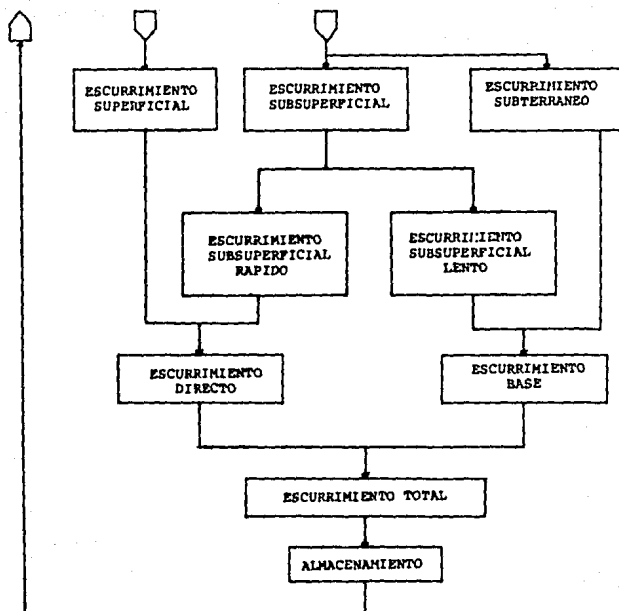


Fig. 2.4

a) Orden de corrientes

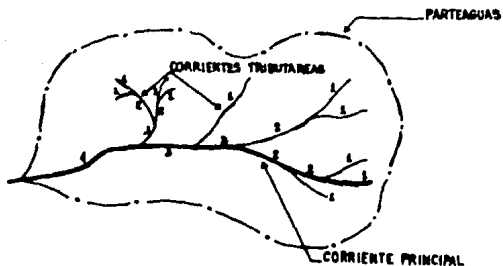


Fig. 2.5 Orden de corrientes en una cuenca.

b) Densidad de corrientes (D_c)

$$D_c = \frac{N_c}{A} \quad (2.8)$$

donde

D_c = Densidad de corrientes, en No. de corriente/ km^2

N_c = Número de corrientes perennes e intermitentes

A = Área de la cuenca, en km^2

c) Densidad de drenaje (D_d)

$$D_d = \frac{L_c}{A} \quad (2.9)$$

donde

D_d = Densidad de drenaje, en km/km^2

L_c = Longitud total de las corrientes, en km.

A = Área de la cuenca, en km^2

d) Pendiente media del cauce principal (S)

Es importante conocer la rapidez con la que una cuenca responde a una tormenta, pues esto determina la magnitud de las avenidas.

La construcción de una presa causa diversas alteraciones en una cuenca; aguas arriba, el nivel de la superficie libre del agua se eleva (fig. 2.6) sobre el cauce formando un depósito que se conoce como "Vaso" ó "Embalse".

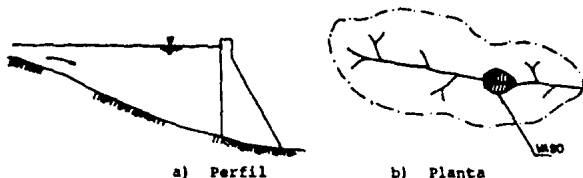


Fig. 2.6 Vaso de una presa

En cuanto al escurrimiento, se altera su régimen natural al régimen artificial de la demanda, que dependerá de los propósitos de la presa (riego, generación, etc.).

Aguas abajo, el escurrimiento continúa su curso normal y en época de avenidas recibirá las aportaciones de volúmenes de agua descargados por la obra de excedencias. Si el vertedores de cresta libre no se tiene control sobre esos volúmenes desalojados; por el contrario, en un vertedor cuya descarga es controlada por compuertas existe la posibilidad de regular la magnitud de los volúmenes descargados aguas abajo. Este aspecto se menciona con mayor detalle en el Capítulo 3.

Las afectaciones abarcan también el clima, ecología, poblaciones, etc.; no se hablará de éstos por quedar fuera de enfoque en el presente trabajo.

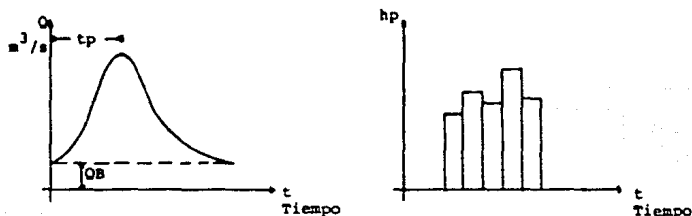
2.3 CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

2.3.1 GENERALIDADES

Se llama avenida al escurrimiento causado por tormentas que provocan gastos mayores de los normales. Anteriormente se comentó que de los volúmenes llovidos en una cuenca sólo escurre una parte, constituyéndose los volúmenes no escurridos en " Pérdidas " cuya predicción y cuantificación es muy difícil. Por esta razón es necesario contar con datos recientes de escurrimientos y precipitaciones producidas por tormentas ocurridas en el pasado, con el fin de predecir fenómenos que pudieran presentarse en el futuro y que son el fundamento para los estudios destinados a estimar las avenidas de diseño.

La determinación de la avenida de diseño requiere de información hidrológica que consiste en registros de la variación del gasto con el tiempo (hidrogramas) en el sitio donde se ubicará la presa y aguas arriba de éste, así como de registros de la variación en el tiempo de las alturas de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio (hietogramas), siendo deseable que se obtengan simultáneamente ambos datos.

En las siguientes figuras se muestran un hidrograma y un hietograma.



a) Hidrograma

b) Hietograma

t_p - Tiempo de pico
(h, min.)

h_p - Altura de Lluvia
(cm., mm.)

Q_b - Gasto base (m^3/s)

Fig. 2.7

Existen fundamentalmente 3 tipos de métodos para determinar avenidas de diseño;

- Métodos Estadísticos
- Métodos de Relación Lluvia - Esguerrimiento
- Métodos Empíricos

Los Métodos Estadísticos, proporcionan únicamente información sobre el pico de la avenida, de manera que el volumen debe estimarse multiplicando cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del pico obtenido estadísticamente y el de dicha avenida.

Por lo que respecta a los Métodos de Relación Lluvia - Esguerrimiento se fija un hidrograma modelo que puede modificarse según

las lluvias que puedan presentarse. A su vez, los Métodos Empíricos constituyen el último recurso a utilizar cuando no se cuenta con información hidrológica.

A continuación se explicarán brevemente cada uno de ellos.

2.3.2. METODOS ESTADISTICOS

Como característica principal de los Métodos Estadísticos puede decirse que permiten el ajuste de una función de distribución - de probabilidades a los gastos máximos registrados en épocas pasadas, de tal manera que al realizar extrapolaciones en dicha función, se determina un gasto correspondiente a una probabilidad dada. En las ref. 12 y 13 pueden encontrarse varios de éstos métodos.

El Método de Gumbel es uno de los más utilizados en nuestro país y parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades cuya forma es (ref.4):

$$F(y) = e^{-e^{-\alpha(y-\mu)}} \quad (2.10)$$

donde

y = Variable que representa los gastos máximos anuales.

$F(y)$ = Función de distrib. de probabilidades de los gastos máximos anuales.

e = Base de los logaritmos naturales.

α y μ = Parámetros de la función que se determinan a partir de los gastos máximos anuales registrados

La determinación de los parámetros " α " y " μ " se efectúa con las siguientes expresiones:

$$\mu = M_y - \frac{0.577}{\alpha} \quad (2.11) \quad \text{y} \quad \sigma_y^2 = \frac{1.645}{\alpha^2} \quad (2.12)$$

en las ecuaciones

M_y = Medía de la población

σ_y^2 = Varianza de la población

además

σ_y = Desviación estándar de la población.

La ecuación (2.10) representa la distribución teórica y se pretende que con ella puedan realizarse predicciones de gastos: por tanto debemos igualarla a una distribución empírica (ref.4).

La distribución empírica tiene la forma $(1 - 1/Tr)$ y en ella el término Tr es el periodo de retorno que se define como el intervalo promedio de tiempo en el cual un evento de cierta magnitud "y" puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a "y" ocurre una vez en un año su probabilidad de recurrencia $P(Y \geq y)$ es igual a 1 en t casos o sea que

$$P(Y \geq y) = 1/Tr$$

Igualando la dist. empírica con la teórica :

$$\left(1 - \frac{1}{Tr}\right) = e^{-e^{-\lambda(y-\gamma)}} \quad (2.13)$$

donde

$$P(y) = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)$$

es la probabilidad de no excedencia.

Al operar algebraicamente y tomando logaritmos naturales en la expresión (2.13) se llega finalmente a una ecuación de la forma

$$y = \mathcal{M} - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \quad (2.14)$$

que en forma gráfica se muestra en las figuras 2.8 y 2.8b.

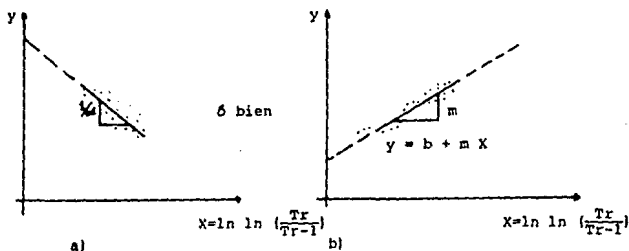


Fig. 2.8 Recta de ajuste a la distribución Gumbel

La ecuación (2.14) puede ajustarse utilizando la técnica de mínimos cuadrados que se conoce como Método de Nash. El procedimiento es el siguiente.

- 1) Se ordenan de mayor a menor los gastos máximos de los n años sucesivos registrados y se les designa con la variable "y"; se le asignará posteriormente a cada uno de esos valores, un valor "m" que corresponde al número de orden del listado.
- 2) Para cada gasto "y" se calcula un período de retorno - utilizando la expresión $T_r = \frac{n+1}{m}$ siendo "n" el número de datos y "m" el valor del número de orden de ese gasto. Para cada gasto se calcula el cociente $\frac{T_r}{T_r-1}$ y el logaritmo natural del logaritmo natural de dicho cociente, esto es $\ln \ln \frac{T_r}{T_r-1}$ siendo entonces esos valores asignados a la variable $X = \ln \ln \frac{T_r}{T_r-1}$
- 3) Para cada gasto se calculan los valores y^2 , X^2 y el producto Xy .
- 4) Se efectúa la suma de los valores y , y^2 , X , X^2 y Xy - desde $m = 1$ hasta $m = n$. La forma final de la ecuación de la recta de ajuste es

$$y = b + mX \quad (2.15)$$

donde

y = Es el gasto calculado para cierto período de retorno T_r

- 5) Las constantes "m" y "b" se determinan con las fórmulas

$$m = \frac{\sum X_i y_i - \frac{\sum y_i \sum X_i}{n}}{\sum X_i^2 - \frac{(\sum X_i)^2}{n}} \quad (2.16)$$

$$b = \frac{\sum y_i}{n} - m \frac{\sum X_i}{n} \quad (2.17)$$

- 6) Se calcula el coeficiente de correlación para verificar que tanto se ajusta la recta a los valores observados; si el valor de ese coeficiente es bastante cercano a 1 se tiene un buen ajuste. Para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$r_{xy}^2 = \frac{\left[\sum X_i y_i - \frac{\sum X_i \sum y_i}{n} \right]^2}{\left[\sum X_i^2 - \frac{(\sum X_i)^2}{n} \right] \left[\sum y_i^2 - \frac{(\sum y_i)^2}{n} \right]} \quad (2.18)$$

donde

r_{xy}^2 = Coef. de determinación

$$r_{xy} = \sqrt{r_{xy}^2} \quad (2.19)$$

siendo

r_{xy} = Coef. de correlación (adimensional)

que tiene el rango de valores $0 < r_{xy} < 1$

Intervalo de Confianza

Con la ecuación (2.15) es posible representar una estimación de la distribución de gastos máximos (suponiendo distribución Gumbel) a partir de los datos de una muestra. La función de distribución real de la población puede ser distinta de la estimada con el procedimiento descrito. Los límites entre los que podría variar la función de distribución real, con una probabilidad dada, son denominados "Intervalos de Confianza" y se determinan mediante los siguientes pasos:

a) Se calcula la varianza del error con

$$\sigma_e^2 = \frac{\left(\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right) \left(\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} \right) - \left(\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n} \right)^2}{(n-2) \left(\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right)} \quad (2.20)$$

b) Se determina la amplitud del Intervalo de Confianza como:

$$\Delta y = t_{\alpha/2} \sqrt{\sigma_e^2 \left[\frac{1}{n} + \frac{\sum x_0 - \frac{(\sum x)^2}{n}}{\left(\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right)} \right]} \quad (2.21)$$

siendo

Δy = Amplitud del intervalo de confianza

α = Probabilidad de que el gasto "y" salga del intervalo de confianza

$t_{\alpha/2}$ = Valor que se obtiene de una tabla de valores de la distribución t de student con $\alpha/2$ grados de libertad.

X_0 = $\ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}$; valor del período de retorno para el que se desea conocer "y".

T_r = Período de retorno para el que se quiere conocer el gasto "y"

2.3.3 METODOS DE RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

Entre los diferentes Métodos de Relación Lluvia - Escurrimiento podemos mencionar los siguientes :

- 1) Método del Hidrograma Unitario.
- 2) Método de Chow.
- 3) Fórmula Racional.

Para el desarrollo y planteamiento de los métodos, es preferible hacerlo en los textos de hidrología (ref. 1 y 2) adecuados. En este trabajo sólo se describe su aplicación.

2.3.3.1 Método del Hidrograma Unitario

A continuación se describe su aplicación para calcular avenidas de diseño en obras pequeñas (ref. 11).

- a) Se deben determinar curvas intensidad-duración-período de retorno ($i-d-T_r$) y los hidrogramas unitarios correspondientes, para escoger un período de retorno deseado para la avenida de diseño.
- b) Una vez escogido el período de retorno (T_r), se determinan las intensidades correspondientes a varias duraciones comprendidas entre la mitad del tiempo de concentración y el doble del mismo. A la intensidad se le resta la infiltración y al resultado se le multiplica por la duración para obtener la altura de lluvia efectiva.
- c) La multiplicación de las ordenadas del Hidrograma Unitario de la duración correspondiente por la altura de lluvia efectiva obtenida en el paso (b), da como resultado final, la avenida de diseño, a la cual se le agregará el escurrimiento base.

Si se repite el procedimiento para otras duraciones se obtienen varias avenidas para un mismo período de retorno. Cuando se trata de obras medianas o grandes (ver Tabla I-1, ref. 11) el procedimiento es semejante, sólo que en lugar de considerar una sola intensidad para cada duración, se debe calcular una tormenta de diseño definida por su hidrograma.

2.3.3.2 Método de Chow

Este método sólo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas "pequeñas". Los pasos a seguir son los siguientes :

- a) Contar con datos de lluvia de pluviógrafo, dentro de la cuenca o cerca de la misma.

- b) Construir curvas $i-d-Tr$ (ver. fig. 2.9)

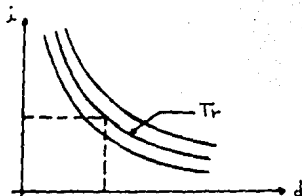


Fig. 2.9 Curvas $i-d-Tr$

- c) Seleccionar un período de retorno, Tr .
- d) Proponer un valor de la duración d y determinar la in -
tensidad i .
como $i = \frac{Pe}{d}$, entonces $Pe = id$.
- e) Seleccionar un número de escurrimiento N de la Tabla -
II-1 de acuerdo al tipo de suelo, la cobertura vegetal,
pendiente del terreno, etc. El tipo de suelo puede es-
timarse en base a la Tabla II.2.
- f) Utilizando la fig. 2.10, obtener la altura de precipita-
ción en exceso, Pe .

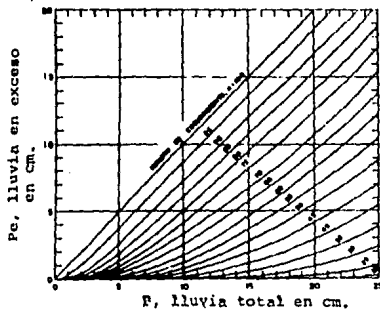


Fig. 2.10 Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento.

- g) Calcular el tiempo de retraso (tr) con la ecuación

$$tr = 0.00505 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (2.22)$$

Siendo

L = Longitud del cauce principal, en m.

S = Pendiente del cauce principal, en ‰

tr = Tiempo de retraso, en horas.

- h) Con la duración propuesta en el paso (d) y el tiempo de retraso tr, obtener el factor de " reducción de pico " Z con la fig. 2.11

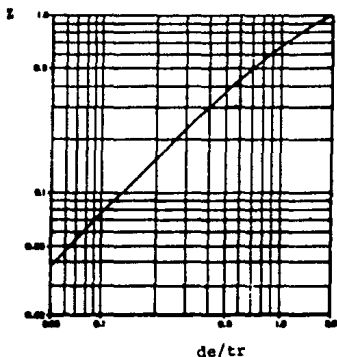


Fig. 2.11 Relación entre Z y de/tr.

- i) Calcular el gasto máximo con la ecuación

$$Q_{m\acute{a}x} = 2.78 \frac{Pe}{d} ZA \quad (2.23)$$

donde

Z = Factor de reducción de pico.

A = Área de la cuenca, en km²

d = Duración, en horas.

Pe = Precipitación en exceso, en cm.

Q_{máx} = Gasto máximo, en m³/s.

TABLA II.1 SELECCION DE N

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO NO, EN %	TIPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	---	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	1	72	81	88	91
	Surcos rectos	1	67	78	85	89
	Contorneo	1	70	79	84	88
	Contorneo	1	65	75	82	86
	Terrazas	1	66	74	70	82
	Terrazas	1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	1	65	76	84	88
	Surcos rectos	1	63	75	83	87
	Contorneo	1	63	74	82	85
	Contorneo	1	61	73	81	84
	Terrazas	1	61	72	79	82
	Terrazas	1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	1	66	77	85	89
	Surcos rectos	1	58	72	81	85
	Contorneo	1	64	75	83	85
	Contorneo	1	55	69	78	83
	Terraceo	1	63	73	80	83
	Terraceo	1	51	67	76	80
Pastizales	-----	1	68	79	86	89
	-----	1	39	61	74	80
	Contorneo	1	47	67	81	88
	Contorneo	1	6	35	70	79
Pradera permanente	-----	1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo	-----	56	75	86	91
	Ralo	-----	46	68	78	84
	Normal	-----	36	60	70	77
	Espeso	-----	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	15	44	54	61
Caminos	De terracería	-----	72	82	87	89
	Con superficie dura	-----	74	84	90	92

TIPO DE SUELO	TEXTURA DEL SUELO
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcilla en grandes cantidades; suelos poco profundos con subho- rizontes de roca sana; suelos - muy impermeables.

Tabla II.2

- j) Graficar el gasto obtenido contra la duración (ver - fig. 2.12).

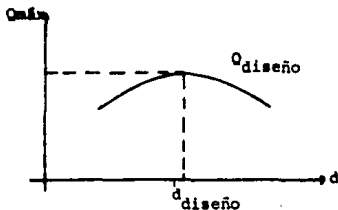


Fig. 2.12

- k) Proponer otra duración de la lluvia y repetir el procedimiento desde el paso (d).
- l) Escoger el mayor de los $Q_{máx}$ calculados como gasto de diseño.

2.3.3.3. La Fórmula Racional

La Fórmula Racional es quizá el modelo más antiguo de los llamados Métodos de Relación Lluvia - Esguerrimiento, ya que su origen se remonta hasta 1851 ó 1899.

La expresión fundamental es (ref. 4) :

$$Q = 2.78 C i A \quad (2.24)$$

donde

Q = Gasto, en m³/s.

C = Coeficiente de esguerrimiento.

i = Intensidad de lluvia, en cm/hr.

A = Area de la cuenca, en km².

2.78 = Constante de conversión de unidades.

La Fórmula Racional representa el gasto de equilibrio, el cual es el gasto máximo que puede descargar la cuenca no obstante que la lluvia sea de mayor duración que el tiempo de concentración. Cabe aclarar que el tiempo de concentración es el tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio, o bien, el tiempo que tarda el agua en pasar desde el punto más alejado de la cuenca hasta su salida.

Matemáticamente, se expresa al gasto de equilibrio como (ref.4)

$$q_{eq} = i_{ex} A c \quad (2.25)$$

siendo

q_{eq} = Gasto de equilibrio, en m³/s.

i_{ex} = Intensidad en exceso, en m/s.

A = Area de la cuenca, en m².

además

$$i_{ex} = C \frac{hp}{d} \quad (2.26)$$

donde

hp = Altura de precipitación, en m.

d = Duración de la precipitación, en s.

c = Coefte. de esguerrimiento.

por lo tanto

$$Q = q_{eq} = C i A \quad (2.27)$$

Multiplicando la ecuación (2.27) por el factor 2.78 y al cambiar las unidades de i (m/s a cm/hr) y A (m² a km²) se obtiene la ecuación (2.24).

El gasto de equilibrio se presenta cuando la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración (no antes) y representa el equilibrio en la cuenca ya que a partir de ese tiempo el volumen de agua que entra es el mismo que sale por unidad de tiempo, esto es, el gasto de entrada es igual al de salida.

El coeficiente de escurrimiento se define en forma conceptual como

$$C = \frac{\text{Vol. escurrido}}{\text{Vol. llovido}} = \frac{\text{hex } A}{hp \ A} \quad (2.28)$$

donde

hex = Altura de precipitación en exceso, en m., mm., cm., etc.

hp = Altura de precipitación, en m., mm., cm., etc.

A = Área de la cuenca, en km²

lo cual es equivalente a

$$C = \frac{\text{Área del hidrograma de escurrimiento directo}}{\text{Volumen llovido}}$$

En la Tabla II-3 se muestran valores para el coeficiente de escurrimiento.

Algunas limitaciones de la fórmula racional son las siguientes (ref. 4) :

- a) No debe aplicarse a cuencas mayores de 4 km².
- b) Las intensidades máximas por emplearse deben ser con duraciones de 20 minutos como mínimo ya que al utilizar duraciones menores, las intensidades son muy altas y resultan gastos muy grandes.

Por último, una fórmula para calcular el tiempo de concentración es la ecuación de Kirpich (ref. 2) :

$$tc = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (2.29)$$

donde

L = Longitud del cauce principal, en m.

S = Pendiente del cauce principal, adimensional

tc = Tiempo de concentración, en horas.

TABLA II.3 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DE AREA DREJADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES :		
Zona Comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES :		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES :		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CENETERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES :		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TERRADOS	0.75	0.95
FRASERAS		
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendiente medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 ó más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 ó menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 ó más)	0.25	0.35

2.3.4. METODOS EMPIRICOS

Los Métodos Empíricos son métodos desarrollados en base a la experiencia y juicio de diversos autores y abarcan desde reglas prácticas y fórmulas empíricas hasta tablas y curvas envolventes (ref. 13).

Su aplicación permite definir el orden de magnitud de la avenida máxima en una cuenca; aún cuando su confiabilidad es escasa no deben dejar de utilizarse ya que son un complemento a estudios realizados con métodos más elaborados.

En el presente trabajo sólo se comentarán dos tipos de Métodos Empíricos.

- a) Fórmulas Empíricas.
- b) Curvas Envolventes.

A continuación se explicará cada uno de ellos.

2.3.4.1. Fórmulas Empíricas

La ventaja principal de su utilización radica en la facilidad, y rapidez para estimar la magnitud de una avenida, pero sólo se recomienda su uso en su forma original, cuando (ref. 13) :

- 1) Sus resultados han sido comparados con datos reales en una determinada cuenca o región.
- 2) Se desee representar de una manera fácil los resultados obtenidos con estudios racionales de avenidas en un río o cuenca. Se entiende por estudio racional de avenidas máximas, el que utiliza suficientes datos reales de avenidas ó aplica diversos criterios de estimación para que en base a los resultados obtenidos, se concluya el probable hidrograma de la avenida que se estima.

Puede clasificarse en dos grandes grupos a las Fórmulas Empíricas (ref. 13).

- 1) Fórmulas que incluyen el concepto de probabilidad; se consideran las mejores, por ejemplo : Gete, Fuller, etc.
- 2) Fórmulas que no incluyen el concepto de probabilidad, pudiéndose dividir en los cuatro siguientes subgrupos :
 - 2.1 Fórmulas de función monomía de la magnitud de cuenca: $Q = Ca$, por ejemplo : Ryves, Valentini etc.
 - 2.2 Fórmulas de función sencilla de la magnitud de cuenca, es decir, de la forma :

$$Q = \left(\frac{b}{c + \lambda} + d \right) A$$

por ejemplo: Giandotti, Kuichling, etc.

En general sólo son válidas para cuencas menores de 1,000 km².

- 2.3 Fórmulas de función compleja de la magnitud de -
cuenca, por ejemplo: Creager, Hyderabad, etc.
- 2.4 Fórmulas en función de la magnitud de cuenca y -
de la lluvia, por ejemplo: Possenti, Heras, etc.

En general, el inconveniente principal (Ref. 13) de todas las Fórmulas Empíricas, es precisamente su empirismo y por lo tanto su falta de garantía, ya que al aplicarse a cuencas distintas - de aquellas en las que fueron deducidas implica en algunos ca - sos graves errores, debido a las diferentes condiciones climato - lógicas, geológicas, morfológicas y geográficas de las cuencas.

En la Tabla II.4 se presentan 15 Fórmulas Empíricas de los di - versos tipos anteriormente descritos y el significado de los - términos es el siguiente :

A = Área de cuenca, en km².

Tr = Período de retorno, en años.

QTr = Gasto de avenida máxima para un Tr, en m³/s.

Q = Gasto de avenida normal, en m³/s

Qm = Valor medio de gastos máximos instantá -
neos, en m³/s

q = Valor medio de gastos máximos diarios,
en m³/s.

QM = Gasto de avenida máxima, en m³/s.

TABLA II.4 FORMULAS EMPIRICAS

No.	AUTOR	PAIS	FORMULA	LIMITACIONES DE LAS FORMULAS
1	GETE		$QTr = (4+16 \log tr) A$	Fórmula generalizada en España.
2	MORGAN	ESCOCIA	$Qtr = 52.787 CA^{0.5}$ $C=1.0, Tr=500 \text{ años}; C=0.464, Tr=50 \text{ años}$ $C=0.585, Tr=100 \text{ años}; C=0.215, Tr=5 \text{ años}$	
3	FULLER	U. S. A.	$QTr = Qm (1+0.8 \log. Tr)$ $Qm = q \frac{(1+2.66)}{A^{0.3}}$	
4	BRANSEY WILLIAMS	INGLATERRA	$QM = 79.412 A^{0.52}$	Áreas mayores de 26 km^2
5		FRANCIA	$QM = 150 A^{0.5}$	Grandes lluvias; $400 \leq A \leq 3000 \text{ km}^2$
6		FRANCIA	$Q = 200 A^{0.4}$	$30 \leq A \leq 10,000 \text{ km}^2$
7	FOVES	INDIA	$Q = 10.106 A^{0.67}$	
8	VALENTINI	ITALIA	$Q = 27 A^{0.5}$	
9	SCIMENI	ITALIA	$QM = \left(\frac{600}{A+10} + 1 \right) A$	Áreas menores de $1,000 \text{ km}^2$
10	BARATTA	ITALIA	$QM = \left(\frac{280}{A} + 2 \right) A$	Cuencas montañosas
11	GLANDOTTI	ITALIA	$QM = \left(\frac{532.5}{A+16.2} + 5 \right) A$	Cuencas montañosas
12	FORTI	ITALIA	$Q = \left(2.35 \frac{500}{A+125} + 0.5 \right) A$	Lluvia máximas de 200 mm. en 24 horas
13	KUICHLING	U. S. A.	$QM = \left(\frac{3,596.24}{A+958.296} + 0.081 \right) A$	Avenidas poco frecuentes
14	HYDERABAD	INDIA	$QM = 49.554 (0.3861A)^{\frac{0.9495-1}{14} \log A}$	Río Tungabhadra
15	CREAGER	U. S. A.	$Q = 39.077 (0.3861A)^{0.936 A^{-0.048}}$	Avenidas normales

2.3.4.2 Curvas Envolventes

Este método toma en cuenta únicamente el área de la cuenca y se utilizan cuando es necesaria una estimación gruesa de los gastos máximos probables, o bien si se carece casi por completo de información.

Las Curvas Envolventes utilizadas en México son las de Creager y Lowry.

A continuación se explicarán cada una de ellas.

1) Envolventes de Creager

Creager obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formó una gráfica como la de la fig. (2.13). En la gráfica trazó una envolvente cuya ecuación resultó ser (ref. 5) :

$$q = 1.303 C (0.386A)^{\alpha} A^{-1} \quad (2.30)$$

donde

q = Gasto por unidad de área, en $m^3/s/km^2$.

C = Coeficiente empírico.

A = Área de la cuenca, en km^2 .

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

Además Creager encontró que $C=100$ para la envolvente de los datos con los que trabajó, a la cual se le conoce como Envolvente Mundial. En la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos se calcularon los valores de C para envolventes regionales en la República Mexicana. Los valores correspondientes a las diferentes regiones indicadas en la fig. (2.13) se muestran en la Tabla II.5

2) Envolventes de Lowry

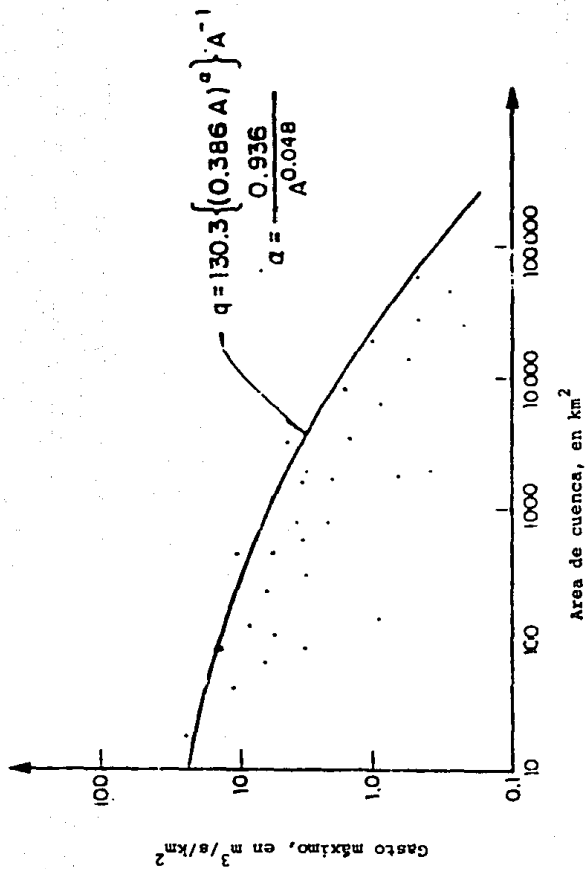
Roberto L. Lowry realizó (ref. 17) un estudio de gastos máximos en los Ríos de Texas, E.U.A. y obtuvo la siguiente ecuación general :

$$q = \frac{K}{(A+a)^n} \quad (2.31)$$

donde

q = Gasto máximo unitario, en $m^3/s/km^2$.

A = Área de la cuenca, en km^2 .



a) Método de Envolventes de Creager.



b) Regionalización hidrológica para la aplicación de las Envolventes de Creager.

Fig. 2.13

TABLA II.5 VALORES DEL COEFICIENTE C DE CREAGER PARA LAS REGIONES DE LA REPUBLICA MEXICANA.

R E G I O N		COEFICIENTE DE CREAGER
1.-	Baja California Norte	30
2.-	Baja California Sur	72
3.-	Río Colorado	14
4.-	Noroeste	
	a) Zona Norte	35
	b) Zona Sur	64
5.-	Sistema Lerma-Chapala-Santiago	
	a) Lerma-Chapala	16
	b) Santiago	19
6.-	Pacífico Centro	100
7.-	Cuenca Río Balsas	
	a) Alto Balsas	18
	b) Bajo Balsas	32
8.-	Pacífico Sur	62
9.-	Cuenca Río Bravo	
	a) Zona Conchos	23
	b) Zona Salado y San Juan	91
10.-	Golfo Norte	61
11.-	Cuenca Río Pánuco	
	a) Alto Pánuco	14
	b) Bajo Pánuco	67
12.-	Golfo Centro	59
13.-	Cuenca Río Papaloapan	36
14.-	Golfo Sur	36
15.-	Sistema Grijalva-Usumacinta	50
16.-	Península de Yucatán	3.7
17.-	Cuencas cerradas del Norte	
	Zona Norte	4
18.-	Cuencas cerradas del Norte	
	Zona Sur	26
19.-	El Salado, Zona Sur	45
20.-	Durango	8.4
21.-	Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22.-	Valle de México	19
23.-	Cuenca del Río Metztlán	37

K = Coeficiente que depende de la mayor o menor magnitud de los gastos. Para los Ríos de Texas, Lowry determinó un valor de $K = 3512$ con la información de que disponía.

a = Constante relativa al área de cuenca y que según Lowry, $a = 259$.

n = Exponente que depende de la tendencia general del conjunto de datos disponibles. Para Texas según Lowry, $n = 0.80$.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos llevó a cabo un estudio similar con datos recopilados en todo el país, el cual puede consultarse en la ref. 17, para ajustar los valores de a y n en la ecuación (2.31), que finalmente resultó.

$$Q = \frac{K}{(A+250)^{0.85}} \quad (2.32)$$

Los valores de K para cada una de las 37 regiones hidrológicas en que se divide el país (ver. fig. 2.14) fueron calculados por la misma dependencia y sus valores se muestran en la Tabla II.6

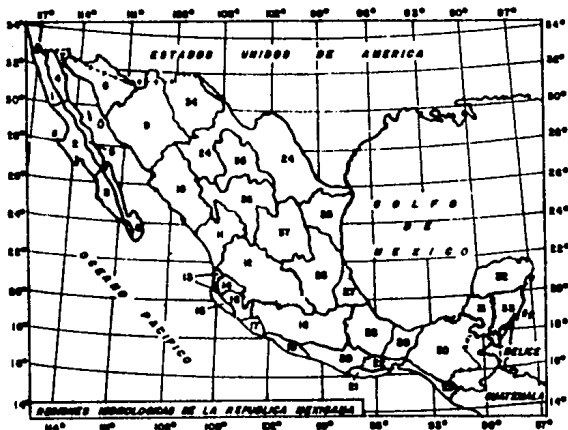


Fig. 2.14

TABLA II.6 COEFICIENTES DE LOWRY PARA LAS DISTINTAS REGIONES
DE LA REPUBLICA MEXICANA.

REGION No.	DESCRIPCION	COEFICIENTE K
1	Baja California Noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California Centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California Suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California Noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California Centro Este (Sta. Rosalía)	990
6	Baja California Sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora Norte	760
9	Sonora Sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio-San Pedro Zona Costera	4630
11	Presidio-San Pedro Zona Alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas Alto	1090
18	Balsas Medio y Bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pto. Angel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24A	Alto Bravo - Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando - Soto la Marina	2330
26A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva - Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán Oeste (Campeche)	370
32	Yucatán Norte (Yucatán)	SIN DATOS
33	Yucatán Este (Quintana Roo)	SIN DATOS
34	Cuencas cerradas del Norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimi	
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

Para obtener la curva envolvente de la República Mexicana, se sustituye $K=5270$ en la ecuación (2.32) y la gráfica obtenida al aplicarla se muestra en la fig. 2.15.

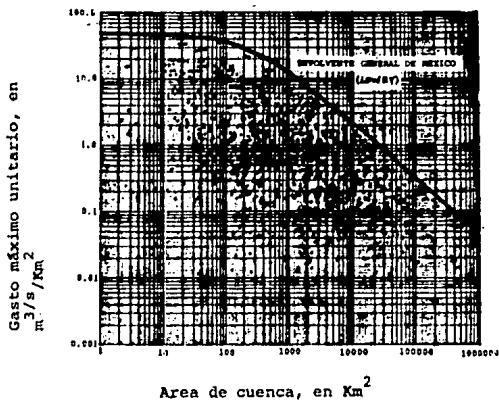


Fig. 2.15

Asimismo, el estudio realizado comprende el trazo de curvas envolventes para obtener gastos máximos probables de períodos de retorno T_r , 5, 10, 20, 50, 100, 1000 y 10000 años; esto se logró aplicando los Métodos Estadísticos Foster III y Gumbel (ref. 17).

2.4 CUANTIFICACION DE LAS APORTACIONES A UN VASO.

Un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, de tal forma que se almacenen los volúmenes de agua que escurren en exceso y puedan ser aprovechados cuando los escurrimientos sean escasos.

El conocimiento de los volúmenes de aportación de agua a un vaso, tiene una importancia fundamental en estudios con fines de proyecto u operación: mediante esos estudios puede estimarse o predecirse con cierto grado de exactitud la cantidad de agua - que se almacenará en determinado tiempo.

Las entradas o volúmenes de aportación son (ref. 10) :

- 1) Entradas por cuenca propia (Ecp).
- 2) Entradas por transferencias (Et).
- 3) Entradas por lluvia directa sobre el vaso (Ell).

A continuación se describe cada uno de los componentes.

- 1) Entradas por cuenca propia (Ecp)

Son los volúmenes de escurrimiento superficial generados dentro de la cuenca y que descargan directamente al vaso. La cuenca propia está delimitada por el sitio de la boquilla, donde se encuentra la cortina de la presa, y por la ubicación de las presas construidas aguas arriba (fig. 2.16)

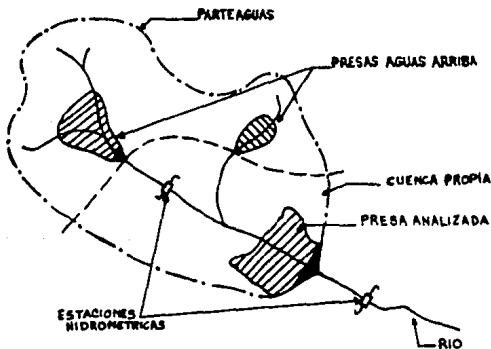


Fig. 2.16

Las entradas por cuenca propia se cuantifican a partir de mediciones realizadas en las estaciones hidrométricas de la zona. En ocasiones el sitio de las estaciones hidrométricas no coincide exactamente con el de la boquilla; entonces es necesario extrapolar la información disponible en las estaciones más cercanas. Así, las entradas por cuenca propia se determinarán como

$$E_{cp} = F_1 V_{e1} + F_2 V_{e2} + \dots + F_n V_{en} \quad (2.32)$$

donde

- F_i = Factor de corrección para la estación
- V_{ei} = Volumen de escurrimiento medido en la estación.
- n = Número de estaciones hidrométricas consideradas.

Los factores de corrección F_i son función del área de la cuenca de aportación a la estación i y de la posición y características de la cuenca de dicha estación con respecto al sitio de la presa.

Cuando se utiliza una sola estación para el cálculo, - el factor F puede estimarse en dos formas (ref.10).

- a) Si se dispone de información pluviométrica suficiente

$$F = \frac{V_c}{V_E} \quad (2.33)$$

donde

- V_c = Volumen de lluvia en la superficie de la cuenca propia, durante un intervalo de tiempo Δt .
- V_E = Volumen de lluvia en la superficie asociada a la estación hidrométrica, durante el mismo intervalo.

- b) Si no existe suficiente información pluviométrica suficiente.

$$F = \frac{A_c}{A_E} \quad (2.34)$$

donde

- A_c = Área de la cuenca propia.
- A_E = Área asociada a la estación hidrométrica.

2) Entradas por transferencias (Et).

Son los volúmenes de escurrimiento superficial transferidos a la cuenca en estudio desde otras cuencas. Proviene de las descargas de presas situadas aguas arriba o de la transferencia de volúmenes generados en otras cuencas.

3) Entradas por lluvia directa sobre el vaso (E11).

Se calculan multiplicando la altura de precipitación (hp) registrada en el intervalo de tiempo en que ocurre, por el valor del área media (A) que ocupe la superficie libre del agua durante el mismo intervalo de tiempo, esto es

$$E11 = hp A \quad (2.35)$$

El área media se determina utilizando la curva elevaciones-áreas del vaso (Fig. 2.17).

La cuantificación de los volúmenes de aportación de agua a un vaso, permite determinar de una manera razonable para que intervalos de tiempo serán mayores o menores que los volúmenes de salida por la obra de toma y la obra de excedencias. Los volúmenes de salida por la obra de toma son destinados a satisfacer una cierta demanda, mientras que los desalojados por la obra de excedencias son aquellos que no es posible almacenar. Esta variación de volúmenes durante un período de tiempo se representa con una curva llamada " Curva Masa " la cual se muestra en la figura 2.18.

En proyectos hidroeléctricos existe control en los volúmenes de agua desalojados por el vertedor, lo cual afecta la variación de niveles de agua en el vaso, principalmente porque pueden lograrse almacenamientos del volumen de una avenida que en un momento dado sean útiles para satisfacer la demanda requerida. Por esto, una política de operación de las compuertas del vertedor tiene especial importancia ya que si es adecuadamente planeada, pueden aprovecharse los volúmenes de agua aportados por las avenidas, siempre y cuando no corra peligro la presa. Existe una técnica para simular el paso de una avenida por un vaso de almacenamiento que se conoce como tránsito de avenidas por vasos, la cual se explicará en el siguiente capítulo.

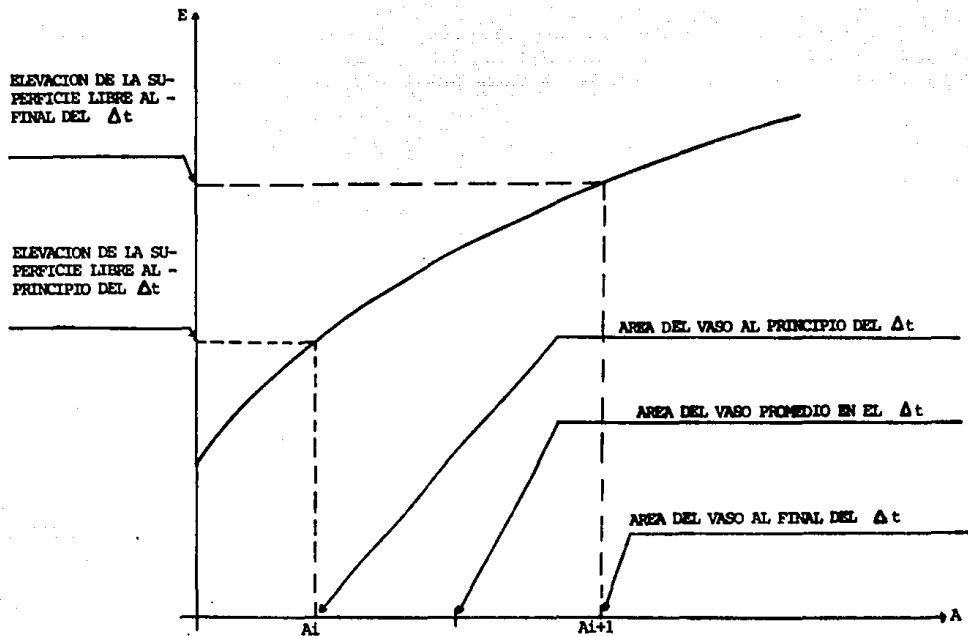


Fig. 2.17 Curva elevaciones - Areas del vaso

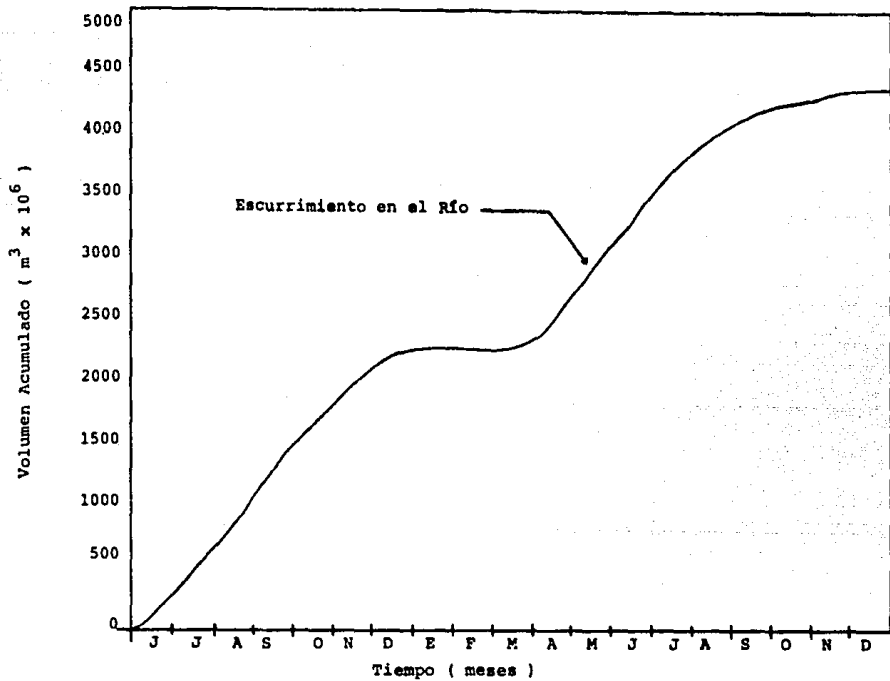


Fig. 2.18 Curva Masa

3.- METODOS DE ANALISIS

3.1 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMACENAMIENTO.

El tránsito de avenidas en vasos es una técnica analítica cuyo propósito es obtener el hidrograma de salida de un vaso de almacenamiento cuando se presenta una avenida o se conoce el hidrograma de entrada.

El uso de esta técnica es generalmente en proyectos de almacenamientos, predicción de avenidas, análisis de cuencas y estudios para aprovechamientos hidráulicos.

Algunas de sus principales aplicaciones son :

- a) Conocer la variación de los niveles de agua en el vaso para confirmar si la política de operación utilizada - (política de salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada, de tal manera que al ocurrir una avenida no existan peligros para la presa, bienes materiales ó vidas humanas aguas abajo.
- b) Dimensionamiento de la obra de excedencias.
- c) Fijar altura de cortina y dimensionamiento de las - - obras de desvío y ataguías.

El tránsito de avenidas en vasos se fundamenta en la ecuación de continuidad, que para un vaso de almacenamiento se expresa (ref. 6) como :

$$Q_E - Q_S = \frac{dV}{dt} \quad (3.1)$$

donde

$$Q_E = \text{Gasto de entrada al vaso, en m}^3/\text{s.}$$

Q_S = Gasto de salida del vaso, en m^3/s .

$\frac{dV}{dt}$ = Razón de cambio del volumen de almacenamiento en el tiempo, en m^3/s .

La ecuación (3.1) puede plantearse en diferencias finitas y centrada en el tiempo de la siguiente manera (ref. 6) :

$$\frac{Q_{Si} + Q_{Si+1}}{2} - \frac{Q_{Si} + Q_{Si+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (3.2)$$

siendo

Δt = Intervalo de tiempo seleccionado para transitar la avenida.

$i, i+1$ = Subíndices de los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt , respectivamente.

El valor utilizado de Δt es del orden de horas, y por esta razón, al transitar una avenida, no se toman en cuenta factores como la evaporación y la infiltración por ser poco significativos. Como recomendación (ref. 6), Δt debe ser menor ó igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada (fig. 3.1).

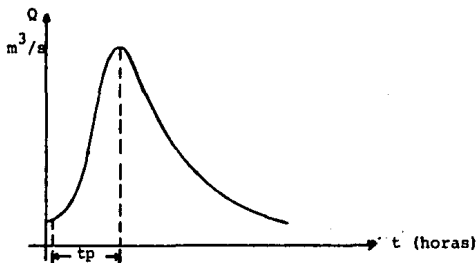


Fig. 3.1 Hidrograma de entrada de una avenida.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p \quad (3.3)$$

t_p = tiempo de pico (horas)

La representación gráfica de los hidrogramas de entrada y salida durante el tránsito de una avenida en un vaso, se muestra en forma aproximada en la fig. 3.2

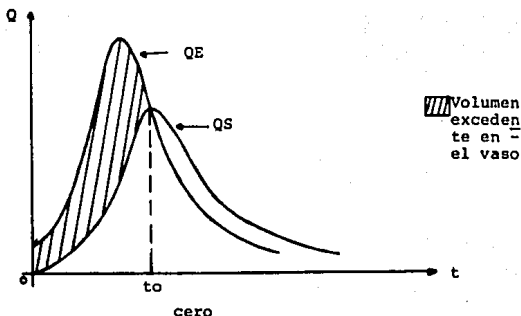


Fig. 3.2 Hidrogramas de entrada y salida

Analizándola, se observa que durante el intervalo de tiempo $0 \leq t \leq t_0$ los gastos de entrada al vaso son mayores a los que salen de él por lo cual se incrementa el volumen de almacenamiento. Además, el nivel de la superficie libre del agua se eleva de tal manera que en el tiempo $t = t_0$ alcanza su máximo valor, y por lo tanto, se tiene el máximo volumen de almacenamiento. El nivel máximo de la superficie libre del agua en el vaso recibe el nombre de NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias). Por último, para el intervalo de tiempo $t > t_0$, los gastos de salida del vaso son superiores a los de entrada, disminuyendo entonces el volumen de almacenamiento.

Para aplicar correctamente la técnica del tránsito de avenidas es necesario conocer la relación entre el volumen de almacenamiento y los gastos de salida; por ello, deben manejarse las curvas elevaciones-capacidades del vaso y elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias. La primera se obtiene de los planos topográficos del vaso y para la segunda se consideran dos criterios :

- a) Si el vertedor es de cresta libre, la ley de descargas está dada por

$$QV = C L e (E_l - \text{CRESTA})^{3/2} \quad (3.4)$$

siendo

QV = Gasto de salida por el vertedor, en m^3/s .

$CRESTA$ = Elevación de la cresta vertedora, en m.s.n.m.

E_l = Elevación de la superficie libre del agua en el vaso, en m.s.n.m.

C = Coeficiente de descarga, en $m^{1/2}/s$.
 L_e = Longitud efectiva del vertedor, en m.

Utilizando la ecuación (3.4) simultáneamente con la curva elevaciones-capacidades del vaso (fig. 3.3) se obtiene para un "X" volumen almacenado en la presa, la elevación de la superficie libre del agua, y con ésta, el gasto de salida por el vertedor.

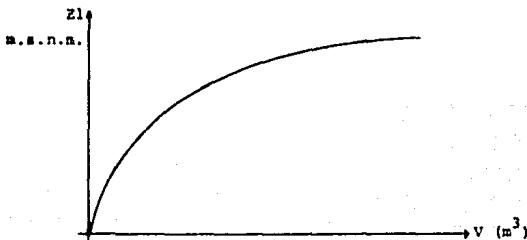


Fig. 3.3 Curva elevaciones-capacidades de un vaso

- b) Si el vertedor es de cresta controlada, como ocurre generalmente en proyectos hidroeléctricos, la relación entre almacenamiento de la presa y gastos de salida por el vertedor estará dada por la regla de operación de compuertas previamente establecida. En subcapítulos posteriores se comentará éste aspecto con más detalle.

Puede pensarse que en ocasiones la obra de toma estuviera funcionando durante el paso de una avenida; si el valor del gasto extraído es significativo comparándolo al descargado por el vertedor (QV), el gasto de salida total se calcula como

$$QS = QV + QT \quad (3.5)$$

donde

QV = Gasto de salida por el vertedor, en m^3/s .

QT = Gasto extraído por la obra de toma, en m^3/s .

QS = Gasto de salida total, en m^3/s .

3.2 METODOS DE SOLUCION

Entre los diversos métodos de solución al tránsito de avenidas se analizarán en este trabajo los siguientes :

- a) METODO SEMIGRAFICO
- b) METODO NUMERICO DE PULS
- c) METODO NUMERICO DE EULER

Para su aplicación se debe contar con los siguientes datos :

- 1) Hidrograma de entradas.
- 2) Elevación del nivel del agua en el vaso en el instante en que comienza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma de entrada.
- 3) Gasto de salida por la obra de toma.
- 4) Curva elevaciones-capacidades en el vaso.
- 5) Curva elevaciones-gastos de salida por el vertedor.

La selección del método a utilizarse dependerá de la precisión en el estudio, número de veces por aplicarse y facilidad de acceso de computadora para los Métodos Numéricos de Puls y Euler. El Método Semigráfico se utiliza en la actualidad generalmente con fines didácticos ya que el uso de computadoras permite realizarlo con mayor rapidez y exactitud, ahorrando así tiempo y trabajo en las actividades en que requiere utilizarse la técnica del tránsito de avenidas.

A continuación se explicará cada uno de los métodos.

3.2.1 METODO SEMIGRAFICO

Primeramente será necesario ordenar la ecuación (3.2) para aplicarla correctamente :

$$Q_{Ei} + Q_{Ei+1} + \left(\frac{2}{\Delta t} V_i \right) Q_{Si} = \frac{2}{\Delta t} V_{i+1} + Q_{Si+1} \quad (3.6)$$

Donde los valores desconocidos son Q_{Si+1} y V_{i+1}

Dado que Q_{Si+1} y V_{i+1} dependen del nivel de agua en el vaso, - debe construirse una curva en la que estén asociados los valores $\frac{2V}{\Delta t} Q_S$ con Q_S para cada elevación; dicha curva recibe el nombre de " Curva Auxiliar " y se construirá antes de realizar

el tránsito de avenidas.

Procedimiento para el trazo de la Curva Auxiliar.

- Determinar el intervalo de tiempo Δt y fijar un valor cualquiera de la elevación "El" en el vaso; conviene - que éste nivel inicial sea el del NAMO, para que el - - tránsito se calcule en las condiciones más desfavora - bles, siendo los valores posteriores de "El" mayores - al NAMO.
- Con el valor de "El" obtener un volúmen "V" en la curva elevaciones-capacidades del vaso.
- Utilizando la misma elevación "El" del inciso (a) obtener el gasto de salida por el vertedor (QV), con la -- ecuación (3.4)
- Calcular el gasto de salida total con la ecuación - -- (3.5).
- Calcular $\frac{2V}{\Delta t} + QS$ (m^3/s)
- La tabulación de cálculos puede registrarse en una tabla (Tabla III.1) como la mostrada a continuación, re gresando en el procedimiento al inciso (b) tantas ve - ces sea necesario para definir adecuadamente la curva - con las parejas de valores de ($\frac{2V}{\Delta t} + QS, QS$)

1	2	3	4	5
El m. s. n. m.	V m ³	$\frac{2V}{\Delta t}$ m ³ /s	QS m ³ /s	$\frac{2V}{\Delta t} + QS$ m ³ /s

Tabla III.1 Registro de cálculos para la Curva Auxiliar.

- g) Con los valores obtenidos se grafica la Curva Auxiliar en un sistema de ejes como el mostrado en la fig. 3.4

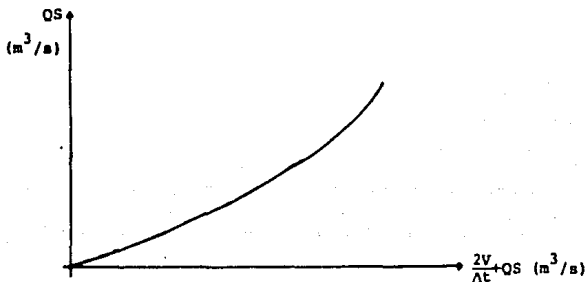


Fig. 3.4 Curva Auxiliar a emplearse en el Método Semigráfico.

Una curva trazada la Curva Auxiliar, se procede a transitar la avenida como se indica a continuación.

Procedimiento

La tabulación de valores se lleva a cabo en la Tabla III.2 mostrada al final. En ésta son conocidos los datos de las columnas (1), (2), (5) y (6).

- 1.- Para las columnas (3) y (4) se conocen los valores del primer renglón únicamente. Esos valores son la elevación del nivel del agua en el vaso al NAMO y su correspondiente volumen en el vaso.
- 2.- Con los datos del inciso (1) se calcula $\frac{2V_i}{\Delta t} - QS_i$ y se anota en la columna (7).
- 3.- A $\frac{2V_i}{\Delta t} - QS_i$ (Columna (7)) se le suma el valor de la columna (6), anotándose el resultado en la columna (8). Puede observarse que se ha aplicado la ecuación (3.6).
- 4.- Con el valor de la columna (8) se obtiene un valor QS_{i+1} de la curva auxiliar y se anota en la columna (9).

Ahora bien, QS_{i+1} representa la suma de los gastos de salida por el vertedor (QV) y por la obra de toma (QT); entonces, QS_{i+1} se restará el valor QT para obtener el gasto descargado por el vertedor.

Posteriormente, ese resultado será utilizado para en -

contrar la elevación del nivel del agua en el vaso y - el volúmen correspondiente a esa elevación. Los resultados se anotarán en el siguiente renglón en las columnas (3) y (4).

Es evidente que si no existe gasto de salida por la obra de toma tendremos que $Q_{Si+1} = Q_V$.

- 5.- Del valor anotado en la columna (8) se resta dos veces el anotado en la columna (9) del mismo renglón obteniéndose $\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_{Si}$ para el siguiente renglón.

Esto puede visualizarse si operamos algebraicamente de la siguiente manera :

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + Q_{Si+1} - 2Q_{Si+1} = \frac{2V_i}{\Delta t} - Q_{Si+1}$$

- 6.- Se repite el proceso regresando al paso (2) tantas veces sea necesario para definir adecuadamente el hidrograma de salida.

i	Ti	Elev. m	Vol. (m ³)	Q _{Ei} m ³ /s	Q _{Ei} +Q _{Ei+1} m ³ /s	$\frac{2V_i}{\Delta t} - Q_{Si}$ m ³ /s	$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + Q_{Si+1}$ m ³ /s	Q _{Si+1} m ³ /s

Tabla III.2 Tabulación de valores obtenidos en el tránsito de avenidas al utilizar el Método Semigráfico.

3.2.2 METODO NUMERICO DE PULS

Este método supone invariable la relación descarga-almacenamiento y desprecia la inclinación variable que ocurre en el agua durante el paso de una onda de avenida.

Aún cuando su uso es completamente satisfactorio para tránsito de avenidas en vasos, da una pobre aproximación para tránsito de avenidas en cauces. El desarrollo del método se debe a L. G. Puls, integrante del U.S. Army Corps of Engineers, y el punto de partida es considerar que para un intervalo de tiempo dado, la diferencia entre el flujo de entrada y de salida es igual al cambio de almacenamiento, representado por la ecuación (3.1). Además, se recuerda que esa ecuación se desarrolla en un esquema de diferencias finitas y centrada en el tiempo como :

$$\frac{QE_{i+1} + QE_i}{2} - \frac{QS_{i+1} + QS_i}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (3.2)$$

El Método de Puls resuelve la ecuación (3.2) por aproximaciones sucesivas y en base a cierto número de iteraciones.

A continuación se explicarán los pasos a seguir en su aplicación, apoyándose para ello en la Tabla III.3 y considerando que en la obra de excedencias se encuentra un vertedor de cresta libre.

1	2	3	4	5	6	7
t segs	QE m ³ /s	V m ³	EI m.c.n.m.	QV m ³ /s	QT m ³ /s	QS m ³ /s

Tabla III.3 Control de resultados para la aplicación del Método Numérico de Puls.

donde :

- t = Tiempo, en horas, segs., etc.
 QE = Gastos del hidrograma de entradas, en m^3/s
 V = Volúmen en el vaso en m^3 , $m^3 \times 10^3$, etc.
 El = Elevación del nivel de agua en el vaso, en m.s.n.m.
 QV = Gasto descargado por el vertedor, en m^3/s
 QT = Gasto por la obra de toma, en m^3/s
 QS = Gasto de salida total, en m^3/s

Procedimiento :

- 1) Se debe contar con los siguientes datos :
 - a) Elevación de la cresta vertedora, CRESTA en, m. s.n.m.
 - b) Gasto por la obra de toma, QT, en m^3/s , anotado en la columna (6).
 - c) Elevación inicial del nivel de agua en el vaso, Ell, en m.s.n.m.
 - d) Gasto del hidrograma de entradas, QE, en m^3/s .
 - e) Longitud efectiva del vertedor, Le, en m.
 - f) Constantes K y N de la curva elevaciones-capacidades del vaso.
 - g) Número de instantes para el tránsito, NUIINST.
 - h) Elevación en el vaso en la cual se consideró volúmen cero, EVO, en m.s.n.m.
 - i) Intervalo de tiempo Δt , en segundos, horas, etc.
- 2) Se calcula el valor del volúmen inicial de agua en el vaso, V(1), substituyendo la elevación inicial del nivel de agua en el vaso en la ecuación de la curva elevaciones-capacidades del vaso. El valor resultante se anota en la columna (3).
- 3) Para el cálculo del primer gasto de salida QS_1 , se procederá como sigue :
 - a) Se compara la elevación del nivel inicial de agua en el vaso (Ell) con la elevación de la cresta vertedora (CRESTA), teniéndose las siguientes opciones:

- 1.- Si $E_{i1} \leq \text{CRESTA}$, entonces el gasto descargado por el vertedor es $Q_{Vi} = 0$.
- 2.- Si $E_{i1} > \text{CRESTA}$, el gasto descargado por el vertedor se calculará utilizando la fórmula para descarga libre (ecuación 3.4).

Una vez calculado el gasto Q_{Vi} , se anota su valor en la columna (5).

- b) El gasto de salida total Q_{Si} se obtiene al sumar el gasto de la obra de toma, Q_T , al gasto descargado por el vertedor Q_{Vi} : $Q_{Si} = Q_{Vi} + Q_T$.

- 4) Se inicia el cálculo del hidrograma de salida mediante un ciclo iterativo desde $i = 1$ hasta $i = \text{número de instantes} - 1$ y también el conteo de las iteraciones para la obtención del gasto de salida, haciendo $X = 0$.

NOTA : El número de instantes corresponde al número de gastos del hidrograma de entradas y el número de iteraciones es $X = 3$.

- 5) Se da como valor inicial al gasto de salida del siguiente instante el valor del gasto de salida del instante anterior, esto es, $Q_{Si+1} = Q_{Si}$.
- 6) Utilizando la ecuación (3.2) se calcula el volumen V_{i+1} y su valor se anota en la columna (3).
- 7) Despejando la elevación E_{i+1} en la curva elevaciones-capacidades, se calcula su valor substituyendo el volumen V_{i+1} encontrado en el paso anterior y el resultado se anota en la columna (4).
- 8) Se compara la elevación E_{i+1} con la elevación de la cresta vertedora :

- a) Si $E_{i+1} \leq \text{CRESTA}$, el gasto descargado por el vertedor es $Q_{Vi+1} = 0$.
- b) Si $E_{i+1} > \text{CRESTA}$, se calculará el gasto descargado por el vertedor mediante la fórmula de descarga libre (ecuación 3.4)

Una vez calculado, su valor se anota en la columna (5).

- 9) El gasto de salida Q_{Si+1} se obtiene al sumar el gasto Q_{Vi+1} con el gasto por la obra de toma (columna (5) + columna (6)) : $Q_{Si+1} = Q_{Vi+1} + Q_T$.

El resultado se anota en la columna (7).

- 10) Si $X < 3$, se incrementa el valor de X mediante $X = X + 1$ y-

se vuelve a calcular nuevamente desde el pago (6) hasta completar el número de iteraciones $X = 3$. Lo anterior tiene el propósito de calcular con precisión el gasto de salida.

- 11) Una vez completado el número de iteraciones ($x = 3$) - se inicia el cálculo para otro instante, desde el paso 4, continuando el ciclo hasta definir el hidrograma de salida del vaso.

De acuerdo a los pasos descritos en el procedimiento anterior, el diagrama de bloques para aplicar el Método Numérico de Pulsos se muestra a continuación.

INICIO

DATOS: CRESTA, EL(1), QT, CTES k Y n DE LA CURVA
ELEVS-CAPAC., LE, C, NUIST, ΔT, GASTOS DEL
HIDROGRAMA DE ENTRADAS, QE, ELEVACION PARA
LA CUAL EL VOLUMEN EN EL VASO ES V = 0

$$V(1) = KEL(1)^n$$

SI $EL(1) \leq CRESTA$ NO

$$Qv(1) = 0$$

$$Qv(1) = CLE(EL(1) - CRESTA)^{3/2}$$

$$Qs(1) = Qv(1) + QT$$

i=1 HASTA (NUIST-1)

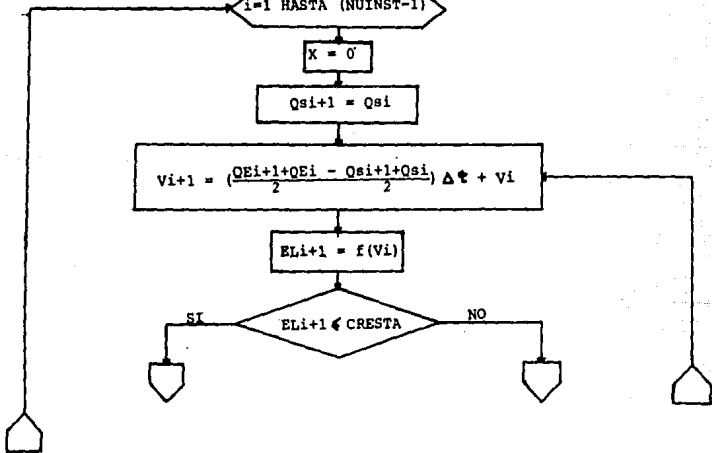
$$X = 0$$

$$Qsi+1 = Qsi$$

$$Vi+1 = \left(\frac{QEi+1 + OEi}{2} - \frac{Qsi+1 + Qsi}{2} \right) \Delta t + Vi$$

$$ELi+1 = f(Vi)$$

SI $ELi+1 \leq CRESTA$ NO



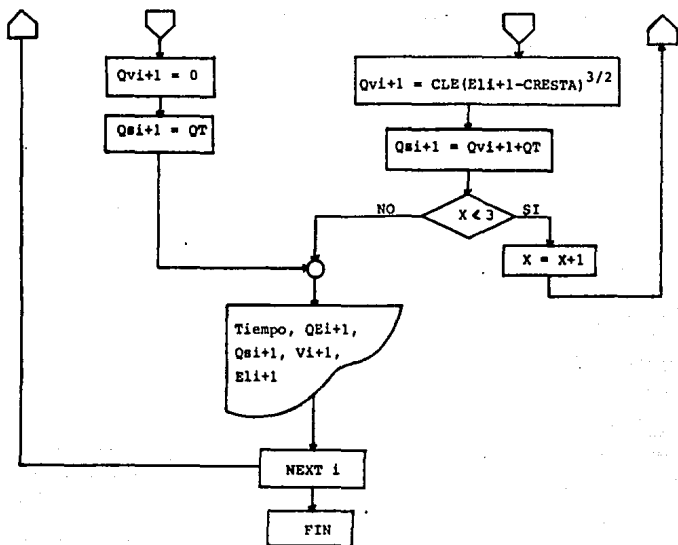


Fig. 3.5 Diagrama de bloques para el Método Numérico de Puls.

3.2.3 METODO NUMERICO DE EULER

Este método recibe ese nombre debido a que en él se plantea el tránsito de avenidas mediante un modelo matemático representado por una ecuación diferencial, la cual será resuelta por el Método Numérico de Euler (ref. 15).

El planteamiento del método se explicará a continuación.

Recordando la ecuación (3.1) : $\frac{dV}{dt} = QE - QS$

Ahora bien, la curva elevaciones-capacidades del vaso puede escribirse en la forma.

$$V = K E I^n \quad (3.7)$$

siendo :

V = Volumen de agua en el vaso, en m^3 .

$E I$ = Elevación del nivel de agua en el vaso, en m.s.n.m.

K y n = Constantes que dependen del ajuste de la curva.

Aplicando la regla de la cadena a la ecuación (3.1)

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV}{dEI} \frac{dEI}{dt} \quad (3.8)$$

y derivando la ecuación (3.7) respecto a "EI" :

$$\frac{dV}{dEI} = n K E I^{n-1} \quad (3.1)$$

Sustituyendo (3.9) y (3.8) en (3.1)

$$\frac{dEI}{dt} (n K E I^{n-1}) = QE - QS \quad (3.10)$$

Despejando el término $\frac{dEI}{dt}$ se obtiene la expresión.

$$\frac{dEI}{dt} = \frac{QE - QS}{n K E I^{n-1}} \quad (3.11)$$

que se conoce como ecuación del Método Numérico de Euler para tránsito de avenidas. La ecuación (3.11) es una ecuación diferencial ordinaria de primer orden y primer grado siendo su solución de la forma $EI_{i+1} = EI_i + f(EI_i, t_i) \Delta t$, y estará dada por la expresión

$$E_{li+1} = E_{li} + \left[\left(\frac{QE_i - QS_i}{n K E_{li}^{n-1}} \right) \Delta t \right] \quad (3.12)$$

Finalmente, el tránsito de avenidas se lleva a cabo resolviendo la ecuación (3.12) en forma iterativa.

A continuación se explicará el procedimiento para la aplicación del Método Numérico de Euler, considerando un vertedor de descarga libre.

Procedimiento :

- 1) Los datos necesarios para el tránsito son los siguientes :
 - a) Coeficiente de descarga libre, C.
 - b) Longitud efectiva del vertedor (L_e), en m.
 - c) Elevación del nivel inicial de agua en el vaso (E_{li}), en m.s.n.m.
 - d) Elevación de la cresta vertedora, (CRESTA), en m.s.n.m.
 - e) Constantes K y n de la curva elevaciones-capacidades del vaso.
 - f) Gasto de extracción por la obra de toma (QT), en m^3/s .
 - g) Gastos del hidrograma de entradas, (QE), en m^3/s .
 - h) Intervalo de tiempo (Δt) en segundos, horas etc.
 - i) Elevación en el vaso para la cual el volumen es cero (EVO), en m.s.n.m.
 - j) Número de instantes para el tránsito (NUINST).
- 2) El cálculo del hidrograma de salida se lleva a cabo mediante un ciclo iterativo que va desde $i = 1$ hasta $i = NUINST$. Para el primer cálculo el ciclo inicia con $i = 1$.
- 3) Se compara el valor de la elevación del nivel de agua en el vaso (E_{li}) con la elevación de la cresta, con el fin de calcular el gasto descargado por el vertedor. De acuerdo al resultado se tienen las siguientes opciones:
 - a) Si $E_{li} \leq CRESTA$, el gasto descargado por el ver

tedor es nulo.

- b) Si $E_{li} > \text{CRESTA}$, entonces el gasto descargado por el vertedor se calculará utilizando la ecuación (3.4) : $QV = C L_e (E_{li} - \text{CRESTA})^{3/2}$.
- 4) El gasto de salida total se obtiene al sumar el gasto de la obra de toma, QT y el gasto descargado por el vertedor QV : $Q_{Si} = QV + QT$.
- 5) Aplicando la expresión (3.12) se calcula el valor de la elevación E_{li+1} .
- 6) Se incrementa el contador en $i=i+1$ y el cálculo vuelve a comenzar desde el paso 2, hasta que el contador tenga el valor $i=\text{NUINST}$.
- 7) Fin del procedimiento.

Los pasos anteriormente explicados se muestran en el siguiente diagrama de bloques.

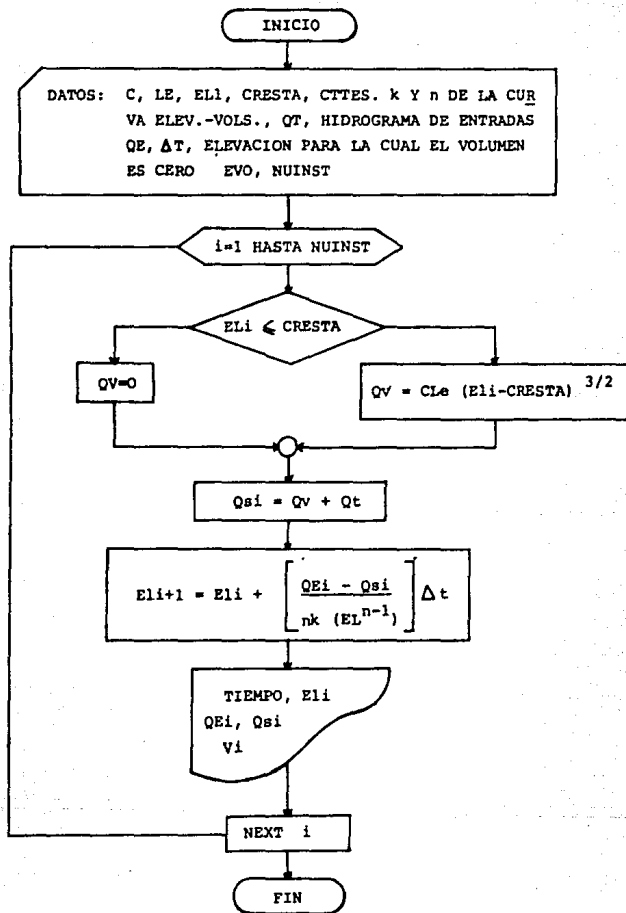


fig. 3.6 Diagrama de Bloques para el Método Numérico de Euler.

3.3 COMPARACION ENTRE LOS METODOS NUMERICOS DE PULS Y EULER

Durante el desarrollo del presente capítulo se ha visto que -- los Métodos Numéricos de Puls y Euler se fundamentan en el -- principio de continuidad, representado por la ecuación

$$Q_E - Q_S = \frac{dV}{dt} \quad (3.1)$$

La diferencia principal entre ambos, y de la cual se derivan -- las restantes, consiste en el planteamiento matemático de solu-- ción que desarrolla cada uno de éstos.

Por una parte, el Método Numérico de Euler desarrolla el térmi-- no derecho de (3.1) utilizando la regla de la cadena (cálculo-- diferencial) y después de algunas substitutiones matemáticas, plantea como expresión principal para tránsito de avenidas la-- ecuación (3.12) :

$$E_{i+1} = E_i + \left[\frac{Q_{Ei} - Q_{Si}}{n K (E_i)^{n-1}} \right] \Delta t \quad (3.12)$$

De este modo, el método consiste en calcular el hidrograma de-- salida en base al incremento de la elevación del nivel de agua en el vaso para cada instante. Al aplicarlo debe tenerse cui-- dado en el valor de las constantes K y n de la ecuación de -- ajuste a la curva elevaciones-capacidades del vaso; para valo-- res muy grandes del exponente n los resultados obtenidos no -- son satisfactorios.

En cambio, el Método Numérico de Puls desarrolla por completo-- la ecuación (3.1), de tal forma que la solución al tránsito de -- avenidas se basa en el cambio de volumen en un intervalo de -- tiempo (ecuación 3.2). El hidrograma de salida se obtiene, -- principalmente, tomando en cuenta ese fenómeno y cada uno de -- sus valores se calcula con bastante exactitud; ésto se debe al -- número de iteraciones que se utiliza en el procedimiento. Por -- estas razones es muy usado en la práctica profesional para es-- tudios hidrológicos con propósitos de diseño u operación.

Aún cuando los métodos se explicaron para condición de descar-- ga libre, es posible aplicarlos al caso en el cual la ley de -- descargas está dada por la regla de operación de compuertas; -- los procedimientos conservan su estructura original y únicamen-- te se agregan algunas consideraciones especiales para el cálcu-- lo del gasto desalojado por el vertedor tales como : longitud-- efectiva de descarga, condición en que ésta ocurre, etc. En -- subcapítulos posteriores se comentarán brevemente esas conside-- raciones.

Por último, los resultados que se obtienen al aplicar los Méto-- dos Numéricos de Puls y Euler, difieren en un porcentaje en el -- rango del 5 al 10%.

Se recomienda utilizar de preferencia el Método de Puls por -- las razones arriba mencionadas.

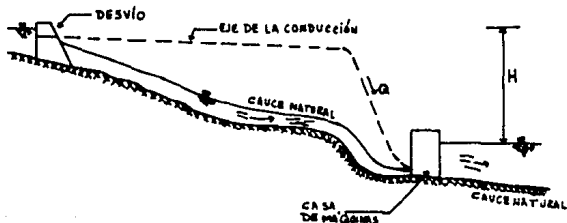
3.4 VERTEDORES DE DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS

3.4.1 ANTECEDENTES

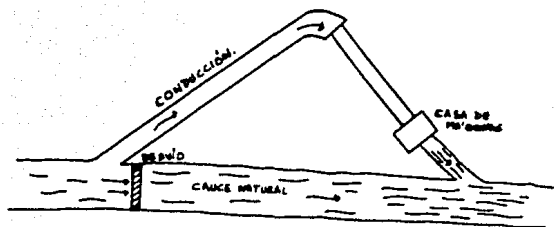
Se llama central hidroeléctrica a un aprovechamiento que se - construye con objeto de transformar la energía hidráulica en - energía eléctrica.

Para formar un aprovechamiento hidroeléctrico se puede proce - der en general, de dos maneras (ref. 9) :

- a) Desviar el agua de un cauce y conducirla por un canal o una tubería a presión, con pendiente muy pequeña a un sitio donde se provocará una caída brusca hasta la casa de máquinas, en la cual se encuentran alojadas las turbinas y el generador (fig. 3.7).



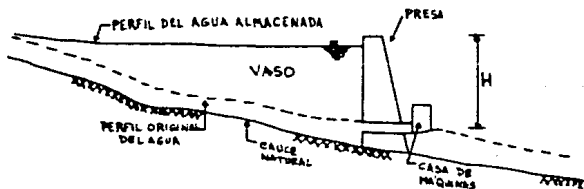
a) Perfil



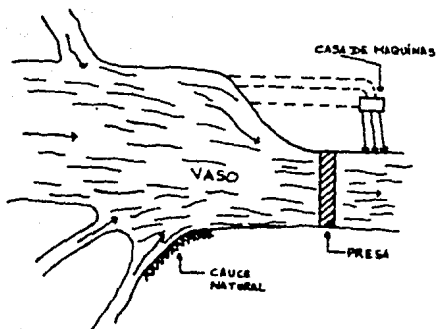
b) Planta

Fig. 3.7 Aprovechamiento hidroeléctrico formado por una derivación.

- b) Construir una presa en un lugar adecuado de un cauce natural (fig. 3.8) de tal manera que, almacenando el agua, el nivel de ésta se eleve hasta lograr la carga-hidráulica necesaria para las turbinas. En este caso, la casa de máquinas puede construirse al pie de la presa o hacerse subterránea y alojarse en alguna de las laderas.



a) Perfil



b) Planta

Fig. 3.8 Aprovechamiento hidroeléctrico formado por un almacenamiento.

El proceso de transformación de energía hidráulica a energía eléctrica se representa con la ecuación de la potencia hidráulica, la cual es.

$$P = \gamma Q H \eta \quad (3.13)$$

donde

P = Potencia generada, en $\frac{\text{kg}\cdot\text{m}}{\text{s}}$

Q = Gasto, en m^3/s .

H = Caída ó carga de agua, en m.

η = Factor de eficiencia en la conversión de energía potencial en eléctrica, adimensional.

γ = Peso volumétrico del agua, en kg/m^3 .

Debido a que la potencia generada se expresa comúnmente en kw, es necesario aplicar algunas transformaciones a la ecuación (3.13); sabemos que $1 \text{ watt} = \frac{1 \text{ Joule}}{\text{s}}$ y que $1 \text{ Joule} = 1 \text{ Newton} \cdot \text{m}$. Multiplicando la ecuación (3.13) por $g=9.81 \text{ m}/\text{s}^2$ tendremos

$$P = \gamma Q H \eta g \quad (3.14)$$

donde las unidades de P son $\left(\frac{\text{kg.m}}{\text{s}}\right) \left(\frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)$, que también es equivalente a $\left(\frac{\text{kg.m}}{\text{s}^2}\right) \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right)$.

Las unidades del primer paréntesis son las correspondientes a un Newton, y al multiplicarse por las del segundo paréntesis - dan como resultado $\frac{1 \text{ Newton} \times \text{m}}{\text{s}} = \frac{1 \text{ Joule}}{\text{s}} = 1 \text{ watt}$

Para expresar a P en kw sólo resta dividir el término derecho de (3.14) entre 1,000 y la ecuación resultante es (ref. 7) :

$$P = \frac{9.81 \gamma Q H \eta}{1000} \quad (3.15)$$

donde :

P = Potencia generada, en kw.

La construcción de una presa permite almacenar y regular los - escurrimientos de un río, con lo cual puede suministrarse un - gasto Q y una carga H a las turbinas en cualquier instante para generar energía hidroeléctrica.

Durante las distintas épocas del año el nivel del agua en el - vaso cambia y por lo tanto, la carga hidráulica H no tendrá - siempre el mismo valor; en base a esa variación, se le define - (ref. 7) como :

a) Carga bruta aprovechable

Es el desnivel entre la cota del nivel máximo de operación (NAMO) y el nivel del agua en el sitio del desfogue.

b) Carga bruta disponible

Es el desnivel entre la cota del nivel más frecuente - de la superficie del agua en el vaso y el nivel del - agua en el sitio del desfogue.

c) Carga bruta garantizable

Es el desnivel entre el nivel de agua mínimo de operación (NAMINO) y el nivel del agua en el desfogue.

La potencia es función de la carga hidráulica H y del gasto Q; al respecto, se tienen para ésta las siguientes definiciones - (ref. 7) :

a) Potencia instalada

Es la capacidad de la planta en kw. δ Mw y corresponde

a la potencia que puede entregarse si todas las unidades están funcionando con el gasto de diseño y el nivel del agua en el NAMO.

b) Potencia garantizada

Es la potencia que puede producirse en cualquier momento, con el nivel de agua en el NAMINO.

A su vez, la energía generada está en función de la potencia, influyendo además, las características de la demanda; éste último aspecto se comentará después.

Para un intervalo de tiempo $\langle t_0, t \rangle$ se define (ref. 7) a la energía generada como

$$E \langle t_0, t \rangle = \int_{t_0}^t P(t) dt \quad (3.16)$$

donde

$E \langle t_0, t \rangle$ es la energía generada en el intervalo t_0, t , en kwh ó Mwh.

$\langle t_0, t \rangle$ es el intervalo de tiempo considerado, en horas.

$P(t)$ es la potencia entregada por el sistema en el instante t , en kw ó Mw.

Del anterior concepto se derivan 3 importantes definiciones :

a) Energía media anual

Es el promedio anual de la energía generada por un aprovechamiento, expresada comúnmente en Gwh/año, donde $gwh = 1 \times 10^6$ Kwh.

b) Energía media anual generada en el pico

Es la energía media anual generada considerando únicamente las horas de máxima demanda en cada día, en Gwh/año.

c) Energía media anual generada en la base

Es la energía anual generada, considerando las horas restantes, en Gwh/año.

Asimismo se define al factor de planta como la relación entre la energía generada en un intervalo de tiempo y la que se produciría si durante ese intervalo se generara a la máxima capa-

ciudad. En centrales hidroeléctricas, el concepto está relacionado (ref. 7) principalmente con las fluctuaciones de la demanda, considerando intervalos de tiempo diarios.

La demanda de energía eléctrica varía a lo largo del día y durante el año; en la fig. 3.9 se muestra la forma típica de ésta para un día cualquiera (ref. 7).

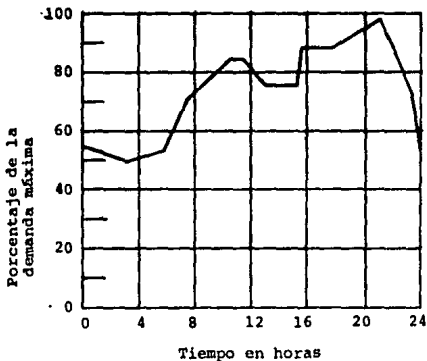


Fig. 3.9 Variación horaria de la demanda.

Para las diferentes zonas del país y según la época del año, - la variación depende del uso de la energía (urbana, industrial, agrícola, etc.) y las características del clima. En general, la forma de la curva es más suave conforme se interconectan zo nas mayores.

En las figs. 3.10 y 3.11 se muestran las curvas de demanda para una zona industrial y una zona residencial.

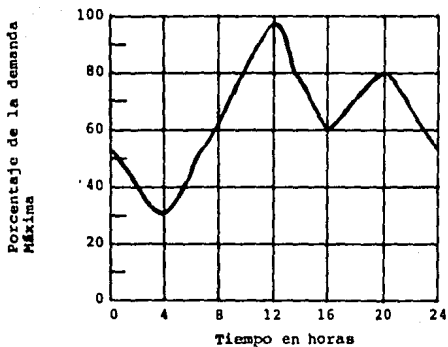


Fig. 3.10 Curva de demanda para una zona industrial

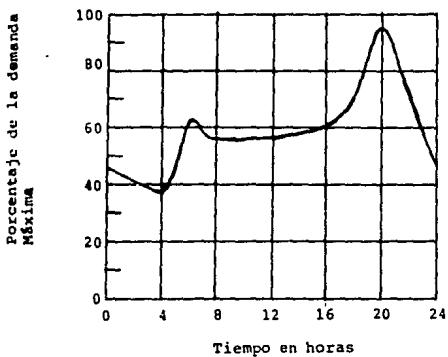


Fig. 3.11 Curva de demanda para una zona residencial

3.4.2 GENERALIDADES

Generalmente este tipo de vertedores se encuentra en la obra de excedencias de centrales hidroeléctricas que aprovechan el agua almacenada por una presa para generar energía eléctrica. También se les encuentra en presas cuyo fin es el riego, abastecimiento de agua potable, control de avenidas, etc.

El propósito que cumplen las compuertas instaladas sobre el ci macio, es el de controlar el gasto descargado de tal manera que se cumplan las siguientes condiciones de operación :

- Mantener el nivel de agua en el vaso a una elevación - tal, que no se presente el peligro de que la cortina - sea rebasada.
- Evitar que se generen hidrogramas de salida con picos - muy grandes y que provocarían daños aguas abajo.
- Lograr la mayor carga hidráulica posible para generar - energía eléctrica.

Los objetivos anteriores se plantean considerando que las avenidas que se presenten puedan ser controladas.

En caso de tenerse avenidas que debido a su gran volúmen o gas to pico pondrían en peligro la presa, deberán operarse las com puertas para desalojar del vaso la cantidad de agua que se re - quiera con los menores daños posibles aguas abajo.

Ahora bien, en un vertedor cuya descarga es controlada por com puertas, existen dos tipos de ésta que son :

- Descarga libre :

Ocurre cuando el nivel de agua en el vaso se encuentra por abajo del labio inferior de la compuerta (fig. - 3.12) ó cuando mucho a la misma elevación de ésta. En este caso, el gasto descargado por el vertedor se cal - cula con la ecuación

$$Q = C L e (E l - C R E S T A) ^ { 3 / 2 } \quad (3 . 4)$$

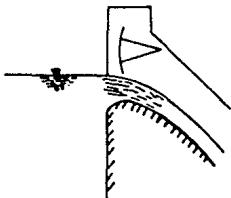


Fig. 3.12 Condición de descarga libre.

b) Descarga ahogada ;

Ocurre cuando el nivel de agua en el vaso se encuentra por encima del labio inferior de la compuerta (Fig. - 3.13). El cálculo del gasto descargado se explicará después.

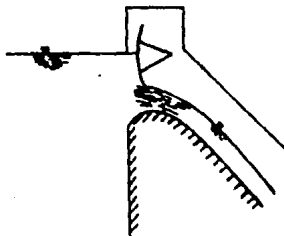


Fig. 3.13 Condición de descarga ahogada.

A continuación se expondrán las diferencias del segundo tipo - de descarga respecto al primero.

En la fig. 3.14 se observa que para un vertedor de descarga libre, el NAMO coincide con la elevación de la cresta vertedora - y al ocurrir una avenida, el agua derrama sin que exista nin - gún control sobre ella.

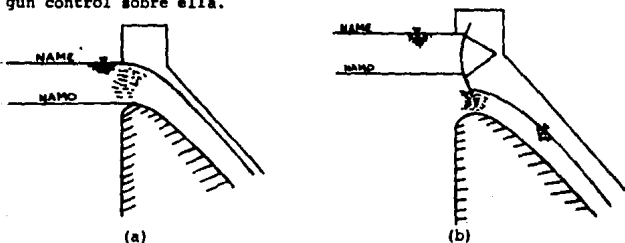


Fig. 3.14 Vertedor de descarga libre (a) y des - carga controlada (b)

Por otra parte en la figura 3.14b donde la descarga es contro - lada pueden notarse varias diferencias respecto al primer caso:

a) La elevación del NAMO no coincide con la cresta verte -

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

dora, por que al existir control sobre la descarga, - puede almacenarse mayor volumen de agua en la presa.

- b) La condición del agua derramando por el vertedor, se asemeja a la descarga por orificios.
- c) Mediante el manejo de las compuertas puede controlarse el nivel del agua en el vaso, siempre y cuando no exista el riesgo de que se rebasa la cortina.

De las anteriores diferencias se derivan importantes consecuencias :

- 1.- El hecho de que el NANO no coincida con la elevación de la cresta vertedora tiene dos grandes ventajas respecto a un vertedor de cresta libre :
 - a) Que el nivel del agua pueda mantenerse lo más - alto posible cuando no se presenten avenidas, - para proporcionar mayor carga hidráulica a las turbinas y por lo tanto, aumentar la generación de energía.
 - b) Disminuir su elevación en el vaso, si el personal de operación de una central hidroeléctrica considera conveniente al inicio de un tránsito.
- 2.- El cálculo del gasto descargado puede hacerse utilizando la teoría de orificios.
- 3.- Mediante un adecuado manejo de las compuertas y procurando siempre que la descarga por el vertedor sea la - mínima (con control) podrá almacenarse agua para generar energía durante la época de estiaje.

Respecto al cálculo del gasto en vertedores con descarga controlada por compuertas, cuando ésta es ahogada, se tiene (ref.8) la siguiente expresión :

$$QV = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \quad C \quad Le \quad (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (3.17)$$

donde :

QV = Gasto descargado por el vertedor, en m³/s.

C = Coeficiente de descarga, adimensional.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s².

H1 = Carga al fondo del orificio, en m.

H2 = Carga al labio inferior de la compuerta, en m.

Le = Ancho efectivo del orificio, igual a la longitud de cresta efectiva, en m.

En la fig. 3.15 podemos observar el significado físico de los términos H_1 y H_2 de la ecuación (3.17).

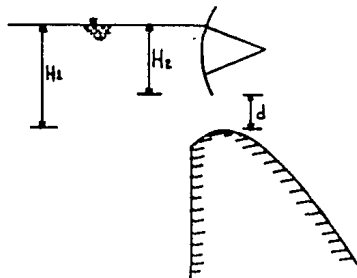


Fig. 3.15 Cargas hidráulicas en la descarga -- por medio de compuertas.

El coeficiente de descarga C , puede obtenerse (ref. 8) utilizando la figura .316 conociendo el valor $\frac{d}{H_1}$ donde d =abertura de compuerta en metros.

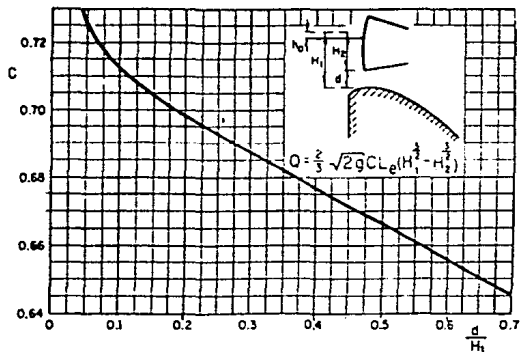


Fig. 3.16 Coeficientes de descarga para compuertas parcialmente abiertas.

Además la longitud efectiva " Le " está en función de los siguientes factores :

- Tipo de pilas y número de éstas sobre la cresta vertedora.
- Efecto de los estribos sobre el flujo de agua.
- Carga hidráulica total sobre la cresta.

Pudiendo calcularse su valor (ref. 8) mediante la expresión

$$Le = L - 2 (N Kp + Ka) H \quad (3.18)$$

donde

H = Carga hidráulica total sobre la cresta --
vertedora, en m.

Ka = Coeficiente de contracción por estribo, -
adimensional.

Kp = Coeficiente de contracción por pilas, adi-
mensional.

L = Longitud total de cresta vertedora, en m.

Le = Longitud efectiva de cresta vertedora, en
m.

N = Número de pilas en la cresta vertedora.

Por otra parte, la longitud "L" se calcula de la siguiente ma-
nera :

$$L = LOCREVCO (NUCOV) + AP (NP) \quad (3.19)$$

donde :

LOCREVCO = Longitud de cresta vertedora por compu-
erta, en m.

NUCOV = Número de compuertas en la cresta vertedo-
ra.

AP = Ancho de una pila, en m.

NP = Número de pilas en la cresta vertedora.

También, es necesario definir la longitud efectiva de cresta -
vertedora por compuerta utilizando la ecuación

$$LEFCREVC = \frac{Le}{NUCOV} \quad (3.20)$$

en la cual :

LEPCREVC = Longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta, en m.

Le = Longitud efectiva de cresta vertedora, en m.

NUCOV = Número de compuertas en la cresta vertedora.

Multiplicando el valor LEPCREVC por el número de compuertas - abiertas en cierto instante, obtendremos el valor de la longitud a utilizar en el cálculo del gasto. De acuerdo con las anteriores explicaciones la expresión (3.17) queda finalmente como

$$QV = \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{2g} C (LEPCREVC \cdot NCA) (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (3.21)$$

donde

NCA = Número de compuertas abiertas.

y todos los demás terminos ya han sido definidos.

Por último, los coeficientes de contracción por estribo y por pila pueden obtenerse (ref. 8) utilizando las figuras 3.17 y 3.18 ambos en función de la relación H/H_d donde

H = Carga hidráulica sobre el vertedor, en m.

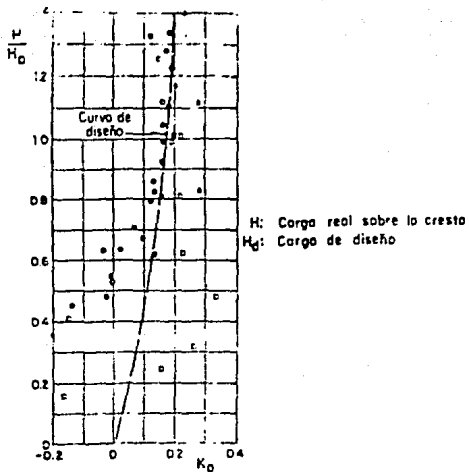
H_d = Carga hidráulica de diseño del vertedor, en m.

3.5 REGLAS DE OPERACION DE COMPUERTAS

Una regla o política de operación de compuertas es una serie de movimientos planeados antes de la ocurrencia de una avenida en el vaso de una presa. Su propósito es el adecuado manejo de las compuertas instaladas en el vertedor y los objetivos que se busca lograr, de acuerdo a la seguridad, son :

- Evitar que el nivel del agua en el vaso derrame por la cortina, haciendo peligrar a la presa.
- Regular el gasto descargado por la obra de excedencias, de tal manera que aguas abajo no se pongan en peligro vidas humanas y bienes materiales.
- Almacenar la mayor cantidad de agua posible en el vaso, evitando derrames para tener volúmen y carga hidráulica necesarios en la generación de energía eléctrica.

Ahora bien, en una regla de operación de compuertas se tienen



Sección de cresta vertedera, con
 secciones sucesivas de enrocamiento

Fig. 3.17 Coeficientes de contracción por estribo

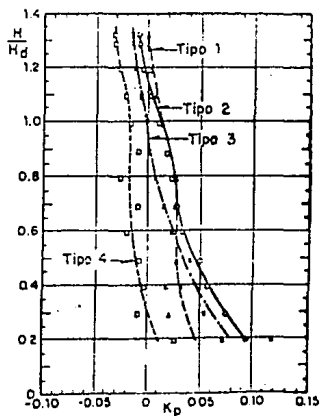
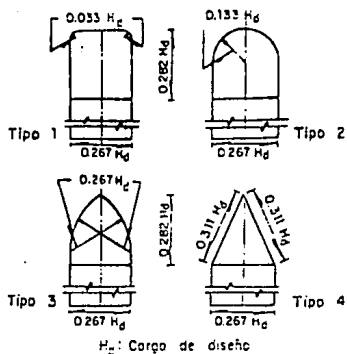


Fig. 3.18 Coeficiente de contracción por pilas

dos tipos de movimiento de éstas :

- 1) Número de compuertas abiertas.
- 2) Magnitud de la abertura de compuertas.

Durante la época de avenidas, se buscará mediante los dos tipos de movimiento anteriores una operación razonable de la obra de excedencias. Las combinaciones de movimientos pueden ser, entre otras :

- a) Abertura de compuertas constante.
Número de compuertas abiertas, variable.
- b) Abertura de compuertas variable.
Número de compuertas abiertas, constantes.
- c) Abertura de compuertas variable.
Número de compuertas abiertas, variable.

Dependiendo de factores como magnitud de la avenida y nivel de agua en el vaso tiempo antes de que se presente ésta, se determinará la regla de operación a seguir durante el tránsito de la avenida por el vaso.

Cabe preguntarse, ¿ cómo plantear una serie de movimientos para las compuertas ? ¿ En que momento iniciarán sus movimientos ?

El criterio que se propone en el presente trabajo, se basa en que las compuertas realicen sus movimientos de acuerdo al cambio en la elevación del nivel del agua en el vaso. De acuerdo con esto, pueden proponerse reglas de operación en las cuales las compuertas tendrán ya sea uno ó varios movimientos.

A un número de movimientos propuesto, corresponde un mismo número de niveles de agua en el vaso para efectuarlos, teniéndose como referencia la elevación del nivel inicial de agua en el vaso a partir del cual se propondrán esos niveles.

Cabe aclarar que el primer nivel de apertura de compuertas puede estar a la misma ó a menos elevación que el nivel inicial de agua en el vaso.

Finalmente, para cada movimiento de apertura debe proponerse un número de compuertas abiertas y la magnitud de la abertura de éstas.

En el presente trabajo sólo se manejarán reglas de operación en las cuales las compuertas abiertas poseen la misma magnitud de abertura.

Una vez definidos los movimientos de apertura, será necesario definir movimientos de cierre de compuertas. En este caso, el criterio propuesto en el presente trabajo, se basa en el valor del gasto de salida de la presa.

Cuando el nivel del agua en el vaso alcanza su máxima elevación durante el tránsito, se tiene entonces el máximo gasto de salida y a partir de ese instante el gasto descargado comenzará a disminuir. Entonces, las compuertas inician su movimiento de cierre pudiendo tenerse las siguientes situaciones :

- a) Cierre a cada intervalo de tiempo (cierre "Rápido").
- b) Cierre a más de un intervalo de tiempo (cierre "Lento").

donde el intervalo para el cierre depende principalmente de la magnitud de la avenida. Además del número de intervalos para el cierre debe proponerse el valor en que disminuye el número de compuertas abiertas y la magnitud de su abertura.

Mediante el número de intervalos de cierre es posible controlar el descenso del nivel de agua en el vaso para que no se tengan grandes derrames y pueda almacenarse la mayor cantidad posible de ésta.

Es importante comentar que en la realidad también se toma en cuenta la experiencia obtenida durante años al operar la obra de excedencias en época de avenidas. Esto permitirá proponer políticas o reglas de operación adecuadas para aprovechar al máximo el agua que aporten las avenidas al vaso.

Por último, previniendo situaciones durante los movimientos de cierre en las cuales el nivel del agua en el vaso se elevara nuevamente, existe una regla de reapertura, mediante la cual se incrementa nuevamente el número de compuertas abiertas y la magnitud de su abertura. También es posible, al igual que en la regla de cierre, proponer un número de intervalos de tiempo en los movimientos de reapertura.

Lo anteriormente planteado es base para desarrollar la explicación de los Métodos Numéricos de Puls y Euler para el tránsito de avenidas, cuando en la obra de excedencias se encuentra un vertedor de cresta controlada por compuertas.

Un estudio más detallado de políticas de operación de compuertas, queda fuera del alcance del presente trabajo.

3.6 METODO NUMERICO DE PULS: DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

Para la aplicación del método debe contarse con los siguientes datos :

- a) Hidrograma de entradas de la avenida (QE) en m^3/s .
- b) Elevación del nivel inicial de agua en el vaso (E11), -

en m.s.n.m.

- c) Elevación de la cresta vertedora (CRESTA) en m.s.n.m.-
- d) Longitud de cresta vertedora por compuerta (LOCREVCO)-
en m.
- e) Número de instantes para el tránsito (NUIINST).
- f) Intervalo de tiempo para el tránsito (Δt) en segundos.
- g) Gasto de extracción por la obra de toma (QT) en m^3/s .
- h) Inclinación del talud del paramento aguas arriba del -
cimacio, si éste no es vertical.
- i) Altura del paramento del cimacio (ALPAR) en m.
- j) Tipo y número de pilas (NUPILAS) sobre la cresta ver-
tedora.
- k) Ancho de una pila (ANCHOPIL) en m.
- l) Número de compuertas en la cresta vertedora (NUCOV).
- m) Carga hidráulica de diseño del vertedor (CAHIOVE) en
m.
- n) Curva elevaciones-capacidades del vaso :
 - 1) Si el ajuste es del tipo lineal ($V=A+B*EL$), co-
nocer ctes. A y B de la ecuación.
 - 2) Si el ajuste es de tipo logarítmico ($V=K*EL^n$), -
conocer ctes. K y n de la ecuación.
- o) Elevación en el vaso en la cual se consideró que el vo-
lúmen es cero (EVO), en m.s.n.m.
- p) Regla de operación de compuertas.
Debe plantearse de la siguiente manera.
 - 1) Regla de apertura
Los datos para ésta, son los siguientes :
 - 1.1 Número de movimientos de compuertas duran-
te la apertura (NUMOVAP).
 - 1.2 Magnitud de la abertura en cada movimien-
to (ABEC), en m.
 - 1.3 Número de compuertas abiertas en cada mo-
vimiento (NUCAMOV).
 - 1.4 Niveles de agua en el vaso para la apertu

ra de compuertas (NIVAC), en m.

NOTA: La magnitud de la abertura o el número de compuertas abiertas pueden ser iguales en dos o más movimientos; a su vez, el número de movimientos puede variar desde uno hasta "n". Además el número de niveles de agua en el vaso para la apertura de compuertas es el mismo que el número de movimientos de éstas.

2) Regla de cierre

Estará dada por los siguientes valores :

- 2.1 Valor para disminuir la abertura de compuertas (COCIAC), en m.
- 2.2 Valor de disminución al número de compuertas abiertas (CODNUCA).
- 2.3 Número de instantes para efectuar el cierre una vez que las compuertas inician este tipo de movimiento (INCIERRE).

NOTA: El número de instantes para el cierre (INCIERRE) puede variar desde uno hasta "n", dependiendo de la " rapidez " con la que se desea efectuar el movimiento, ya sea a cada intervalo de tiempo o a más de un intervalo.

3) Regla de reapertura

Los datos necesarios son :

- 3.1 Valor para aumentar la abertura de compuertas (CONAPCO), en m.
- 3.2 Valor para aumentar el número de compuertas abiertas (COANUCA).
- 3.3 Número de instantes para reabrir, una vez que las compuertas inician este tipo de movimiento (INREAP).

En este caso, el número de instantes para la reapertura sirve para definir si el movimiento se realiza a cada instante ó a cada cierto número de éstos.

- q) Magnitud de la abertura máxima de compuertas (ABEMAC)- en la central hidroeléctrica en cuestión en m.

Una vez reunidos los datos anteriores, el procedimiento para la aplicación del método se explica a continuación. Las subrutinas a las que se haga mención se explicarán en subcapítulos posteriores.

Procedimiento :

- 1) Sustituyendo el valor de la elevación inicial del nivel de agua en el vaso en la ecuación de la curva elevaciones-capacidades, se obtiene el volumen inicial de agua en el vaso, $V(1)$.
- 2) Se calcula la longitud total de cresta vertedora utilizando los siguientes datos :
 - LOCREVCO
 - NUCOV
 - ANCHOPIL
 - NUFILAS
- 3) Se compara la elevación inicial del nivel de agua en el vaso con el nivel de apertura de compuertas (NIVAC (1)) teniéndose dos opciones de decisión al compararse dos valores, las cuales son :
 - a) Si $El(1) < NIVAC(1)$, el gasto descargado por el vertedor es $QV(1)=0$ y tanto la apertura como el número de compuertas abiertas son cero.
 - b) Si $El(1) \geq NIVAC(1)$, el algoritmo se dirige a la subrutina longitud a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta.

Una vez hecho esto, se compara la elevación - - $El(1)$ con el valor de la elevación de la cresta vertedora más la apertura de compuerta 1 - - - (ABEC(1)), con el propósito de determinar la condición de descarga por el vertedor en ese instante. Las opciones de decisión, en este caso, son :

 - b.1) Si $El(1) > CRESTA+ABEC(1)$, la condición de descarga es ahogada y por lo tanto el gasto descargado por el vertedor se calculará mediante la subrutina orificio.
 - b.2) Si $El(1) \leq CRESTA+ABEC(1)$, se tiene condición de descarga libre. En este caso, se calculará primero el coeficiente de descarga libre con la subrutina coeficiente, que servirá para determinar el gasto descargado por el vertedor.
- 4) El gasto de salida total $QS(1)$ en el primer instante se obtiene al sumar al gasto descargado por el vertedor $QV(1)$, el gasto de extracción por la obra de toma-
QT.
- 5) Se inicializa una serie de discriminantes para controlar el movimiento de las compuertas, en sus distintas-fases. Los discriminantes son L, J, E, P, M, D, G, W, y se les da el valor cero.

- 6) Se inicia el cálculo del hidrograma de salida mediante un ciclo iterativo desde $i=1$ hasta $i=NUINST-1$. Además para calcular el gasto de salida se inicializará un contador X con $X=0$ para hacerlo en forma exacta.
- NOTA: El número de iteraciones "X" tendrá un valor máximo de 3, al igual que en el método para descarga libre.
- 7) Para calcular el gasto de salida en un instante $i+1$ se supone primero su valor igual al del instante anterior i , esto es, $QSi+1=QSi$.
- 8) A continuación se calcula el volumen $Vi+1$ utilizando la ecuación (3.2).
- 9) Despejando el término Ei en la ecuación de la curva elevaciones-capacidades del vaso, se encuentra la elevación $Eli+1$ substituyendo en ella el valor del volumen $Vi+1$ obtenido en el paso anterior.
- 10) Dependiendo del valor que tenga el discriminante "L" se tienen las siguientes opciones :
- a) Si $L \neq 0$ el ciclo de cálculo se dirige hacia la subrutina longitud y continúa después en la instrucción 12. Cabe aclarar que cuando el movimiento de compuertas se encuentra en su fase de cierre o en reapertura.
- b) Si $L=0$, se continúa con otro ciclo de comparación.
- 11) Se compara la elevación $Eli+1$ con el valor del nivel uno de apertura de compuerta ($NIVAC(1)$) :
- a) Si $Eli+1 < NIVAC(1)$, verificar el valor de la apertura de compuertas; si es mayor que cero el cálculo continúa en las subrutinas regla de apertura y longitud para dirigirse a la instrucción 12.
Para un valor igual a cero el gasto descargador por el vertedor es nulo ($Qvi+1=0$) y sólo restará calcular el gasto de salida total en la instrucción 13.
- b) Si $Eli+1 \geq NIVAC(1)$, las compuertas inician sus movimientos de apertura los cuales se manejan mediante la subrutina regla de apertura. En ésta se determinan la apertura y el número de compuertas abiertas correspondientes a esa elevación. Por último, se calcula la longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta con la subrutina longitud.
- 12) Se determina la condición de descarga por el vertedor,

comparando la elevación E_{i+1} con el valor resultante de sumar elevación de la cresta (CRESTA) más la abertura de compuerta (AC) que se tenga en ese instante. Las opciones a elegir son :

- a) Si $E_{i+1} > \text{CRESTA} + \text{AC}$, la condición de descargas ahogada y el gasto desalojado por el vertedor se calcula con la subrutina orificio
 - b) Si $E_{i+1} \leq \text{CRESTA} + \text{AC}$, se tiene condición de descarga libre: se calcula el coeficiente de descarga libre utilizando la subrutina coeficiente con el fin de obtener el gasto desalojado - por el vertedor para esa circunstancia.
- 13) El gasto de salida total Q_{Si+1} se obtiene al sumar al gasto descargado por el vertedor Q_{Vi+1} , el gasto de extracción por la obra de toma Q_T .
- 14) Si el valor de X es menor que 3, se incrementa su valor en $X=X+1$ y el algoritmo regresará al paso 8 para recalcular el gasto de salida. En caso contrario se continúa al siguiente paso.
- 15) Los valores obtenidos en el ciclo de cálculo en los pasos anteriores son :
- a) Gasto de salida en el instante $i+1$, Q_{Si+1}
 - b) Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante $i+1$, E_{i+1} .
 - c) Abertura de compuertas, AC.
 - d) Número de compuertas abiertas, NCA.
- 16) Se calcula el volumen de la avenida y el volumen descargado del vaso hasta el instante en cuestión, de tal manera que al ir sumando estos valores en cada instante del ciclo, se obtendrá al final el volumen total de la avenida (SQE) y el volumen total descargado (SQS).
- 17) Se compara el gasto de salida Q_{Si+1} con el gasto Q_{Si} del instante anterior : el propósito de esto es saber en que instante iniciará el cierre de las compuertas. Las opciones para decidir son :
- a) Si $Q_{Si+1} \geq Q_{Si}$, entonces se continúa al siguiente paso.
 - b) Si $Q_{Si+1} < Q_{Si}$, iniciarán los movimientos de cierre de compuertas, los cuales están contenidos en la subrutina regla de cierre. Una vez que esto ocurre por primera vez el valor de L es $L=1$ y el movimiento de compuertas ya no estará regido por la regla de apertura. El cál-

culo continúa después en el paso 19.

- 18) Conociendo el valor de L se tendrán las siguientes alternativas para decisión :
- a) Si $L=0$, el movimiento de las compuertas está regido por la regla de apertura y el cálculo continúa en el paso 19.
 - b) Si $L \neq 0$ pudiera ser que el movimiento de compuertas estuviera en su fase de reapertura. Eso se comprueba con el valor del gasto descargado por el vertedor : si $Q_{Vi+1}=0$ entonces significa que las compuertas han cerrado. De este modo, el ciclo de cálculo continúa en el paso 19.

Si $Q_{Vi+1} \neq 0$ se realizarán movimientos de reapertura para las compuertas, los cuales se manejan en la subrutina reapertura. Para este caso, el cálculo continúa también en el paso 19.
- 19) Se incrementa el contador para el ciclo iterativo de cálculo volviendo al paso 6: el procedimiento se realiza hasta calcular el hidrograma de salida.
- 20) Fin del método.

A continuación se muestra el diagrama de bloques, de acuerdo a los pasos anteriormente explicados.

INICIO

DATO: HIDROGRAMA DE ENTRADAS, EL1, CRESTA, LOCREVCO, NUINST, ΔT, QT, TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA DEL CIMACIO EN CASO DE QUE ESTE NO SEA VERTICAL, ALPAR, TIPO DE PILAS SOBRE LA - CRESTA VERTEDORA, NUPILAS, ANCHOPIL, NUCOV, CAHIDVE, CURVA - ELEVACIONES-CAPACIDADES DEL VASO, ELEVACION EN EL VASO PARA LA QUE SE CONSIDERO VOLUMEN CERO EVO, ABEMAC.

REGLA DE OPERACION DE COMPUERTAS :

REGLA DE APERTURA : NUMOVAP, ABEC, NUCAMOV, NIVAC

REGLA DE CIERRE : COCIAC, CODNUCA, INCIERRE

REAPERTURA : CONAPCO, COANUCA, INREAP

$V(1) = f(EL(1))$

$LOTCREV = LOCREVCO * NUCOV + ANCHOPIL * NUPILAS$

EL(1) < NIVAC(1)

NO

SI

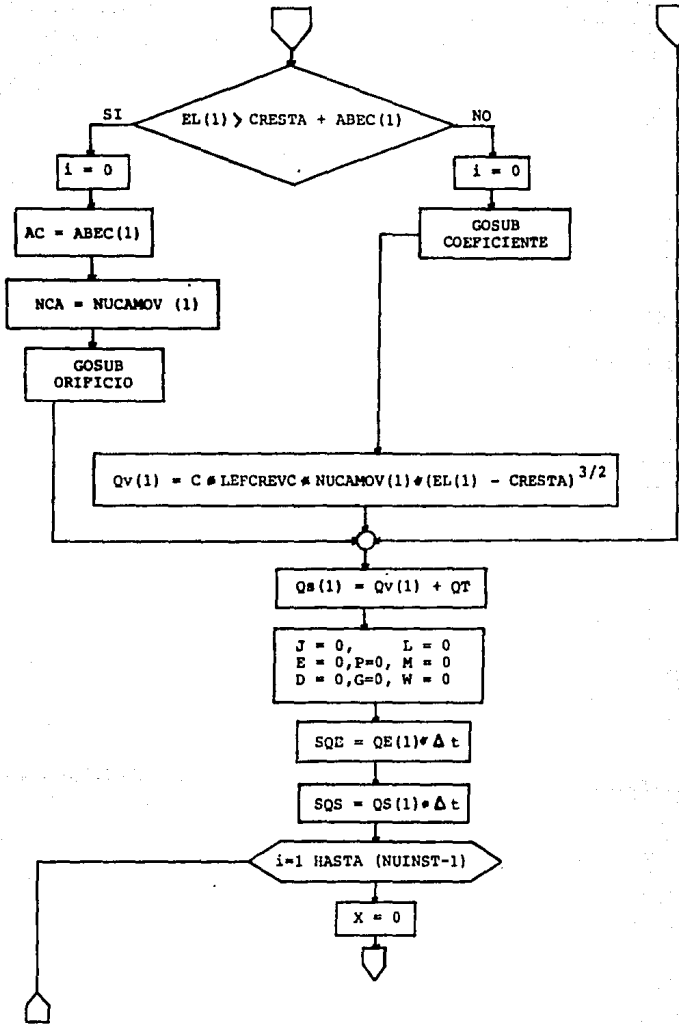
i = 0

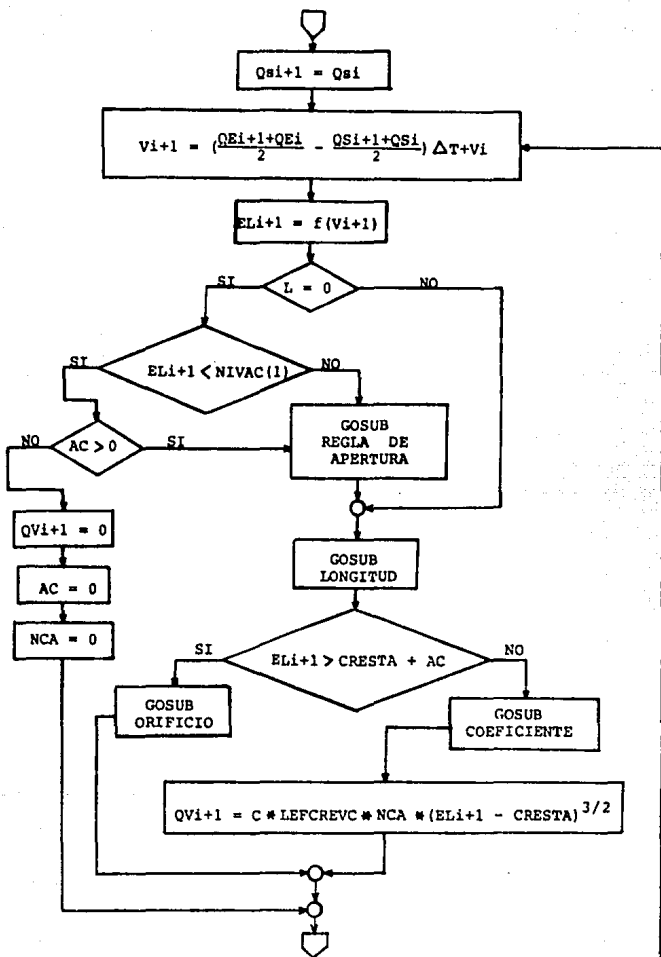
GOSUB
LONGITUD

$Qv(1) = 0$

AC = 0

NCA = 0





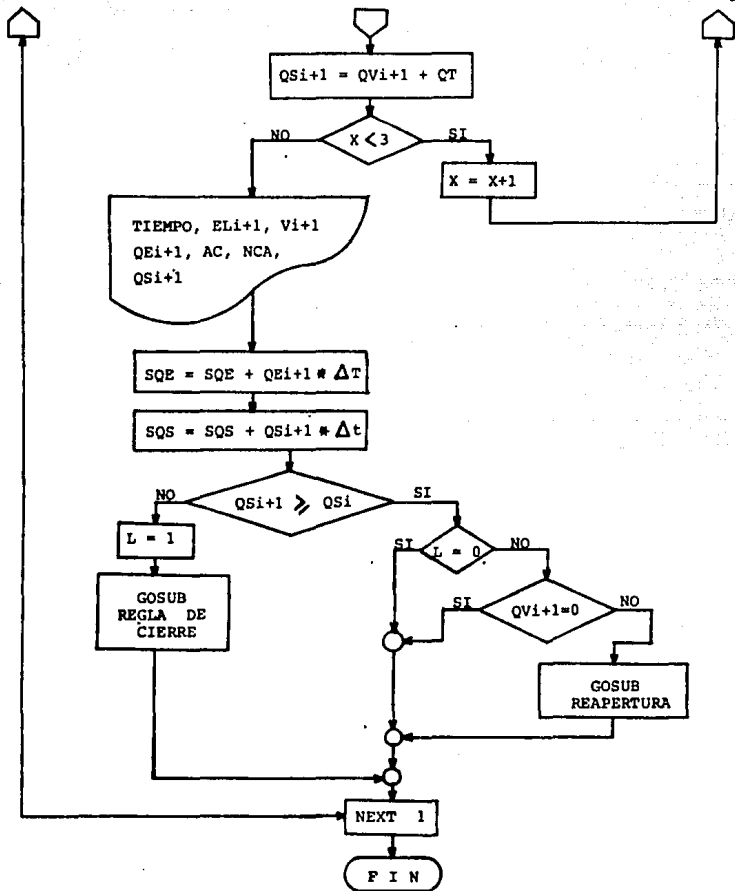


Fig. 3.19 Diagrama de Bloques del Método Numérico de Puls aplicado a descarga controlada-por compuertas.

3.7 METODO NUMERICO DE EULER: DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

Los datos necesarios para aplicar el método son los siguientes:

- a) Hidrograma de entradas de la avenida (QE), en m^3/s .
- b) Elevación del nivel inicial de agua en el vaso (E11), - en m.s.n.m.
- c) Elevación de la cresta vertedora (CRESTA), en m.s.n.m.
- d) Longitud de cresta vertedora por compuerta (LOCREVCO), en m.
- e) Número de instantes para el tránsito, NUIINST.
- f) Intervalo de tiempo (ΔT), en segundos.
- g) Gasto de extracción por la obra de toma (QT), en m^3/s .
- h) Inclinación del talud del paramento aguas arriba del cimacio, si éste no es vertical.
- i) Altura del paramento del cimacio (ALPAR), en m.
- j) Tipo y número de pilas (NUPILAS) sobre la cresta vertedora.
- k) Ancho de una pila (ANCHOPIL), en m.
- l) Número de compuertas en la cresta vertedora (NUCOV).
- m) Carga hidráulica de diseño del vertedor (CAHIDVE), en m.
- n) Constantes k y n de la ecuación de ajuste a la curva - elevaciones-capacidades del vaso.
- o) Elevación en el vaso en la cual se consideró que el volumen es cero (EVO), en m.s.n.m.
- p) Regla de operación de compuertas.
Se plantea de la siguiente manera :
 - 1) Regla de apertura.
Los datos necesarios son :
 - 1.1 Número de movimientos de compuertas durante la apertura (NUMOVAP).
 - 1.2 Magnitud de la abertura en cada movimiento (ABEC), en m.
 - 1.3 Número de compuertas abiertas en cada movimiento (NUCAMOV).

- 1.4 Niveles de agua en el vaso para la apertura de compuertas (NIVAC), en m.

NOTA: La magnitud de la abertura o el número de compuertas abiertas pueden ser iguales en dos o más movimientos; a su vez el número de movimientos pueden variar desde uno hasta "n". Además, el número de niveles de agua en el vaso para la apertura de compuertas es el mismo que el número de movimientos de éstas.

2) Regla de cierre.

Datos necesarios :

- 2.1 Valor para disminuir la abertura de compuertas (COCIAC), en m.
 2.2 Valor de disminución al número de compuertas abiertas (CODNUCA).
 2.3 Número de instantes para efectuar el cierre una vez que las compuertas inician este tipo de movimiento (INCIERRE).

NOTA: El número de instantes para el cierre (INCIERRE) puede variar desde uno hasta "n", dependiendo de la "rapidez" con la que se desea efectuar el movimiento, ya sea a uno o más intervalos de tiempo.

3) Regla de reapertura.

Sirve para plantear movimientos de reapertura en caso de ser necesario; se explica con mayor detalle en el capítulo 4.

Los datos necesarios son :

- 3.1 Valor para aumentar la abertura de compuertas (CONAPCO), en m.
 3.2 Valor para incrementar el número de compuertas abiertas (COANUCA).
 3.3 Número de instantes para reabrir, una vez que las compuertas inician este tipo de movimiento (INREAP).

NOTA: El término "número de instantes para la reapertura", indica los instantes que transcurren entre cada movimiento.

- q) Magnitud de la abertura máxima de compuertas (ABEMAC) - en la central hidroeléctrica en cuestión, en m.

Una vez reunidos los datos anteriores, el procedimiento de aplicación del método se explica a continuación. Las subrutinas que se mencionen, se explicarán posteriormente.

Procedimiento :

- 1) Se calcula la longitud total de cresta vertedora utilizando los siguientes datos :

LOCREVCO

NUCOV

ANCHOPIL

NUPILAS

- 2) Se inicializa una serie de discriminantes para controlar el movimiento de las compuertas en sus distintas fases, los cuales son : J, L, M, E, P, D, G y W. Todos tienen al inicio del tránsito el valor cero.

- 3) Asignar el valor o a las variables SQE y SQS mediante las cuales se calculará el volúmen de la avenida y el volúmen descargado, respectivamente.

- 4) Se inicia el cálculo del hidrograma de salida mediante un ciclo iterativo desde $i=1$ hasta $i=NUINST$.

- 5) De acuerdo al valor del discriminante "L" se tienen las siguientes opciones :

a) Si $L \neq 0$, el procedimiento de cálculo se dirige hacia la subrutina longitud y después continúa en el inciso 7). Para $L = 0$ el movimiento de compuertas se encuentra en fase de cierre o reapertura.

b) Si $L \neq 0$, continuar en el inciso 6).

- 6) Se compara la elevación Eli con el nivel uno de apertura de compuertas (NIVAC(1)) :

a) Si $Eli < NIVAC(1)$, verificar el valor de la abertura de compuertas; si éste es mayor que cero el cálculo continúa en las subrutinas regla de apertura y longitud para dirigirse a la instrucción 7.

Para un valor igual a cero el gasto descargado por el vertedor es nulo ($QV=0$) y sólo restará calcular el gasto de salida total en la instrucción 8.

b) Si $Eli > NIVAC(1)$ las compuertas inician movimientos de apertura los cuales se manejan mediante la subrutina regla de apertura. En ésta se determinan la abertura y el número de compuertas abiertas correspondientes a esa elevación. Por último se calcula la longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta con la subrutina longitud.

- 7) Se determina la condición de descarga por el vertedor-

comparando la elevación E_{li} con el valor resultante de sumar la elevación de la cresta (CRESTA) con la abertura de compuerta (AC) que se tenga en ese instante. Las opciones a elegir son :

- a) Si $E_{li} > \text{CRESTA} + \text{AC}$, la condición de descargas ahogada y el gasto desalojado por el vertedor se calcula con la subrutina orificio.
 - b) Si $E_{li} \leq \text{CRESTA} + \text{AC}$, se tiene condición de descarga libre; se calcula el coeficiente de descarga libre utilizando la subrutina coeficiente con el fin de obtener el gasto desalojado por el vertedor para esa circunstancia.
- 8) El gasto de salida total se obtiene sumando el gasto descargado por el vertedor QV y el gasto por la obra de toma QT.
- 9) Se calcula la elevación E_{li+1} utilizando la ecuación - 3.12.
- 10) Los valores obtenidos al aplicar los pasos anteriores son :
- a) Gasto de salida en el instante i, Q_{Si} .
 - b) Elevación del nivel de agua en el instante i+1, E_{li+1} .
 - c) Abertura de compuertas, AC.
 - d) Número de compuertas abiertas, NCA.
- 11) Se calcula el volúmen de la avenida y el volúmen descargado del vaso hasta el instante en cuestión, de tal manera que al ir sumando estos valores en cada instante del ciclo, se obtendrá al final el volúmen total de la avenida (SQE) y el volúmen total descargado (SQS).
- 12) Si el contador i del ciclo iterativo de cálculo es - igual a 1, el procedimiento continúa en 15). En caso contrario continúa en 13).
- 13) Se compara el gasto de salida Q_{Si} con el gasto Q_{Si-1} del inciso anterior; el propósito de esto es saber en que instante iniciará el cierre de compuertas. Las opciones para decidir son :
- a) Si $Q_{Si} \geq Q_{Si-1}$, continuar en el inciso 14).
 - b) Si $Q_{Si} < Q_{Si-1}$, iniciarán los movimientos de cierre de compuertas, los cuales están contenidos en la subrutina regla de cierre. Previamente

te, se asigna a L el valor $L=1$ para que el movimiento de compuertas ya no esté regido por la regla de apertura; el cálculo continúa en el inciso 15).

14) Conociendo el valor de L se tendrán dos alternativas de decisión :

- a) Si $L=0$, el movimiento de las compuertas está regido por la regla de apertura y el cálculo continúa en el inciso 15).
- b) Si $L \neq 0$ pudiera ser que el movimiento de compuertas estuvieran en su fase de reapertura. Eso se comprueba con el valor del gasto descargado por el vertedor : Si $QV=0$, significa que las compuertas han cerrado. De este modo, el cálculo continúa en el inciso 15).

Si $QV \neq 0$ las compuertas realizarán movimientos de reapertura los cuales se manejan en la subrutina del mismo nombre. En este caso, el cálculo también continúa en el inciso 15).

15) Se incrementa el contador para el ciclo iterativo de cálculo volviéndose al inciso 4); el procedimiento se realiza hasta calcular completamente el hidrograma de salida.

16) Fin del método.

A continuación se muestra un diagrama de bloques, de acuerdo a los pasos anteriormente explicados.

INICIO

DATOS: HIDROGRAMA DE ENTRADAS, E11, CRESTA, LOCREVCO, NUINST,
T, QT, TALUD DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA DEL CIMACIO
EN CASO DE QUE ESTE NO SEA VERTICAL, ALPAR, TIPO DE PI
LAS SOBRE LA CRESTA VERTEDORA, NUPILAS, ANCHOPIL, - -
NUCOV, CAHIDVE, CONSTANTES k Y n DE LA ECUACION DE -
AJUSTE A LA CURVA ELEV.-CAPAC. DEL VASO, ELEVACION EN
EL VASO PARA LA CUAL SE CONSIDERO VOLUMEN CERO EVO, -
ABENAC.

REGLA DE OPERACION DE COMPUERTAS :

REGLA DE APERTURA : NUMOVAP, ABEC, NUCAMOV, NIVAC

REGLA DE CIERRE : COCIAC, CODNUCA, INCIERRE

REAPERTURA : CONAPCO, COANUCA, INREAP

$LOTREV = LOCREVCO \# NUCOV + ANCHOPIL \# NUPILAS$

J = 0, L = 0

E = 0, P = 0, M = 0

D = 0, G = 0, W = 0

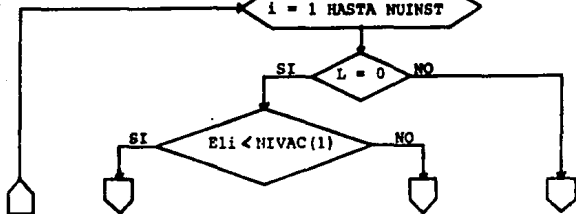
SQE = 0

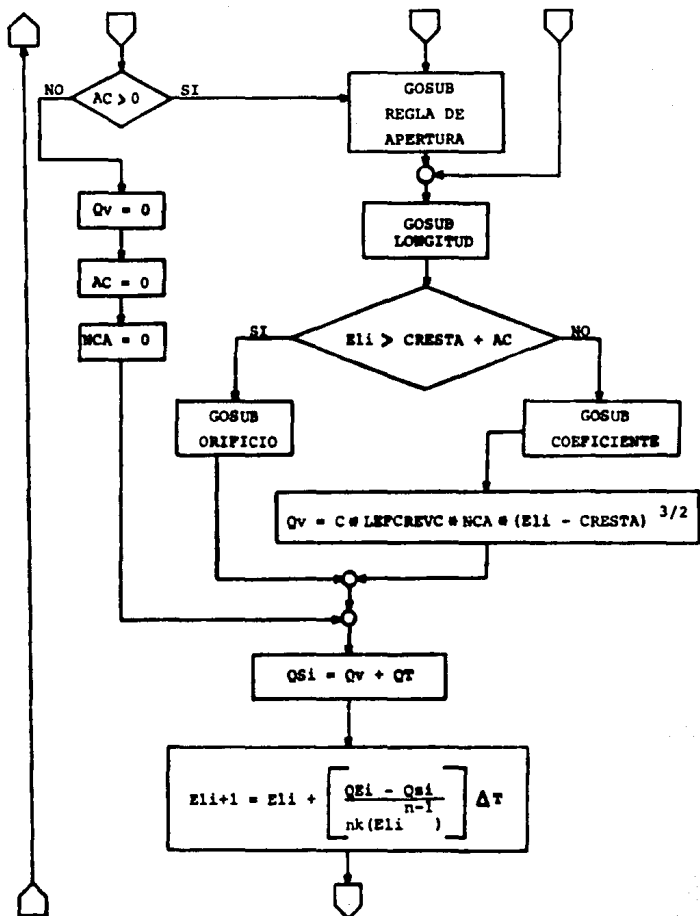
SQS = 0

i = 1 HASTA NUINST

SI L = 0 NO

SI E1i < HIVAC(1) NO





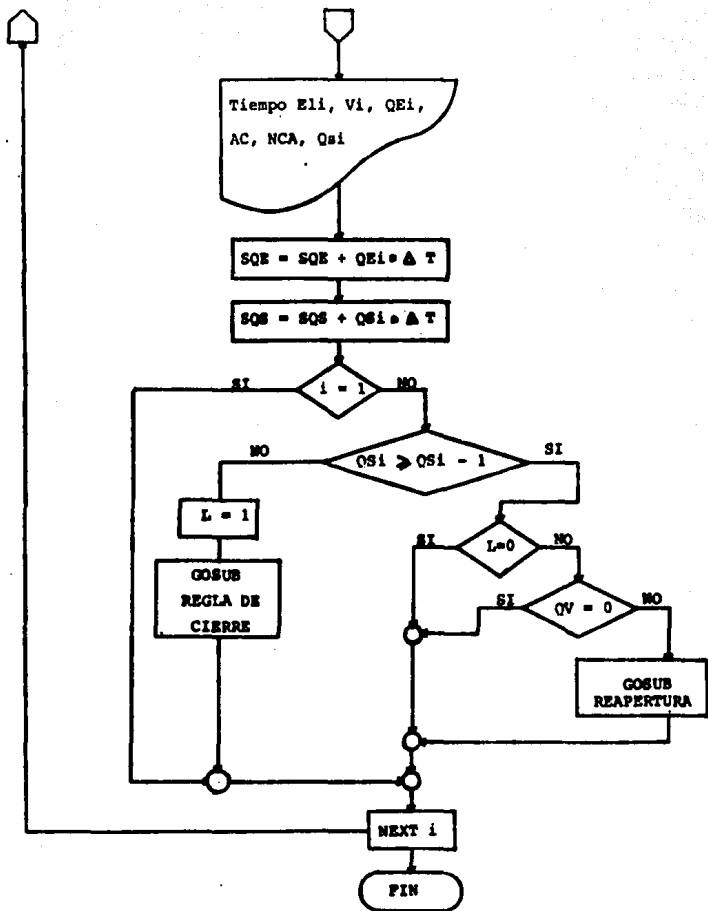


Fig. 3.20 Diagrama de Bloques del Método Numérico de Euler aplicado a descarga con trolada por compuertas.

3.8 AJUSTE DE CURVAS

Método de los mínimos cuadrados.

Con frecuencia es necesario representar mediante una expresión matemática a un conjunto de puntos tales como

x	x_1	x_2	x_3	x_n
y	y_1	y_2	y_3	y_n

Tabla III.4

y cuya gráfica en un sistema de ejes coordenados se muestra en la fig. 3.21

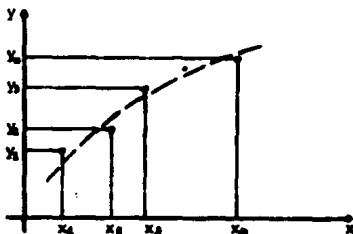


Fig. 3.21

Principalmente, el obtener esa expresión matemática tiene los siguientes propósitos :

- Calcular el valor de y correspondiente a un " x " cualquiera del rango considerado.
- Calcular el valor de y para un " x " fuera del rango original de los puntos considerados (extrapolar).

siendo su representación, una función polinomial como

$$y = f(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \dots + a_{m-1}x^{m-1} + a_mx^m \quad (3.22)$$

El problema es entonces obtener una función del tipo de (3.22) que mejor se ajuste a la mayoría de los puntos graficados en la fig. 3.22.

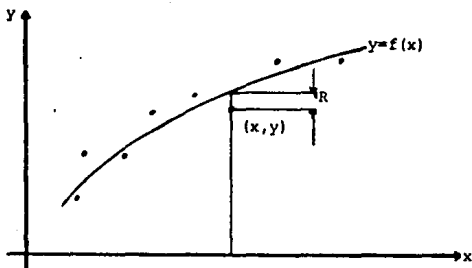


Fig. 3.22

De acuerdo a la fig. 3.22, se llama residuo a la diferencia de ordenadas de la curva para $x = x_i$ menos la del punto (x_i, y_i) . Representando como R_i al residuo se tiene entonces que

$$R_i = f(x_i) - y_i \quad (3.23)$$

por lo tanto :

$$R_i = (a_0 + a_1x_i + a_2x_i^2 + \dots + a_{m-1}x_i^{m-1} + a_mx_i^m) - y_i \quad (3.24)$$

donde

$$i = 1, 2, 3, \dots, n$$

El método de los mínimos cuadrados consiste (ref.15) en determinar los valores de los coeficientes $a_0, a_1, a_2, \dots, a_{m-1}, a_m$, de tal manera que la suma de los cuadrados de los residuos sea mínima. El valor de esta suma es

$$\sum_{i=1}^n R_i^2 = \sum_{i=1}^n (a_0 + a_1x_i + a_2x_i^2 + \dots + a_{m-1}x_i^{m-1} + a_mx_i^m - y_i)^2 \quad (3.25)$$

El valor mínimo se obtiene igualando a ceros las primeras derivadas parciales con respecto a todos y cada uno de los coeficientes, derivando con respecto a a_j , donde $j=0, 1, 2, \dots, m-1, m$:

$$\frac{\partial}{\partial a_j} \sum_{i=1}^n R_i^2 = \frac{\partial}{\partial a_j} \sum_{i=1}^n (a_0 + a_1x_i + a_2x_i^2 + \dots + a_{m-1}x_i^{m-1} + a_mx_i^m - y_i)^2$$

$$\begin{aligned} &= \sum_{i=1}^n \frac{\partial}{\partial} (a_0 + a_1 x_i + a_2 x_i^2 + \dots + a_{m-1} x_i^{m-1} + a_m x_i^m - y_i)^2 \\ &= \sum_{i=1}^n 2(a_0 + a_1 x_i + a_2 x_i^2 + \dots + a_{m-1} x_i^{m-1} + a_m x_i^m - y_i) x_i^j \end{aligned}$$

Igualando a cero la derivada parcial :

$$a_0 \sum_{i=1}^n x_i^j + a_1 \sum_{i=1}^n x_i^{j+1} + a_2 \sum_{i=1}^n x_i^{j+2} + \dots + a_{m-1} \sum_{i=1}^n x_i^{j+m-1} + a_m \sum_{i=1}^n x_i^{j+m} = \sum_{i=1}^n x_i^j y_i \quad (3.26)$$

Por último, considerando $j = 0, 1, 2, \dots, m-1, m$, resulta el siguiente sistema de ecuaciones :

$$\begin{aligned} a_0 \sum x + a_2 \sum x^3 + \dots + a_{m-1} \sum x^{m-1} + a_m \sum x^m &= \sum y \\ a_0 \sum x^2 + a_2 \sum x^4 + \dots + a_{m-1} \sum x^{m-1} + a_m \sum x^{m+1} &= \sum xy \\ a_0 \sum x^3 + a_2 \sum x^5 + \dots + a_{m-1} \sum x^{m+1} + a_m \sum x^{m+2} &= \sum x^2 y \\ \dots &\dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ a_0 \sum x^m + a_2 \sum x^{m+2} + a_4 \sum x^{m+4} + \dots + a_{m-1} \sum x^{2m-1} + a_m \sum x^{2m} &= \sum x^m y \end{aligned} \quad (3.27)$$

En (3.27) se han omitido los índices de x , y y los límites de las sumatorias, entendiéndose que éstas son sobre todos los valores de x y y dados en la Tabla III.4

Si se desean ajustar los puntos de la Tabla III.4 a la ecuación de una recta, se sustituye $m = 1$ en (3.25) y se obtiene el sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} na + a_1 \sum x &= \sum y \\ a_0 \sum x + a_1 \sum x^2 &= \sum xy \end{aligned} \quad (3.28)$$

el cual puede resolverse mediante la Regla de Cramer :

$$a_0 = \frac{\begin{vmatrix} \sum y & \sum x \\ \sum xy & \sum x^2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} n & \sum x \\ \sum x & \sum x^2 \end{vmatrix}} = \frac{(\sum x^2)(\sum y) - (\sum x)(\sum xy)}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} = \quad (3.29)$$

$$a = \frac{\begin{vmatrix} n & \sum Y \\ \sum X & \sum XY \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} n & \sum X \\ \sum X & \sum X^2 \end{vmatrix}} = \frac{n \sum xy - (\sum x)(\sum y)}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad (3.30)$$

La ecuación de la recta de ajuste es : $y = a_0 + a_1 x$ (3.31)

Para determinar que tan bien se ajusta la recta a los puntos medidos, se calcula el coeficiente de correlación como (ref. 2)

$$r = a_1 \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \quad (3.32)$$

donde

r = Coeficiente de correlación

σ_x = Desviación estándar de x

σ_y = Desviación estándar de y

El coeficiente de correlación varía entre -1 y $+1$; cuando su valor es cercano a cualquiera de esos dos valores, el ajuste es bueno. En general un valor de 0.8 o mayor es aceptable, aunque esto no debe tomarse como regla.

La explicación anterior es considerando una sola variable dependiente (" X "); el procedimiento puede extenderse a dos o más variables dependientes y la ecuación de ajuste lineal es (ref. 14) de la forma

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n \quad (3.33)$$

donde

$a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ son los coeficientes a encontrar.

En este caso, el sistema de ecuaciones a resolver es

$$\begin{bmatrix} N & x_{11} & x_{21} & \dots & x_{n1} \\ x_{11} & x_{11}^2 & x_{11}x_{21} & \dots & x_{11}x_{n1} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ x_{n1} & x_{n1}x_{21} & x_{n1}x_{31} & \dots & x_{n1}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum Y_i \\ \sum x_{1i} Y_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \sum x_{ni} Y_i \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

donde N es el número de grupos de valores $(x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{ni}, y_i)$ y las sumatorias son desde i hasta N .

Un tratamiento completo de este tipo de ajuste se encuentra en la ref. 14.

El método de los mínimos cuadrados se aplica también a funciones que no son polinomios: supóngase que desea ajustar una serie de puntos a una curva exponencial de la forma

$$y = a x^b \quad (3.35)$$

Al aplicar directamente la técnica usada para el sistema de ecuaciones (3.25), las ecuaciones resultantes son no lineales; esa dificultad puede evitarse tomando logaritmos:

$$\log y = \log a + b \log x \quad (3.36)$$

La expresión para minimizar la suma de cuadrados de los residuos en (3.36) es

$$R^2 = \sum (\log y_i - \log a - b \log x_i)^2 \quad (3.37)$$

Derivando parcialmente con respecto a " b " y " a ", de acuerdo al planteamiento original del método, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} n \log a + b \sum \log x_i &= \sum \log y_i \\ \log a \sum \log x_i + b \sum (\log x_i)^2 &= \sum (\log x_i \log y_i) \end{aligned} \quad (3.38)$$

donde las incógnitas son b y $\log a$; una vez determinadas, sólo resta calcular un antilogaritmo para tener el valor de a .

Existen otros tipos de ecuaciones de ajuste, entre las cuales se mencionan las siguientes (ref. 16):

- | | |
|--|--|
| 1) $y = \frac{1}{a_0 + a_1 x}$ ó $\frac{1}{y} = a_0 + a_1 x$ | Hipérbola |
| 2) $y = ab^x$ | Curva geométrica |
| 3) $y = a x^b + g$ | Curva exponencial <u>mo</u>
dificada. |

4) $y = a b^x + g$

Curva geométrica mo-
dificada

5) $y = p q^{bx}$ ó $\log y = \log p + b^x \log q$

Curva de Gompertz.

6) $y = p q^{bx} + h$

Curva de Gompertz mo-
dificada

7) $y = a_0 + a_1 (\log x) + a_2 (\log x)^2$

8) $y = \frac{1}{a b^x + g}$ ó $\frac{1}{y} = a b^x + g$

Curva logística.

4.- PROGRAMAS DE COMPUTADORA

4.1 INTRODUCCION

En la actualidad la computadora se ha convertido en una poderosa herramienta de trabajo no sólo en la ingeniería, sino también en otras profesiones. Su aplicación permite resolver problemas en los cuales es necesario realizar gran cantidad de operaciones, con lo que se logra ahorrar tiempo y trabajo.

Para elaborar un programa de computadora, es necesario conocer a fondo el problema que se intenta resolver y el procedimiento a seguir en su solución. Después, debe transcribirse el procedimiento a instrucciones en cualquier lenguaje de programación conocido y utilizar de preferencia equipos de cómputo fáciles de manejar (microcomputadoras por ejemplo). Existe una manera de expresar gráficamente el procedimiento para resolver un problema que se llama Diagrama de Bloques. En un Diagrama de Bloques se muestra desde los datos necesarios y procedimiento de solución, hasta los resultados que se espera obtener.

En el presente capítulo se muestran los programas de computadora para los Métodos Numéricos de Puls y Euler, elaborados en base a los Diagramas de Bloques del Capítulo III.

4.2 METODO NUMERICO DE PULS

4.2.1 DESCARGA LIBRE

El programa para el Método Numérico de Puls, considerando un -

vertedor de descarga libre, está elaborado de acuerdo al diagrama de bloques de la fig. 3.5 (pag. 63). Los resultados que se obtienen al utilizarlo son :

- a) Volumen de la avenida (m^3).
- b) Volumen descargado (m^3).
- c) Porcentaje de regularización (%).
- d) Gasto máximo de entrada al vaso (m^3/s).
- e) Gasto máximo de salida del vaso (m^3/s).
- f) Elevación máxima del nivel de agua en el vaso (m.s.n.m.).
- g) Carga hidráulica máxima sobre el vertedor (m).

Para un adecuado análisis de los resultados, se incluye junto con éstos los valores de la elevación de la cresta vertedora, longitud del vertedor, gasto por la obra de toma y coeficiente de descarga libre (c).

Además, se imprimen en columnas los valores del gasto de entrada (QE), gasto de salida (QS), volumen de agua en el vaso (V) y elevación de la superficie libre del agua (El) para cada instante de tiempo durante el tránsito de avenida por el vaso.

A continuación se muestra el listado del programa.

```

10 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.
20 'FACULTAD DE INGENIERIA.
30 'INGENIERIA HIDRAULICA:TESIS PROFESIONAL.
40 'TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE PULS).
50 'FECHA:2 DE AGOSTO DE 1988:FECHA ACTUAL:4 DE DICIEMBRE DE 1989.
60 'AUTOR:JOSE ESTEBAN CARDENAS HERNANDEZ.
70 DIM EL(70),QE(70),QS(70),QV(70),V(70)
80 KEY OFF:CLS
90 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
100 PRINT "*****"
110 PRINT
120 PRINT "          TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE PULS)          "
130 PRINT
140 PRINT "*****"
150 FOR I=1 TO 3:PRINT:NEXT
160 'inicia la introduccion de datos para transitar la avenida.
170 PRINT "***** DATOS GEOGRAFICOS DEL PROYECTO *****"
180 PRINT
190 INPUT "NOMBRE DEL PROYECTO:";NOMPROY$
200 INPUT "NOMBRE DE LA CORRIENTE:";CAUCE$
210 INPUT "NOMBRE DEL ESTADO:";ESTADO$
220 PRINT
230 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
240 IF R$="N" THEN 180
250 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
260 PRINT "***** DATOS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS DEL PROYECTO *****"
270 PRINT
280 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARGA LIBRE=";C
290 INPUT "LONGITUD EFECTIVA DE CRESTA VERTEDORA(en m.)=";LE
300 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA(en m.s.n.m.)=";CRESTA
310 INPUT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA(en m3/seg.)=";QT
320 INPUT "CONSTANTE K DE LA CURVA ELEV.-VOL5=";K
330 INPUT "CONSTANTE N DE LA CURVA ELEV.-VOL5=";N
340 INPUT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO(en m.s.n.m.)=";ELEVIN
350 INPUT "ELEV.EN EL VASO(en m.s.n.m.)PARA LA CUAL VOLUMEN=0=";EVO
360 PRINT
370 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
380 IF R$="N" THEN 270
390 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
400 PRINT "*****          DATOS DE LA AVENIDA A TRANSITARSE          *****"
410 PRINT
420 INPUT "INCREMENTO DE TIEMPO PARA EL TRANSITO(en segs.)=";DT
430 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA EL TRANSITO=";NUINST
440 INPUT "PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA(en años)=";TR
450 PRINT
460 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
470 IF R$="N" THEN 410
480 FOR I=1 TO NUINST
490   QE(I)=0
500   QS(I)=0
510   EL(I)=0
515   QV(I)=0
520   V(I)=0
530 NEXT I
540 PRINT
550 PRINT "&&&&&&&&&          HIDROGRAMA DE ENTRADAS DE LA AVENIDA          &&&&&&&&&"
560 PRINT
570 PRINT "GASTOS EN m3/seg."
580 PRINT
590 PRINT "Indique la forma en la que desea dar el hidrograma de entradas:"
600 PRINT

```

```

610 PRINT "A.- En forma manual."
620 PRINT
630 PRINT "B.- Por medio de archivo de datos."
640 PRINT
650 INPUT "Que forma escoge:";DECISION$
660 PRINT
670 INPUT "NOMBRE DE QUIEN FORMO:"; NOMBRE$
680 PRINT
690 INPUT "FECHA:"; FECHA$
700 IF DECISION$="B" THEN 790
710 PRINT
720 FOR I=1 TO NUINST
730 PRINT "QE(";I;")=";:INPUT QE(I)
740 NEXT I
750 PRINT
760 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
770 IF R$="N" THEN 710
780 GOTO 870
790 CLS;FILES
800 LOCATE 24,20:INPUT "ARCHIVO:";HID$
810 'Termina la introduccion de datos para transitar la avenida.
820 OPEN "I",01,"A:"+HID$+".TXT
830 FOR I=1 TO NUINST
840 INPUT #1,QE(I)
850 NEXT I
860 LOCATE 12,20:PRINT ".....CALCULANDO"
870 EL(1)=ELEVIN
880 EL(1)=EL(1)-EVO
890 CRESTA=CRESTA-EVO
900 V(1)=K*(EL(1)^N)
910 IF EL(1) <= CRESTA THEN 940
920 QV(1)=C*LE*(EL(1)-CRESTA)^1.5
930 GOTO 950
940 QV(1)=0
950 QS(1)=QV(1) + QT
960 SQE(1)=QE(1)*DT
970 SQS(1)=QS(1)*DT
980 V(1)=V(1)/1000000!
990 LPRINT "*****"
1000 LPRINT
1010 LPRINT " TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE PULS) "
1020 LPRINT
1030 LPRINT "*****"
1040 FOR I=1 TO 2:LPRINT;NEXT
1050 LPRINT "PROYECTO:";NOMPROY$ , "ESTADO:";ESTADOS
1060 LPRINT
1070 LPRINT "TR=";TR;"anos" , "CORRIENTE:";CAUCE$
1080 LPRINT
1090 LPRINT "FORMO:";NOMBRE$ , "FECHA:";FECHA$
1100 FOR I=1 TO 2:LPRINT;NEXT
1110 LPRINT TAB(5);"TIEMPO";
1120 LPRINT TAB(17);"EL(I)";
1130 LPRINT TAB(31);"V(1)";
1140 LPRINT TAB(40);"QE(I)";
1150 LPRINT TAB(50);"QS(I)";
1160 LPRINT TAB(5);"horas";
1170 LPRINT TAB(16);"m.s.n.m.";
1180 LPRINT TAB(29);"m3/E+06";
1190 LPRINT TAB(41);"m3/s";
1200 LPRINT TAB(51);"m3/s"

```



```

1210 LPRINT TAB(5);0;
1220 LPRINT TAB(15);EL(1)+EVO;
1230 LPRINT TAB(29) USING "##.###";V(1);
1240 LPRINT TAB(41);QE(1);
1250 LPRINT TAB(51) USING "##.###";QS(1)
1260 KONT=0
1270 V(1)=V(1)*1000000!
1280 '*****
1290 'Inicia el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
1300 FOR I=1 TO (NUNST - 1)
1310     X=0
1320     QS(I+1)=QS(I)
1330     V(I+1)=((QE(I+1) + QE(I))/2 - (QS(I+1) + QS(I))/2)*DT + V(I)
1340     EL(I+1)=((V(I+1)/K)^(1/N))
1350     IF EL(I+1) <= CRESTA THEN 1380
1360     QV(I+1)=C+LE*(EL(I+1)-CRESTA)^1.5
1370     GOTO 1390
1380     QV(I+1)=0
1390     QS(I+1)=QV(I+1) + QT
1400     IF X >= 3 THEN 1430
1410     X=X + 1
1420     GOTO 1330
1430     T=DT*I
1440     T=T/3600
1450     V(I+1)=V(I+1)/1000000!
1460     LPRINT TAB(5) USING "##.###";T;
1470     LPRINT TAB(15) USING "###.###";EL(I+1) + EVO;
1480     LPRINT TAB(27) USING "###.###";V(I+1);
1490     LPRINT TAB(39) USING "###.###";QE(I+1);
1500     LPRINT TAB(48) USING "###.###";QS(I+1)
1510     SQE=SQE + QE(I+1)*DT
1520     SQS=SQS + QS(I+1)*DT
1525     V(I+1)= V(I+1)*1000000!
1530     KONT=KONT + 1
1540     IF KONT <=42 THEN 1570
1550     FOR I=1 TO 18:LPRINT:NEXT
1560     KONT=0
1570 NEXT I
1580 IF NUNST > 35 THEN 1600
1590 GOTO 1630
1600 FOR I=1 TO 25:LPRINT:NEXT
1610 'Termina el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
1620 '*****
1630 IF DECISION$="B" THEN 1650
1640 GOTO 1660
1650 CLOSE #1
1660 SQE=SQE/1000000!
1670 SQS=SQS/1000000!
1680 'Ciclo de busqueda para la maxima elevacion del nivel de agua en el vaso.
1690 T=0
1700 FOR I=1 TO NUNST
1710     IF T > 0 THEN 1760
1720     IF EL(I) = CRESTA THEN 1760
1730     IF EL(I) <= EL(I+1) THEN 1760
1740     ELMAX=EL(I)
1750     T=1
1760 NEXT I
1770 ELMAX=ELMAX + EVO
1780 CAHIDMAX=ELMAX - (CRESTA + EVO)
1790 'Ciclo de busqueda para el gasto maximo de entrada al vaso.
1800 L=0

```

```

1810 FOR I=1 TO NUINST
1820   IF L > 0 THEN 1860
1830   IF QE(I) <= QE(I+1) THEN 1860
1840   QEMAX=QE(I)
1850   L=I
1860 NEXT I
1870 'Ciclo de busqueda para el gasto maximo de salida del vaso.
1880 Z=0
1890 FOR I=1 TO NUINST
1900   IF Z > 0 THEN 1940
1910   IF QS(I) <= QS(I+1) THEN 1940
1920   QSMAX=QS(I)
1930   Z=1
1940 NEXT I
1950 REGULA=1-(QSMAX/QEMAX)
1960 REGULA=REGULA*100
1970 FOR I=1 TO 2:LPRINT;NEXT
1980 LPRINT "*****"
1990 LPRINT
2000 LPRINT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA=";CRESTA+EVO;"m.s.n.m."
2010 LPRINT "LONGITUD DEL VERTEDEDOR=";LE;"m.", "C=";C
2020 LPRINT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA=";QT;"m3/seg."
2030 LPRINT "VOLUMEN DE LA AVENIDA=";
2040 LPRINT USING "####.##";SQE;
2050 LPRINT " m3*E+06"
2060 LPRINT "VOLUMEN DESCARGADO=";
2070 LPRINT USING "####.##";SQS;
2080 LPRINT " m3*E+06"
2090 LPRINT "PORCENTAJE DE REGULARIZACION=";
2100 LPRINT USING "##.##";REGULA;
2110 LPRINT " %"
2120 LPRINT "GASTO MAXIMO DE ENTRADA=";QEMAX;"m3/seg."
2130 LPRINT "GASTO MAXIMO DE SALIDA=";QSMAX;"m3/seg."
2140 LPRINT "ELEVACION MAXIMA EN EL VASO=";
2150 LPRINT USING "####.###";ELMAX;
2160 LPRINT " m.s.n.m."
2170 LPRINT "CARGA HIDRAULICA MAXIMA SOBRE EL VERTEDEDOR=";
2180 LPRINT USING "##.##";CAHIDMAX;
2190 LPRINT " m"
2200 LPRINT
2210 LPRINT "*****"
2220 PRINT
2230 INPUT "DESEA REALIZAR UNA VEZ MAS EL TRANSITO DE AVENIDAS(S/N)=";R#
2240 IF R#="S" THEN 80
2250 END

```

4.2.2 DESCARGA CONTROLADA

Para el caso de un vertedor de descarga controlada por compuertas, el programa está elaborado de acuerdo al diagrama de bloques de la fig. 3.19 (pag. 93). Los resultados que se obtienen al utilizarlo son :

- a) Nivel ó niveles de apertura de compuertas (m.s.n.m.)
- b) Volumen de la avenida (m^3).
- c) Volumen descargado (m^3).
- d) Gasto medio de entrada (m^3/s).
- e) Gasto medio de salida (m^3/s).
- f) Gasto máximo de entrada (m^3/s).
- g) Gasto máximo de salida (m^3/s).
- h) Elevación máxima del nivel del agua en el vaso (m.s.n.m.).

Con fines de análisis de resultados, se incluye también los valores del gasto por la obra de toma, elevación de la cresta de la vertedora, nivel inicial del agua en el vaso y en caso de haberlo, nombre de identificación del hidrograma de entradas.

Asimismo, se imprimen en columnas los valores de elevación de la superficie libre del agua (El), gasto de entrada (QE), volumen en el vaso (V), número de compuertas abiertas (NCA) y magnitud de su abertura (AC), y gasto de salida (QS) para cada instante de tiempo durante el tránsito de la avenida por el vaso.

A continuación se muestra el listado del programa.

```

10 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.
20 'FACULTAD DE INGENIERIA.
30 'INGENIERIA HIDRAULICA;TESIS PROFESIONAL.
40 'TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS
50 'METODO DE PULLS;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.
60 'AUTOR:JOSE ESTEBAN CARDENAS HERNANDEZ.
70 'FECHA:15 DE AGOSTO DE 1988. FECHA ACTUAL:2 DE DICIEMBRE DE 1989.
80 DIM QE(50),QS(50),QV(50),EL(50),V(50),ABEC(15),NUCAMOV(15),NIVAC(15)
90 KEY OFF;CLS
100 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
110 PRINT"*****"
120 PRINT
130 PRINT"   TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS   "
140 PRINT"           METODO DE PULLS;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS           "
150 PRINT
160 PRINT"XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX"
170 FOR I=1 TO 4:PRINT:NEXT
180 'Inicia la introduccion de datos para transitar la avenida.
190 PRINT"***** DATOS GEOGRAFICOS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA *****"
200 PRINT
210 INPUT "NOMBRE DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA:";NOCEHID$
220 INPUT "NOMBRE DEL RIO DONDE SE UBICA:";RIO$
230 INPUT "NOMBRE DEL ESTADO:";ESTADO$
240 PRINT
250 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
260 IF D$="N" THEN 200
270 PRINT
280 PRINT"***DATOS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA***"
290 PRINT
300 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEEDRA(en m.s.n.m.):";CRESTA
310 INPUT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA(en m3/seg.):";QT
320 INPUT "EL TALUD AGUAS ARRIBA DEL CIMACIO ES VERTICAL(S/N):";T$
330 IF T$="S" THEN 430
340 PRINT "Indique el valor del talud entre las siguientes opciones:"
350 PRINT
360 PRINT "A.- EL TALUD ES 1:3"
370 PRINT
380 PRINT "B.- EL TALUD ES 2:3"
390 PRINT
400 PRINT "C.- EL TALUD ES 3:3"
410 PRINT
420 INPUT "Que valor escoge:";OPCION$
430 PRINT
440 INPUT "ALTURA DEL PARAMENTO DEL CIMACIO(en m.):";ALPAR
450 INPUT "CARGA HIDRAULICA DE DISENO DEL VERTEDEDOR(en m.):";CAHIDVE
460 PRINT
470 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
480 IF D$="N" THEN 290
490 PRINT
500 PRINT "Indique el tipo de pila que se encuentra sobre el vertededor:"
510 PRINT
520 PRINT "A.- PILAS TIPO 1"
530 PRINT
540 PRINT "B.- PILAS TIPO 2"
550 PRINT
560 PRINT "C.- PILAS TIPO 3"
570 PRINT
580 PRINT "D.- PILAS TIPO 4"
590 PRINT
600 INPUT "Que valor escoge:";SEL$

```

```

610 PRINT
620 INPUT "NUMERO DE PILAS A LO LARGO DE LA CRESTA VERTEDORA=";NUPILAS
630 INPUT "ANCHO DE CADA UNA DE LAS PILAS(en m.)=";ANCHOPIL
640 INPUT "NUMERO DE COMPUERTAS EN LA CRESTA VERTEDORA=";NUCOV
650 INPUT "LONGITUD DE CRESTA VERTEDORA POR COMPUERTA(en m.)=";LOCREVCO
660 PRINT
670 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
680 IF D$="N" THEN 490
690 PRINT
700 PRINT "Indique el tipo de ecuacion mediante el cual se ajusto"
710 PRINT "la curva elevaciones-capacidades del vaso:"
720 PRINT
730 PRINT "A.- Ajuste por ecuacion lineal."
740 PRINT
750 PRINT "B.- Ajuste por ecuacion exponencial."
760 PRINT
770 INPUT "Que tipo de ajuste se hizo a la curvas";CURVAS
780 PRINT
790 IF CURVAS="B" THEN 890
800 PRINT "La ecuacion de la curva elevaciones-capacidades es"
810 PRINT "de la siguiente formas"
820 PRINT
830 PRINT "V=A+B*H , donde A y B son las constantes de la ecuacion."
840 PRINT
850 INPUT "CONSTANTE A DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";A
860 INPUT "CONSTANTE B DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";B
870 PRINT
880 GOTO 970
890 PRINT "La ecuacion de la curva elevaciones-capacidades es"
900 PRINT "de la siguiente formas"
910 PRINT
920 PRINT "V=K*(H*N) , donde K y N son las constantes de la ecuacion."
930 PRINT
940 INPUT "CONSTANTE K DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";K
950 INPUT "CONSTANTE N DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";N
960 PRINT
970 INPUT "ELEVACION(en m.s.n.m.)EN EL VASO PARA LA CUAL VOLUMEN=0=";EVO
980 PRINT
990 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
1000 IF D$="N" THEN 690
1010 PRINT
1020 PRINT "***** REGLA DE OPERACION DE COMPUERTAS *****"
1030 PRINT
1040 PRINT "LOS DATOS QUE DEBEN PROPORCIONARSE SON:"
1050 PRINT
1060 PRINT "1.- REGLA DE APERTURA:"
1070 PRINT
1080 PRINT "a) NUMERO DE MOVIMIENTOS DE COMPUERTAS ;"
1090 PRINT "   Es el numero de veces que las compuertas se"
1100 PRINT "   abrian durante el transito,desde uno hasta n"
1110 PRINT "   movimientos."
1120 PRINT
1130 PRINT "b)NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS POR CADA MOVIMIENTO:"
1140 PRINT "   Es el numero de compuertas que se pretende abrir en"
1150 PRINT "   cada movimiento(ese valor puede ser igual en todos"
1160 PRINT "   los movimientos."
1170 PRINT
1180 PRINT "OPRIMA CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR."
1190 IF INKEY="" THEN 1190
1200 PRINT

```

```

1210 PRINT "c)ABERTURA DE COMPUERTAS EN CADA MOVIMIENTO:"
1220 PRINT " Es la abertura en metros para cada movimiento."
1230 PRINT
1240 PRINT "d)NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA"
1250 PRINT " DE COMPUERTAS:"
1260 PRINT " Son los niveles del agua en el vaso en los que se"
1270 PRINT "modificara la abertura de compuertas, en los casos"
1280 PRINT "que sea necesario. Con lo anterior se pretende tener"
1290 PRINT "un mejor control de la avenida."
1300 PRINT
1310 PRINT "NOTA:"
1320 PRINT
1330 PRINT "El numero de niveles de agua en el vaso para la"
1340 PRINT "apertura de compuertas, debe ser el mismo valor"
1350 PRINT "que el numero de movimientos."
1360 PRINT
1370 INPUT "CUANTOS MOVIMIENTOS DE COMPUERTA HABRA="; NUMOVAP
1380 PRINT
1390 FOR I=1 TO NUMOVAP
1400     NUCAMOV(I)=0
1410     ABEC(I)=0
1420 NEXT I
1430 PRINT "A continuacion, para cada movimiento se debe propor-"
1440 PRINT "cionar el numero de compuertas y su abertura en me-"
1450 PRINT "tros."
1460 PRINT "Para cada tipo de dato se tiene la siguiente simbologia:"
1470 PRINT
1480 PRINT "Numero de compuertas abiertas en el movimiento I=NUCAMOV(I)"
1490 PRINT
1500 PRINT "Abertura de compuertas en el movimiento I=ABEC(I)"
1510 PRINT
1520 PRINT "NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS Y SU ABERTURA EN CADA MOVIMIENTO:"
1530 PRINT
1540 FOR I=1 TO NUMOVAP
1550     PRINT "NUCAMOV(";I;")="; INPUT NUCAMOV(I)
1560     PRINT
1570     PRINT "ABEC(";I;")="; INPUT ABEC(I)
1580     PRINT
1590 NEXT I
1600 PRINT
1610 INPUT "Estan correctos los datos(S/N);"; Ds
1620 IF Ds="N" THEN 1470
1630 PRINT
1640 PRINT "A continuacion se debe(n) proporcionar el (los) valor(es)"
1650 PRINT "de el (los) nivel (es) de agua en el vaso para la apertura"
1660 PRINT "de compuertas."
1670 PRINT
1680 PRINT "El valor del primer nivel de apertura puede ser menor o"
1690 PRINT "igual al nivel inicial de agua en el vaso, pero general-"
1700 PRINT "mente es mayor."
1710 PRINT "A partir del segundo nivel de apertura (en caso de propo-"
1720 PRINT "nerse varios niveles), los valores seran mayores que el "
1730 PRINT "nivel inicial de agua en el vaso."
1740 PRINT
1750 PRINT "NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS."
1760 PRINT "Valores en m.s.n.m."
1770 PRINT
1780 INPUT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO (en m.s.n.m.)="; ELEVIN
1790 PRINT
1800 PRINT "NIVAC(I)= Nivel de apertura de compuertas en el movimiento I

```

```

1810 FOR I=1 TO NUMOVAP
1820     NIVAC(I)=0
1830 NEXT I
1840 PRINT
1850 FOR I=1 TO NUMOVAP
1860     PRINT "NIVAC(;"I;"=";"";INPUT NIVAC(I)
1870     PRINT
1880 NEXT I
1890 PRINT
1900 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
1910 IF D$="N" THEN 1740
1920 PRINT
1930 PRINT "Con los datos anteriores se ha definido la regla de"
1940 PRINT "operacion de compuertas en su movimiento de apertura."
1950 PRINT
1960 PRINT "*****"
1970 PRINT
1980 PRINT "2.- REGLA DE CIERRE:"
1990 PRINT
2000 PRINT "Cuando el gasto descargado por el vertedor en cualquier"
2010 PRINT "instante sea menor al de el instante anterior, las com-"
2020 PRINT "puertas iniciaran su movimiento de cierre."
2030 PRINT
2040 PRINT "Por ello, debe darse como dato a la computadora el valor"
2050 PRINT "(en metros) que se propone para que las compuertas dismi-"
2060 PRINT "nuyan la magnitud de su abertura."
2070 PRINT "Ese valor puede ser un numero entero o decimal."
2080 PRINT
2090 PRINT "Ahora bien, las compuertas no solo disminuiran la magnitud"
2100 PRINT "de su abertura, sino tambien el numero de ellas que perma-"
2110 PRINT "necen abiertas."
2120 PRINT "En este caso, el valor de reduccion que debe proporcionarse"
2130 PRINT "a la computadora, solo puede ser un numero entero."
2140 PRINT "El numero de instantes para que se lleven a cabo los moviemien-"
2150 PRINT "tos de cierre puede variar desde uno hasta n, dependiendo de la"
2160 PRINT "rapidez con la cual se proponga realizarlos."
2170 PRINT
2180 PRINT "OPRIMA CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR."
2190 IF INKEY$="" THEN 2190
2200 PRINT
2210 INPUT "EN QUE VALOR DISMINUIRA LA ABERTURA DE COMPUERTAS(en m.)=";COCIIAC
2220 INPUT "EN QUE VALOR DISMINUIRA EL NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS=";CODNUCA
2230 INPUT "NUMERO DE INSTANTES ENTRE CADA MOVIMIENTO DE CIERRE=";INCIERRE
2240 PRINT
2250 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
2260 IF D$="N" THEN 2200
2270 PRINT
2280 PRINT "*****"
2290 PRINT
2300 PRINT "3.- REAPERTURA:"
2310 PRINT
2320 PRINT "Durante el movimiento de cierre de compuertas, podria ocu-"
2330 PRINT "rrir que el nivel de agua en el vaso aumentara nuevamente"
2340 PRINT "y en consecuencia, el gasto descargado por el vertedor."
2350 PRINT
2360 PRINT "Asi como se proponen valores para disminuir la abertura y"
2370 PRINT "el numero de compuertas abiertas, deberan darse como datos"
2380 PRINT "los valores para que las compuertas inicien nuevamente su"
2390 PRINT "movimiento de apertura."
2400 PRINT

```

```
2410 PRINT "Cabe aclarar que cuando un gasto descargado por el vertedor"  
2420 PRINT "en cierto instante sea menor que el del instante anterior,"  
2430 PRINT "el movimiento de las compuertas ya no se encuentra regido "  
2440 PRINT "por la regla de apertura aun cuando volvieren a tener movi-"  
2450 PRINT "mientos que las hicieran abrir."  
2460 PRINT  
2470 PRINT "El dato para que aumente nuevamente la abertura de compuertas"  
2480 PRINT "puede ser un valor entero o decimal, no siendo así para el dato"  
2490 PRINT "de incremento al numero de compuertas abiertas que solo puede "  
2500 PRINT "ser un numero entero."  
2510 PRINT  
2520 PRINT "Al igual que en los movimientos de cierre, es posible proponer "  
2530 PRINT "el numero de instantes para la reapertura desde uno hasta n."  
2540 PRINT  
2550 INPUT "EN QUE VALOR AUMENTARA LA ABERTURA DE COMPUERTAS(en m.)=";CONAPCO  
2560 INPUT "EN QUE VALOR AUMENTARA EL NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS=";COANUCA  
2570 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA LOS MOVIMIENTOS DE REAPERTURA=";INREAP  
2580 PRINT  
2590 PRINT "El ultimo dato relativo al control de compuertas es el valor "  
2600 PRINT "maximo(en metros)de la abertura de compuerta en la central "  
2610 PRINT "hidroelectrica donde se transitara la avenida."  
2620 PRINT  
2630 INPUT "VALOR DE LA ABERTURA MAXIMA DE COMPUERTAS(en m.)=";ABEMAC  
2640 PRINT  
2650 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)=";D$  
2660 IF D$="N" THEN 2540  
2670 FOR I=1 TO 4:PRINT:NEXT  
2680 PRINT "&&&&&&&&&&&&&&& DATOS DE LA AVENIDA A TRANSITAR &&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&&"  
2690 PRINT  
2700 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA EL TRANSITO=";NUINST  
2710 INPUT "INCREMENTO DE TIEMPO PARA EL TRANSITO(en segs.)=";DT  
2720 PRINT  
2730 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)=";D$  
2740 IF D$="N" THEN 2690  
2750 FOR I=1 TO NUINST  
2760 EL(I)=0  
2770 OS(I)=0  
2780 QE(I)=0  
2790 QV(I)=0  
2800 V(I)=0  
2810 NEXT I  
2820 PRINT  
2830 PRINT "%&&&& HIDROGRAMA DE ENTRADAS DE LA AVENIDA &&&&"  
2840 PRINT  
2850 PRINT "GASTOS EN m3/seg."  
2860 PRINT  
2870 INPUT "El hidrograma fue producido por un ciclon(S/N)=";C$  
2880 PRINT  
2890 IF C$="S" THEN 2940  
2900 PRINT  
2910 INPUT "TIENE ALGUN NOMBRE DE IDENTIFICACION EL HIDROGRAMA(S/N)=";H$  
2920 IF H$="S" THEN 2960  
2930 GOTO 2990  
2940 INPUT "NOMBRE DEL CICLON=";CICLON$  
2950 GOTO 2980  
2960 PRINT  
2970 INPUT "NOMBRE DE IDENTIFICACION DEL HIDROGRAMA=";AVENIDA$  
2980 PRINT  
2990 PRINT "Indique la forma en que desea dar el hidrograma de entradas:"  
3000 PRINT
```



```

3010 PRINT "A.- EN FORMA MANUAL."
3020 PRINT
3030 PRINT "B.- POR MEDIO DE ARCHIVO DE DATOS."
3040 PRINT
3050 INPUT "Que opcion escoge:";DECISION$
3060 PRINT
3070 INPUT "NOMBRE DE QUIEN FORMO:";NOMBRE$
3080 PRINT
3090 INPUT "FECHA:";FECHA$
3100 IF DECISION$="B" THEN 3190
3110 FOR I=1 TO 2;PRINT;NEXT
3120 FOR I=1 TO NUINST
3130 PRINT "QE(";I;)"=";INPUT QE(I)
3140 NEXT I
3150 PRINT
3160 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
3170 IF D$="N" THEN 3100
3180 GOTO 3270
3190 CLS;FILES
3200 LOCATE 23,20 : INPUT "ARCHIVO : ";HID$
3210 'Termina la introduccion de datos para transitar la avenida.
3220 OPEN "I",#1,"A:";HID$+".TXT"
3230 FOR I=1 TO NUINST
3240 INPUT #1,QE(I)
3250 NEXT I
3260 LOCATE 14,20 ;PRINT ".....CALCULANDO"
3270 FOR I=1 TO NUMOVAP
3280 NIVAC(I)=NIVAC(I)-EVO
3290 NEXT I
3300 EL(1)=ELEVIN
3310 EL(1)=EL(1)-EVO
3320 CRESTA=CRESTA-EVO
3330 IF CURVA$="B" THEN 3360
3340 V(1)=A+B*EL(1)
3350 GOTO 3370
3360 V(1)=K*(EL(1)*N)
3370 V(1)=V(1)/(1000000!)
3380 LOTCREV=LOCREVCO+NUCOV+ANCHOPIL*NUPILAS
3390 IF EL(1)<NIVAC(1) THEN 3540
3400 I=0
3410 GOSUB 6270 'a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora por
compuerta.
3420 IF EL(1)>CRESTA + ABEC(1) GOTO 3490
3430 I=0
3440 GOSUB 6630 'a calcular el coeficiente de descarga libre.
3450 QV(1)=C*(LEFCREVC*NUCAMOV(1))* (EL(1)-CRESTA)^1.5
3460 AC=ABEC(1)
3470 NCA=NUCAMOV(1)
3480 GOTO 3570
3490 I=0
3500 AC=ABEC(1)
3510 NCA=NUCAMOV(1)
3520 GOSUB 6510 'a calcular el primer gasto descargado por el vertedor,
mediante la teoria de orificios.
3530 GOTO 3570
3540 QV(1)=0
3550 AC=0
3560 NCA=0
3570 QS(1)=QV(1)+QT
3580 SQE=QE(1)*DT

```

```

3590 SDS=QS(1)*DT
3600 LPRINT "....."
3610 LPRINT
3620 LPRINT "TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS."
3630 LPRINT "METODO DE PULS:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS."
3640 LPRINT
3650 LPRINT "....."
3660 LPRINT
3670 LPRINT "CENTRAL HIDROELECTRICA: ";NOCEHID$, "RID: ";RID$
3680 LPRINT
3690 IF C$="S" THEN 3720
3700 LPRINT "ESTADD: ";ESTADD$, "NOMBRE DEL HIDROGRAMA: ";AVENIDAS$
3710 GOTO 3730
3720 LPRINT "ESTADD: ";ESTADO$, "CICLON: ";CICLON$
3730 LPRINT
3740 LPRINT "FORMO: ";NOMBRE$, "FECHA: ";FECHA$
3750 FOR I=1 TO 2: LPRINT: NEXT
3760 LPRINT TAB(3); "TIEMPO";
3770 LPRINT TAB(13); "EL (I)";
3780 LPRINT TAB(24); "V(I)";
3790 LPRINT TAB(36); "QE (I)";
3800 LPRINT TAB(44); "NCA";
3810 LPRINT TAB(51); "AC";
3820 LPRINT TAB(59); "QS (I)"
3830 LPRINT TAB(3); "HORAS";
3840 LPRINT TAB(11); "m. s. n. m.";
3850 LPRINT TAB(22); "m3 * E + 06";
3860 LPRINT TAB(36); "m3 / s";
3870 LPRINT TAB(45); "##";
3880 LPRINT TAB(51); "m. ";
3890 LPRINT TAB(59); "m3 / s"
3900 LPRINT TAB(3); "0";
3910 LPRINT TAB(11) USING "#####"; EL(1)+EVO;
3920 LPRINT TAB(21) USING "#####"; V(1);
3930 LPRINT TAB(35) USING "#####"; QE(1);
3940 LPRINT TAB(44) USING "##"; NCA;
3950 LPRINT TAB(50) USING "##. #"; AC;
3960 LPRINT TAB(57) USING "#####"; QS(1)
3970 V(1)=V(1)*1000000
3980 J=0
3990 L=0
4000 E=0
4010 P=0
4020 M=0
4030 D=0
4040 G=0
4050 W=0
4060 '#####
4070 'A partir de la siguiente linea inicia el ciclo iterativo de calculo
del hidrograma de salida.
4080 FOR I=1 TO (NUINST-1)
4090 X=0
4100 QS(I+1)=QS(I)
4110 V(I+1)=(QE(I+1)-QE(I))/C-(QS(I+1)+QS(I))/2)*DT + V(I)
4120 IF CURVA$="B" THEN 4150
4130 EL(I+1)=(V(I+1)-A)/B
4140 GOTO 4160
4150 EL(I+1)=((V(I+1)/K)^(1/N))
4160 IF L=0 THEN 4190
4170 GOSUB 6270 'a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora
por compuerta

```

```

4180      GOTD 4290
4190      IF EL(I+1)<NIVAC(1) THEN 4230
4200      GOSUB 5590 'a la regla de apertura de compuertas propuesta.
4210      GOSUB 6270 'a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora
           por compuerta.
4220      GOTD 4290
4230      IF AC > 0 THEN 4200
4240      QV(I+1)=0
4250      QS(I+1)=QT
4260      AC=0
4270      NCA=0
4280      GOTD 4450
4290      IF EL(I+1)>CRESTA+AC THEN 4330
4300      GOSUB 6630 'a calcular el coeficiente de descarga libre.
4310      QV(I+1)=C*(LEFCREVC+NCA)*(EL(I+1)-CRESTA)*1.5
4320      GOTD 4340
4330      GOSUB 6510 'a calcular el gasto descargado por el vertedor
           mediante la teoria de orificios
4340      QS(I+1)=QV(I+1)+QT
4350      IF X<3 THEN Y=X+1;GOTD 4110
4360      IF L=0 THEN 4450
4370      *****
4380      'Revisión de cierre efectivo de compuertas cuando la abertura o el
           número de compuertas abiertas sea cero.
4390      IF NCA=0 THEN 4420
4400      IF AC=0 THEN NCA=0
4410      GOTD 4440
4420      IF AC=0 THEN 4440
4430      AC=0
4440      *****
4450      T=DT*1
4460      T=T/3600
4470      V(I+1)=V(I+1)/1000000!
4480      LPRINT TAB(2) USING "###.##";T;
4490      LPRINT TAB(11) USING "#####.###";EL(I+1)+EVO;
4500      LPRINT TAB(21) USING "#####.###";V(I+1);
4510      LPRINT TAB(35) USING "#####";QE(I+1);
4520      LPRINT TAB(44) USING "##";NCA;
4530      LPRINT TAB(50) USING "###.##";AC;
4540      LPRINT TAB(57) USING "#####.###";QS(I+1)
4550      V(I+1)=V(I+1)*1000000!
4560      SQE=SQE+QE(I+1)*DT
4570      SQS=SQS-QS(I+1)*DT
4580      IF QS(I+1) >= QS(I) THEN 4620
4590      L=1
4600      GOSUB 5750 'donde las compuertas realizan movimientos de cierre.
4610      GOTD 4650
4620      IF L=0 THEN 4650
4630      IF QV(I+1)=0 THEN 4650
4640      GOSUB 6010 'para que las compuertas inicien nuevamente movimientos
           de apertura.
4650 NEXT I
4660 'Termina el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
4670 'XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
4680 IF DECISION="B" THEN 4700
4690 GOTD 4710
4700 CLOSE #1
4710 QEMEDIO=SQE/((NUINST-1)*DT)
4720 QSMEDIO=SQS/((NUINST-1)*DT)
4730 SQE=SQE/1000000!

```

```

4740 SQS=SQS/1000000!
4750 'Ciclo de busqueda para la maxima elevacion del agua en el vaso.
4760 Z=0
4770 FOR I=1 TO NUINST
4780     IF Z > 0 THEN 4850
4790     IF EL(I) > EL(I+1) THEN 4810
4800     GOTO 4850
4810     IF EL(I) > EL(I+2) THEN 4830
4820     GOTO 4850
4830     ELMAX=EL(I)
4840     Z=1
4850 NEXT I
4860 ELMAX=ELMAX + EVO
4870 'Ciclo de busqueda para el maximo gasto de entrada al vaso.
4880 T=0
4890 FOR I=1 TO NUINST
4900     IF T > 0 THEN 4950
4910     IF QE(I) > QE(I+1) THEN 4930
4920     GOTO 4950
4930     QEMAX=QE(I)
4940     T=1
4950 NEXT I
4960 'Ciclo de busqueda para el maximo gasto de salida.
4970 G=0
4980 FOR I=1 TO NUINST
4990     IF G > 0 THEN 5060
5000     IF QS(I) > QS(I+1) THEN 5020
5010     GOTO 5060
5020     IF QS(I) > QS(I+2) THEN 5040
5030     GOTO 5060
5040     QSMAX=QS(I)
5050     G=1
5060 NEXT I
5070 LPRINT
5080 LPRINT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO=";EL(1)+EVO;"m.s.n.m."
5090 LPRINT
5100 LPRINT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA=";CRESTA+EVO;"m.s.n.m."
5110 LPRINT
5120 IF NUMOVAP=1 THEN 5190
5130 LPRINT "NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):"
5140 LPRINT
5150 FOR I=1 TO NUMOVAP
5160     LPRINT "NIVAC(";I;")=";NIVAC(I)+EVO;"m.s.n.m."
5170 NEXT I
5180 IF NUMOVAP>1 THEN 5230
5190 LPRINT "Solo hubo un nivel de apertura de compuertas"
5200 LPRINT "en la regla de operacion propuesta."
5210 LPRINT
5220 LPRINT "NIVEL DE APERTURA DE COMPUERTAS=";NIVAC(1)+EVO;"m.s.n.m."
5230 LPRINT
5240 LPRINT "VOLUMEN DE LA AVENIDA=";
5250 LPRINT USING "#####.###";SQE;
5260 LPRINT " m3*E+06"
5270 LPRINT
5280 LPRINT "VOLUMEN DESCARGADO=";
5290 LPRINT USING "#####.###";SQS;
5300 LPRINT " m3*E+06"
5310 LPRINT
5320 LPRINT "GASTO MEDIO DE ENTRADA=";QEMEDIO;"m3/seg."
5330 LPRINT
5340 LPRINT "GASTO MEDIO DE SALIDA=";QSMEDIO;"m3/seg."

```

```

5350 LPRINT
5360 LPRINT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA=";QT;"m3/seg"
5370 LPRINT
5380 LPRINT "....."
5390 LPRINT
5400 LPRINT "CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:"
5410 LPRINT
5420 LPRINT "    GASTO MAXIMO DE ENTRADA=";QEMAX;"m3/seg."
5430 LPRINT
5440 LPRINT "    GASTO MAXIMO DE SALIDA=";QSMAX;"m3/seg."
5450 LPRINT
5460 LPRINT "    ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO=";
5470 LPRINT USING "####.###";ELMAX;
5480 LPRINT "    m.s.n.m."
5490 LPRINT
5500 LPRINT "....."
5510 PRINT
5520 INPUT "DESEA REALIZAR OTRA VEZ EL TRANSITO DE AVENIDAS(S/N)";R$
5530 IF R$="S" THEN 90
5540 END
5550 "A partir de la siguiente linea se encuentran las seis subrutinas:
5560 LONGITUD , ORIFICIO , COEFICIENTE .
5570 REGLA DE APERTURA , REGLA DE CIERRE , REAPERTURA .
5580 *****
5590 SUBROUTINA REGLA DE APERTURA, en la cual se maneja la regla de operacion
de compuertas cuando estas inician su movimiento de apertura.
5600 IF NUMOVAP>1 THEN 5640
5610 AC=ABEC(1)
5620 NCA=NUCAMOV(1)
5630 GOTO 5730
5640 IF J>=1 THEN 5670
5650 J=1
5660 GOTO 5690
5670 IF J<NUMOVAP THEN 5690
5680 J=J+1
5690 IF EL(I+1)<NIVAC(J+1) THEN 5710
5700 J=J+1
5710 AC=ABEC(J)
5720 NCA=NUCAMOV(J)
5730 RETURN
5740 +-----+
5750 SUBROUTINA REGLA DE CIERRE en la cual se maneja la regla de operacion
cuando las compuertas inician su movimiento de cierre.
5760 IF M=0 THEN 5910
5770 IF INCIERRE=1 THEN 5910
5780 IF E=0 THEN 5810
5790 E=0
5800 GOTO 5910
5810 IF P>=1 THEN 5830
5820 P=1
5830 AC=AC
5840 NCA=NCA
5850 IF P=(INCIERRE-1) THEN 5880
5860 P=P+1
5870 GOTO 5930
5880 E=1
5890 P=0
5900 GOTO 5930
5910 AC=AC-COC1AC
5920 NCA=NCA-CODNUCA
5930 IF M=1 THEN 5950

```

```

5940 M=1
5950 IF AC>0 THEN 5970
5960 AC=0
5970 IF NCA > 0 THEN 5990
5980 NCA=0
5990 RETURN
6000 '*****
6010 'SUBROUTINA REAPERTURA en la cual se manejan movimientos de compuertas para
situaciones en las cuales se deban reabrir.
6020 IF D=0 THEN 6170
6030 IF INREAP=1 THEN 6170
6040 IF G=0 THEN 6070
6050 G=0
6060 GOTO 6170
6070 IF W>=1 THEN 6090
6080 W=1
6090 AC=AC
6100 NCA=NCA
6110 IF W=(INREAP-1) THEN 6140
6120 W=W+1
6130 GOTO 6190
6140 G=1
6150 W=0
6160 GOTO 6190
6170 AC=AC + CONAPCO
6180 NCA=NCA + COANUCA
6190 IF D=1 THEN 6210
6200 D=1
6210 IF AC < ABEMAC THEN 6230
6220 AC=ABEMAC
6230 IF NCA < NUCCOV THEN 6250
6240 NCA=NUCCOV
6250 RETURN
6260 '*****
6270 'SUBROUTINA LONGITUD que calcula la longitud efectiva de cresta vertedora
por compuertas.
6280 RELCAHID=(EL(I+1)-CRESTA)/CAHIDVE
6290 COCEST= .002306 +.2583*RELCAHID -.0886*(RELCAHID^2)
6300 IF SEL#="A" THEN 6320
6310 GOTO 6350
6320 COCPIL1= .0471 - .0273*RELCAHID - (.0057375)*(RELCAHID^2)
6330 COCPIL=COCPIL1
6340 GOTO 6470
6350 IF SEL#="B" THEN 6370
6360 GOTO 6400
6370 COCPIL2= .11548 -.16146*RELCAHID +.05267*(RELCAHID^2)
6380 COCPIL=COCPIL2
6390 GOTO 6470
6400 IF SEL#="C" THEN 6420
6410 IF SEL#="D" THEN 6450
6420 COCPIL3= .109 - .175*RELCAHID + .0628*(RELCAHID^2)
6430 COCPIL=COCPIL3
6440 GOTO 6470
6450 COCPIL4= .02029 - .0686*RELCAHID + .0222464*(RELCAHID^2)
6460 COCPIL=COCPIL4
6470 LEF=LOTCREV-2*(NUPILAS*COCPIL+COCEST)*(EL(I+1)-CRESTA)
6480 LEFCREVC=LEF/NUCCOV
6490 RETURN
6500 '*****
6510 'SUBROUTINA ORIFICIO que calcula el gasto descargado por el vertedor cuando
el nivel del agua en el vaso es mayor que la elevacion del labio inferior
de la compuerta.

```

```

6520 H1=EL(I+1)-CRESTA
6530 H2=EL(I+1)-(CRESTA+AC)
6540 RO=AC/H1
6550 IF RO>=.225 THEN 6580
6560 COEFCOM=.737-.29*RO+.462*(RO*2)
6570 GOTO 6590
6580 COEFCOM=.715-.097*RO
6590 COEDESC=(2/3)*(19.62*.5)*(LEFCREVC*NCA)
6600 QV(I+1)=COEDESC*COEFCOM*((H1*1.5)-(H2*1.5))
6610 RETURN
6620 '*****
6630 'SUBROUTINA COEFICIENTE que calcula el coeficiente de descarga libre.
6640 REHID=ALPAR/CAHIDVE
6650 RELCAHID=(EL(I+1)-CRESTA)/CAHIDVE
6660 K06=3.6 + .165*REHID - .05*(REHID*2)
6670 IF RELCAHID > .6 THEN 6700
6680 K=(K06 - 3.6)/2
6690 GOTO 6830
6700 K08=3.74144 + .20536*REHID - .0625*(REHID*2)
6710 IF RELCAHID > .8 THEN 6740
6720 K=(K06 + K08)/2
6730 GOTO 6830
6740 K1=3.8036 + .3027*REHID - .1027*(REHID*2)
6750 IF RELCAHID > 1 THEN 6780
6760 K=(K08 + K1)/2
6770 GOTO 6830
6780 K133=3.84772 + .36464*REHID - .1160871*(REHID*2)
6790 IF RELCAHID > 1.33 THEN 6820
6800 K=(K133 + K1)/2
6810 GOTO 6830
6820 K=K133
6830 CPV=K/(3.28*.5)
6840 IF T#="N" THEN 6870
6850 C=CPV
6860 GOTO 7020
6870 CH=ALPAR/(EL(I+1)-CRESTA)
6880 IF OPCION#="A" THEN 6900
6890 GOTO 6930
6900 RECDEF13=1.012 - .016*CH + .006066*(CH*2)
6910 RECDEF=RECDEF13
6920 GOTO 7000
6930 IF OPCION#="B" THEN 6950
6940 GOTO 6980
6950 RECDEF23=1.03 - .0348*CH + .0025*(CH*2)
6960 RECDEF=RECDEF23
6970 GOTO 7000
6980 RECDEF33=1.06 - .153*CH + .0635*(CH*2)
6990 RECDEF=RECDEF33
7000 COINC=RECDEF*CPV
7010 C=COINC
7020 RETURN
7030 '*****

```

4.3 METODO NUMERICO DE EULER

4.3.1 DESCARGA LIBRE

El Programa de Método Numérico de Euler, considerando un vertedor de descarga libre, está elaborado en base al diagrama de bloques de la fig. 3.6 (pag. 68). Los resultados que se obtienen al utilizarlo son :

- a) Volumen de la avenida (m^3).
- b) Volumen descargado (m^3).
- c) Porcentaje de regularización (%).
- d) Gasto máximo de entrada al vaso (m^3/s).
- e) Gasto máximo de salida del vaso (m^3/s).
- f) Elevación máxima del nivel de agua en el vaso (m.s.n.m.)
- g) Carga hidráulica máxima sobre el vertedor (m).

Al igual que en el Método Numérico de Puls, se incluyen en el listado de impresión los valores de la elevación de la cresta-vertedora, longitud del vertedor, gasto por la obra de toma y coeficiente de descarga libre (c).

También, se imprimen en columnas los valores del Gasto de Entrada (QE), Gasto de Salida (QS), volumen de agua en el vaso (V) y elevación de la superficie libre del agua (El) en cada instante de tiempo durante el tránsito de la avenida por el vaso.

El listado del programa se muestra a continuación.


```

10 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.
20 'FACULTAD DE INGENIERIA.
30 'INGENIERIA HIDRAULICA:TESIS PROFESIONAL.
40 'TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE EULER).
50 'FECHA:2 DE AGOSTO DE 1988;FECHA ACTUAL:4 DE DICIEMBRE DE 1989.
60 'AUTOR:JOSE ESTEBAN CARDENAS HERNANDEZ.
70 DIM EL(70),QE(70),QS(70),V(70)
80 KEY OFF:CLS
90 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
100 PRINT "*****"
110 PRINT
120 PRINT "          TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE EULER)          "
130 PRINT
140 PRINT "*****"
150 FOR I=1 TO 3:PRINT:NEXT
160 'Inicia la introduccion de datos para transitar la avenida.
170 PRINT "***** DATOS GEOGRAFICOS DEL PROYECTO *****"
180 PRINT
190 INPUT "NOMBRE DEL PROYECTO:";NOMPRDY$
200 INPUT "NOMBRE DE LA CORRIENTE:";CAUCES$
210 INPUT "NOMBRE DEL ESTADO:";ESTADO$
220 PRINT
230 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
240 IF R$="N" THEN 180
250 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
260 PRINT "***** DATOS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS DEL PROYECTO *****"
270 PRINT
280 INPUT "COEFICIENTE DE DESCARGA LIBRE=";C
290 INPUT "LONGITUD EFECTIVA DE CRESTA VERTEDORA(en m.)=";LE
300 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA(en m.s.n.m.)=";CRESTA
310 INPUT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA(en m3/seg.)=";QT
320 INPUT "CONSTANTE K DE LA CURVA ELEV.-VOL5=";K
330 INPUT "CONSTANTE N DE LA CURVA ELEV.-VOL5=";N
340 INPUT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO(en m.s.h.m.)=";ELEVIN
350 INPUT "ELEV.EN EL VASO(en m.s.n.m.)PARA LA CUAL VOLUMEN=0=";EVO
360 PRINT
370 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
380 IF R$="N" THEN 270
390 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
400 PRINT "***** DATOS DE LA AVENIDA A TRANSITARSE *****"
410 PRINT
420 INPUT "INCREMENTO DE TIEMPO PARA EL TRANSITO(en segs.)=";DT
430 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA EL TRANSITO=";NUIINST
440 INPUT "PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA(en años)=";TR
450 PRINT
460 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";R$
470 IF R$="N" THEN 410
480 FOR I=1 TO (NUIINST + 1)
490   QE(I)=0
500   QS(I)=0
510   EL(I)=0
520   V(I)=0
540 NEXT I
550 PRINT
560 PRINT "***** HIDROGRAMA DE ENTRADAS DE LA AVENIDA *****"
570 PRINT
580 PRINT "GASTOS EN m3/seg."
590 PRINT
600 PRINT "Indique la forma en la que desea dar el hidrograma de entradas:"

```

```

610 PRINT
620 PRINT "A.- En forma manual."
630 PRINT
640 PRINT "B.- Por medio de archivo de datos."
650 PRINT
660 INPUT "Que forma escoge: ";DECISION$
670 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
680 INPUT "NOMBRE DE QUIEN FORMO: ";NOMBRES
690 PRINT
700 INPUT "FECHA: ";FECHA$
710 IF DECISION$="B" THEN 800
720 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
730 FOR I=1 TO MINST
740   PRINT "QE(";I;")=";:INPUT QE(I)
750 NEXT I
760 PRINT
770 INPUT "Estan correctos los datos(S/N): ";R$
780 IF R$="N" THEN 720
790 GOTO 880
800 CLS:FILES
810 LOCATE 24,20:INPUT "ARCHIVO: ";HID$
820 'Termina la introduccion de datos para transitar la avenida.
830 OPEN "I",#1,"A:"+HID$+".TXT"
840 FOR I=1 TO MINST
850   INPUT #1,QE(I)
860 NEXT I
870 LOCATE 12,20:PRINT ".....CALCULANDO"
880 EL(1)=ELEVIN
890 EL(1)=EL(1)-EVO
900 CRESTA=CRESTA-EVO
910 LPRINT "*****"
920 LPRINT
930 LPRINT "          TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE EULER)          "
940 LPRINT
950 LPRINT "*****"
960 FOR I=1 TO 2:LPRINT:NEXT
970 LPRINT "PROYECTO: ";NOMPROY$ , "ESTADO: ";ESTADO$
980 LPRINT
990 LPRINT "TR=";TR;"anos" , "CORRIENTE: ";CAUCE$
1000 LPRINT
1010 LPRINT "FORMO: ";NOMBRE$, "FECHA: ";FECHA$
1020 FOR I=1 TO 2:LPRINT:NEXT
1030 LPRINT TAB(5);"TIEMPO";
1040 LPRINT TAB(17);"EL(1)";
1050 LPRINT TAB(31);"V(I)";
1060 LPRINT TAB(40);"QE(1)";
1070 LPRINT TAB(50);"QS(1)";
1080 LPRINT TAB(5);"horas";
1090 LPRINT TAB(16);"n.s.n.m.";
1100 LPRINT TAB(29);"m3/E+06";
1110 LPRINT TAB(41);"m3/s";
1120 LPRINT TAB(51);"m3/s"
1130 LONT=0
1140 SQE=0
1150 SQS=0
1160 '.....
1170 'Inicia el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
1180 FOR I=1 TO MINST
1190   IF EL(I)<CRESTA THEN 1220
1200   QV=C*LE*(EL(I)-CRESTA)*1.5

```

```

1210   GOTD 1230
1220   QV=0
1230   QS(I)=QV+QT
1240   DELTAQ=QE(I)-QS(I)
1250   DERIVADA=N*K*(EL(I)^(N-1))
1260   EL(I+1)=EL(I)+(DELTAQ/DERIVADA)*DT
1270   T=DT*(I-1)
1280   T=T/3600
1290   V(I)=K*(EL(I)*N)
1300   V(I)=V(I)/1000000!
1310   LPRINT TAB(5) USING "00.00";T;
1320   LPRINT TAB(15) USING "0000.000";EL(I) + EVO;
1330   LPRINT TAB(27) USING "0000.000";V(I);
1340   LPRINT TAB(39) USING "00000";QE(I);
1350   LPRINT TAB(48) USING "00000.000";QS(I)
1360   SQE=SQE + QE(I)*DT
1370   SQS=SQS + QS(I)*DT
1380   KONT=KONT + 1
1390   IF KONT <=42 THEN 1420
1400   FOR I=1 TO 10:LPRINT;NEXT
1410   KONT=0
1420   NEXT I
1430   IF NUINST > 35 THEN 1450
1440   GOTD 1490
1450   FOR I=1 TO 25:LPRINT;NEXT
1460   GOTD 1490
1470   'Termina el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
1480   '*****
1490   IF DECISIONA="B" THEN 1510
1500   GOTD 1520
1510   CLOSE #1
1520   SQE=SQE/1000000!
1530   SQS=SQS/1000000!
1540   'Ciclo de busqueda para la maxima elevacion del nivel de agua en el vaso.
1550   W=0
1560   FOR I=1 TO NUINST
1570     IF W > 0 THEN 1620
1580     IF EL(I) = CRESTA THEN 1620
1590     IF EL(I) <= EL(I+1) THEN 1620
1600     ELMAX=EL(I)
1610     W=1
1620   NEXT I
1630   ELMAX=ELMAX + EVO
1640   CAHIDMAX=ELMAX - (CRESTA + EVO)
1650   'Ciclo de busqueda para el gasto maximo de entrada al vaso.
1660   J=0
1670   FOR I=1 TO NUINST
1680     IF J > 0 THEN 1720
1690     IF QE(I) <= QE(I+1) THEN 1720
1700     QEMAX=QE(I)
1710     J=1
1720   NEXT I
1730   'Ciclo de busqueda para el gasto maximo de salida del vaso.
1740   L=0
1750   FOR I=1 TO NUINST
1760     IF L > 0 THEN 1800
1770     IF QS(I) <= QS(I+1) THEN 1800
1780     QSMAX=QS(I)
1790     L=1
1800   NEXT I

```

```

1810 REGULA=1-(QSMAX/QEMAX)
1820 REGULA=REGULA*100
1830 FOR I=1 TO 2:LPRINT:NEXT
1840 LPRINT "*****"
1850 LPRINT
1860 LPRINT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA=";CRESTA+EVO;"m.s.n.m."
1870 LPRINT "LONGITUD DEL VERTEDEDOR=";LE;"m." ; "C=";C
1880 LPRINT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA=";QT;"m3/seg."
1890 LPRINT "VOLUMEN DE LA AVENIDA=";
1900 LPRINT USING "####.##";SQE;
1910 LPRINT " m3E+06"
1920 LPRINT "VOLUMEN DESCARGADO=";
1930 LPRINT USING "###.##";SQS;
1940 LPRINT " m3E+06"
1950 LPRINT "PORCENTAJE DE REGULARIZACION=";
1960 LPRINT USING "##.##";REGULA;
1970 LPRINT " X"
1980 LPRINT "GASTO MAXIMO DE ENTRADA=";QEMAX;"m3/seg."
1990 LPRINT "GASTO MAXIMO DE SALIDA=";QSMAX;"m3/seg."
2000 LPRINT "ELEVACION MAXIMA EN EL VASO=";
2010 LPRINT USING "###.###";ELMAX;
2020 LPRINT " m.s.n.m."
2030 LPRINT "CARGA HIDRAULICA MAXIMA SOBRE EL VERTEDEDOR=";
2040 LPRINT USING "##.##";CAHIDMAX;
2050 LPRINT " m"
2060 LPRINT
2070 LPRINT "*****"
2080 PRINT
2090 INPUT "DESEA REALIZAR UNA VEZ MAS EL TRANSITO DE AVENIDAS(S/N)=";R#
2100 IF R#="S" THEN 80
2110 END

```

4.3.2 DESCARGA CONTROLADA

Considerando un vertedor de descarga controlada, el programa está elaborado en base al diagrama de bloques de la fig. 3.20 (pag. 102). Los resultados que se obtienen al utilizarlo son :

- a) Nivel 6 niveles de apertura de compuertas (m.s.n.m.)
- b) Volumen de la avenida (m^3).
- c) Volumen descargado (m^3).
- d) Gasto medio de entrada (m^3/s).
- e) Gasto medio de salida (m^3/s).
- f) Gasto máximo de entrada (m^3/s).
- g) Gasto máximo de salida (m^3/s).
- h) Elevación máxima del nivel del agua en el vaso (m.s.n.m.)

Todos los anteriores resultados quedan impresos en un listado, que incluye, con fines de análisis, los valores de la elevación de la cresta vertedora, nivel inicial del agua en el vaso, gasto por la obra de toma, y en caso de haberlo, nombre de identificación del hidrograma de entradas.

Asimismo, se imprimen en columnas los valores de elevación de la superficie libre del agua (El), gasto de entrada (QE), volumen de agua en el vaso (V), número de compuertas abiertas (NCA) y magnitud de su abertura (AC), y gasto de salida (QS) para cada instante de tiempo durante el tránsito de la avenida por el vaso.

El listado del programa se muestra a continuación.

```

10 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.
20 'FACULTAD DE INGENIERIA.
30 'INGENIERIA HIDRAULICA;TESIS PROFESIONAL.
40 'TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS
50 'METODO DE EULER;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.
60 'AUTOR:JOSE ESTEBAN CARDENAS HERNANDEZ.
70 'FECHA:21 DE OCTUBRE DE 1988, FECHA ACTUAL:4 DE DICIEMBRE DE 1989.
80 DIM QE(50),QS(50),EL(50),V(50),ABEC(15),NUCAPOV(15),NIVAC(15)
90 KEY OFF:CLS
100 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
110 PRINT "*****"
120 PRINT
130 PRINT "   TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS   "
140 PRINT "           METODO DE EULER;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS           "
150 PRINT
160 PRINT "*****"
170 FOR I=1 TO 4:PRINT:NEXT
180 'Inicia la introduccion de datos para transitar la avenida.
190 PRINT "##### DATOS GEOGRAFICOS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA #####"
200 PRINT
210 INPUT "NOMBRE DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA:";NOCEHID$
220 INPUT "NOMBRE DEL RIO DONDE SE UBICA:";RIO$
230 INPUT "NOMBRE DEL ESTADO:";ESTADO$
240 PRINT
250 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
260 IF D$="N" THEN 200
270 PRINT
280 PRINT"***DATOS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA***"
290 PRINT
300 INPUT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA(en m.s.n.m.)=";CRESTA
310 INPUT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA(en m3/seg.)=";QT
320 INPUT "EL TALUD AGUAS ARRIBA DEL CIMACIO ES VERTICAL(S/N):";T$
330 IF T$="S" THEN 430
340 PRINT "Indique el valor del talud entre las siguientes opciones:"
350 PRINT
360 PRINT "A.- EL TALUD ES 1:3"
370 PRINT
380 PRINT "B.- EL TALUD ES 2:3"
390 PRINT
400 PRINT "C.- EL TALUD ES 3:3"
410 PRINT
420 INPUT "Que valor escoge:";OPCION$
430 PRINT
440 INPUT "ALTURA DEL PARAMENTO DEL CIMACIO(en m.)=";ALPAR
450 INPUT "CARGA HIDRAULICA DE DISENO DEL VERTEDOR(en m.)=";CAHIDVE
460 PRINT
470 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
480 IF D$="N" THEN 290
490 PRINT
500 PRINT "Indique el tipo de pila que se encuentra sobre el vertedor:"
510 PRINT
520 PRINT "A.- PILAS TIPO 1"
530 PRINT
540 PRINT "B.- PILAS TIPO 2"
550 PRINT
560 PRINT "C.- PILAS TIPO 3"
570 PRINT
580 PRINT "D.- PILAS TIPO 4"
590 PRINT
600 INPUT "Que valor escoge:";SEL$

```

```

610 PRINT
620 INPUT "NUMERO DE PILAS A LO LARGO DE LA CRESTA VERTEDORA=";NUPILAS
630 INPUT "ANCHO DE CADA UNA DE LAS PILAS(en m.)=";ANCHOPIL
640 INPUT "NUMERO DE COMPUERTAS EN LA CRESTA VERTEDORA=";NUCCOV
650 INPUT "LONGITUD DE CRESTA VERTEDORA POR COMPUERTA(en m.)=";LOCREVCD
660 PRINT
670 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
680 IF D$="N" THEN 490
690 PRINT
700 PRINT "PARA LA APLICACION DEL METODO DE EULER LA CURVA ELEVACIONES-"
710 PRINT "-CAPACIDADES ES DE LA SIGUIENTE FORMA:"
720 PRINT
730 PRINT "V=K*(EL(I)*N) , donde K y N son las constantes de la ecuacion."
740 PRINT
750 INPUT "CONSTANTE K DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";K
760 INPUT "CONSTANTE N DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES=";N
770 PRINT
780 INPUT "ELEVACION(en m.s.n.m.)EN EL VASO PARA LA CUAL VOLUMEN=0=";EVO
790 PRINT
800 INPUT "Estan correctos los datos(S/N):";D$
810 IF D$="N" THEN 690
820 PRINT
830 PRINT "*****          REGLA DE OPERACION DE COMPUERTAS          *****"
840 PRINT
850 PRINT "LOS DATOS QUE DEBEN PROPORCIONARSE SON:"
860 PRINT
870 PRINT "1.- REGLA DE APERTURA:"
880 PRINT
890 PRINT
900 PRINT "a) NUMERO DE MOVIMIENTOS DE COMPUERTAS ;"
910 PRINT "   Es el numero de veces que las compuertas se"
920 PRINT "   abran durante el transito,desde uno hasta n ."
930 PRINT "   movimientos."
940 PRINT
950 PRINT "b) NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS POR CADA MOVIMIENTO:"
960 PRINT "   Es el numero de compuertas que se pretende abrir en"
970 PRINT "   cada movimiento(ese valor puede ser igual en todos"
980 PRINT "   los movimientos)."
990 PRINT
1000 PRINT "OPRIMA CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR."
1010 IF INKEY$="" THEN 1010
1020 PRINT
1030 PRINT "c) ABERTURA DE COMPUERTAS EN CADA MOVIMIENTO:"
1040 PRINT "   Es la abertura en metros para cada movimiento."
1050 PRINT
1060 PRINT "d) NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA"
1070 PRINT "   DE COMPUERTAS:"
1080 PRINT "   Son los niveles del agua en el vaso en los que se"
1090 PRINT "   modificara la abertura de compuertas, en los casos"
1100 PRINT "   que sea necesario. Con lo anterior se pretende tener"
1110 PRINT "   un mejor control de la avenida."
1120 PRINT
1130 PRINT "NOTA:"
1140 PRINT
1150 PRINT "El numero de niveles de agua en el vaso para la"
1160 PRINT "apertura de compuertas, debe ser el mismo valor"
1170 PRINT "que el numero de movimientos."
1180 PRINT
1190 INPUT "CUANTOS MOVIMIENTOS DE COMPUERTA HABRA=";NUMOVAP
1200 PRINT

```

```

1210 FOR I=1 TO NUMOVAP
1220   NUCAMOV(I)=0
1230   ABEC(I)=0
1240 NEXT I
1250 PRINT "A continuacion,para cada movimiento se debe propor-"
1260 PRINT "cionar el numero de compuertas y su abertura en me-"
1270 PRINT "tros."
1280 PRINT "Para cada tipo de dato se tiene la siguiente simbologia:"
1290 PRINT
1300 PRINT "Numero de compuertas abiertas en el movimiento I=NUCAMOV(I)
1310 PRINT
1320 PRINT "Abertura de compuertas en el movimiento I=ABEC(I)"
1330 PRINT
1340 PRINT "NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS Y SU ABERTURA EN CADA MOVIMIENTO:"
1350 PRINT
1360 FOR I=1 TO NUMOVAP
1370   PRINT "NUCAMOV(";I;")=";:INPUT NUCAMOV(I)
1380   PRINT
1390   PRINT "ABEC(";I;")=";:INPUT ABEC(I)
1400   PRINT
1410 NEXT I
1420 PRINT
1430 INPUT "Estan correctos los datos(S/N);":Ds
1440 IF Ds="N" THEN 1290
1450 PRINT
1460 PRINT "A continuacion se debe(n) proporcionar el (los) valor(es)
1470 PRINT "de el(los) nivel(es) de agua en el vaso para la apertura"
1480 PRINT "de compuertas."
1490 PRINT
1500 PRINT "El valor del primer nivel de apertura puede ser menor o"
1510 PRINT "igual al nivel inicial de agua en el vaso,pero general-"
1520 PRINT "mente es mayor."
1530 PRINT "A partir del segundo nivel de apertura(en caso de propo-"
1540 PRINT "nerse varios niveles),los valores seran mayores que el "
1550 PRINT "nivel inicial de agua en elvaso."
1560 PRINT
1570 PRINT "NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS."
1580 PRINT "Valores en m.s.n.m."
1590 PRINT
1600 INPUT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO(en m.s.n.m.)=";:ELEVIN
1610 PRINT
1620 PRINT "NIVAC(I)=Nivel de apertura de compuertas en el movimiento I
1630 FOR I=1 TO NUMOVAP
1640   NIVAC(I)=0
1650 NEXT I
1660 PRINT
1670 FOR I=1 TO NUMOVAP
1680   PRINT "NIVAC(";I;")=";:INPUT NIVAC(I)
1690   PRINT
1700 NEXT I
1710 PRINT
1720 INPUT "Estan correctos los datos(S/N);":Ds
1730 IF Ds="N" THEN 1560
1740 PRINT
1750 PRINT "Con los datos anteriores se ha definido la regla de"
1760 PRINT "operacion de compuertas en su movimiento de apertura."
1770 PRINT
1780 PRINT "*****"
1790 PRINT
1800 PRINT "2.- REGLA DE CIERRE:

```



```

1810 PRINT
1820 PRINT "Cuando el gasto descargado por el vertedor en cualquier"
1830 PRINT "instante sea menor al de el instante anterior, las com-"
1840 PRINT "puertas iniciaran su movimiento de cierre."
1850 PRINT
1860 PRINT "Por ello, debe darse como dato a la computadora el valor"
1870 PRINT "(en metros) que se propone para que las compuertas dismi-"
1880 PRINT "nuyan la magnitud de su abertura."
1890 PRINT "Ese valor puede ser un numero entero o decimal."
1900 PRINT
1910 PRINT "Ahora bien, las compuertas no solo disminuiran la magnitud"
1920 PRINT "de su abertura, sino tambien el numero de ellas que perman-"
1930 PRINT "necen abiertas."
1940 PRINT "En este caso, el valor de reduccion que debe proporcionarse"
1950 PRINT "a la computadora, solo puede ser un numero entero."
1960 PRINT "El numero de instantes para que se lleven a cabo los moviemien-"
1970 PRINT "tos de cierre puede variar desde uno hasta n, dependiendo de la"
1980 PRINT "rapidez con la cual se proponga realizarlos."
1990 PRINT
2000 PRINT "OPRIMA CUALQUIER TECLA PARA CONTINUAR."
2010 IF INKEY="" THEN 2010
2020 PRINT
2030 INPUT "EN QUE VALOR DISMINUIRA LA ABERTURA DE COMPUERTAS(en m.):";COCIAC
2040 INPUT "EN QUE VALOR DISMINUIRA EL NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS:";CODNUCA
2050 INPUT "NUMERO DE INSTANTES ENTRE CADA MOVIMIENTO DE CIERRE:";INCIERRE
2060 PRINT
2070 PRINT "Estan correctos los datos(S/N):";DS
2080 IF DS="N" THEN 2020
2090 PRINT "*****"
2100 PRINT
2110 PRINT "3.- REAPERTURA:"
2120 PRINT
2130 PRINT "Durante el movimiento de cierre de compuertas, podria ocu-"
2140 PRINT "rrir que el nivel de agua en el vaso aumentara nuevamente"
2150 PRINT "y en consecuencia, el gasto descargado por el vertedor."
2160 PRINT
2170 PRINT "Asi como se proponen valores para disminuir la abertura y"
2180 PRINT "el numero de compuertas abiertas, deberan darse como datos"
2190 PRINT "los valores para que las compuertas inicien nuevamente su"
2200 PRINT "movimiento de apertura."
2210 PRINT
2220 PRINT "Cabe aclarar que cuando un gasto descargado por el vertedor"
2230 PRINT "en cierto instante sea menor que el del instante anterior,"
2240 PRINT "el movimiento de las compuertas ya no se encuentra regido"
2250 PRINT "por la regla de apertura aun cuando volvieren a tener movi-"
2260 PRINT "mientos que las hicieran abrir."
2270 PRINT
2280 PRINT "El dato para que aumente nuevamente la abertura de compuertas"
2290 PRINT "puede ser un valor entero o decimal, no siendo asi para el dato"
2300 PRINT "de incremento al numero de compuertas abiertas que solo puede"
2310 PRINT "ser un numero entero."
2320 PRINT
2330 PRINT "Al igual que en los movimientos de cierre, es posible proponer"
2340 PRINT "el numero de instantes para la reapertura desde uno hasta n."
2350 PRINT
2360 INPUT "EN QUE VALOR AUMENTARA LA ABERTURA DE COMPUERTAS(en m.):";CONAPCO
2370 INPUT "EN QUE VALOR AUMENTARA EL NUMERO DE COMPUERTAS ABIERTAS:";CONANUCA
2380 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA LOS MOVIMIENTOS DE REAPERTURA:";INREAP
2390 PRINT
2400 PRINT "El ultimo dato relativo al control de compuertas es el valor"

```

```

2410 PRINT "maximo(en metros)de la abertura de compuerta en la central "
2420 PRINT "hidroelectrica donde se transitará la avenida."
2430 PRINT
2440 INPUT "VALOR DE LA ABERTURA MAXIMA DE COMPUERTAS(en m.)=";ABENAC
2450 PRINT
2460 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
2470 IF D$="N" THEN 2350
2480 FOR I=1 TO 4:PRINT:NEXT
2490 PRINT "***** DATOS DE LA AVENIDA A TRANSITAR *****"
2500 PRINT
2510 INPUT "NUMERO DE INSTANTES PARA EL TRANSITO=";NUIINST
2520 INPUT "INCREMENTO DE TIEMPO PARA EL TRANSITO(en seg.)";DT
2530 PRINT
2540 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
2550 IF D$="N" THEN 2500
2560 FOR I=1 TO (NUIINST + 1)
2570   EL(I)=0
2580   Q$ (I)=0
2590   QE(I)=0
2600   V(I)=0
2610 NEXT I
2620 PRINT
2630 PRINT "*** HIDROGRAMA DE ENTRADAS DE LA AVENIDA ***"
2640 PRINT
2650 PRINT "GASTOS EN m3/seg."
2660 PRINT
2670 INPUT "El hidrograma fue producido por un ciclon(S/N)";C$
2680 PRINT
2690 IF C$="S" THEN 2730
2700 PRINT
2710 INPUT "TIENE ALGUN NOMBRE DE IDENTIFICACION EL HIDROGRAMA(S/N)";H$
2720 IF H$="S" THEN 2750
2730 INPUT "NOMBRE DEL CICLON";CICLON$
2740 GOTO 2770
2750 PRINT
2760 INPUT "NOMBRE DE IDENTIFICACION DEL HIDROGRAMA";AVENIDAS$
2770 PRINT
2780 PRINT "Indique la forma en que desea dar el hidrograma de entradas:"
2790 PRINT
2800 PRINT "A.- EN FORMA MANUAL."
2810 PRINT
2820 PRINT "B.- POR MEDIO DE ARCHIVO DE DATOS."
2830 PRINT
2840 INPUT "Que opcion escoge";DECISION$
2850 PRINT
2860 INPUT "NOMBRE DE QUIEN FORMO";NOMBRES$
2870 PRINT
2880 INPUT "FECHA";FECHA$
2890 IF DECISION$="B" THEN 2980
2900 FOR I=1 TO 2:PRINT:NEXT
2910 FOR I=1 TO NUIINST
2920   PRINT "QE(",I;")=";:INPUT DE(I)
2930 NEXT I
2940 PRINT
2950 INPUT "Estan correctos los datos(S/N)";D$
2960 IF D$="N" THEN 2890
2970 GOTO 3060
2980 CLS:FILES
2990 LOCATE 23,20 : INPUT "ARCHIVO : ";HID$
3000 "Termina la introduccion de datos para transitar la avenida.

```

```
3010 OPEN "I",#1,"A:"+HIDE+.TXT
3020 FOR I=1 TO NUIINST
3030   INPUT #1,OE(I)
3040 NEXT I
3050 LOCATE 14,20 ;PRINT ".....CALCULANDO"
3060 FOR I=1 TO NUMOVAP
3070   NIVAC(I)=NIVAC(I)-EVO
3080 NEXT I
3090 EL(I)=ELEVIN
3100 EL(I)=EL(I)-EVO
3110 CRESTA=CRESTA-EVO
3120 LOTCREV=LOCREVCO+NUCOV+ANCHOPIL+NUPIIAS
3130 LPRINT "!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!"
3140 LPRINT
3150 LPRINT "TRANBITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS."
3160 LPRINT "METODO DE EULER;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS."
3170 LPRINT
3180 LPRINT "!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!"
3190 LPRINT
3200 LPRINT "CENTRAL HIDROELECTRICA;"NOCEHID , "RIO;"RIO
3210 LPRINT
3220 IF C#="5" THEN 3250
3230 LPRINT "ESTADO;"ESTADOS,"NOMBRE DEL HIDROGRAMA;"AVENIDA
3240 GOTO 3260
3250 LPRINT "ESTADO;"ESTADOS , "CICLON;"CICLON
3260 LPRINT
3270 LPRINT "FORMO;"NOMBRE , "FECHA;"FECHA
3280 FOR I=1 TO 21:LPRINT:NEXT
3290 LPRINT TAB(3);"TIEMPO"
3300 LPRINT TAB(13);"EL(I)"
3310 LPRINT TAB(24);"V(I)"
3320 LPRINT TAB(36);"QE(I)"
3330 LPRINT TAB(44);"NCA"
3340 LPRINT TAB(51);"AC"
3350 LPRINT TAB(60);"QS(I)"
3360 LPRINT TAB(3);"HORAS"
3370 LPRINT TAB(11);"m.s.n.m."
3380 LPRINT TAB(22);"m3+E+06"
3390 LPRINT TAB(36);"m3/s"
3400 LPRINT TAB(43);"#)"
3410 LPRINT TAB(51);"m."
3420 LPRINT TAB(60);"m3/s"
3430 J=0
3440 L=0
3450 E=0
3460 P=0
3470 M=0
3480 D=0
3490 B=0
3500 W=0
3510 "!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!"
3520 'A partir de la siguiente linea inicia el ciclo iterativo de calculo
de) hidrograma de salida.
3530 FOR I=1 TO NUIINST
3540 IF L=0 THEN 3570
3550 GOSUB 3670 'a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora por
compuerta
3560 GOTO 3660
3570 IF EL(I) < NIVAC(I) THEN 3610
3580 GOSUB 4990 'a la regla de apertura de compuertas propuesta.
```

```

3590      GOSUB 5670 'a calcular la longitud efectiva de cresta vertedora por
          compuerta.
3600      GOTO 3660
3610      IF AC > 0 THEN 3580
3620      QV=0
3630      AC=0
3640      NCA=0
3650      GOTO 3860
3660      IF EL(I) > CRESTA+AC THEN 3700
3670      GOSUB 6030 'a calcular el coeficiente de descarga libre.
3680      QV=C*(LEFCREVC*NCA)*(EL(I)-CRESTA)^1.5
3690      GOTO 3710
3700      GOSUB 5910 'a calcular el gasto descargado por el vertedor mediante
          la teoria de orificios
3710      QS(I)=QV*DT
3720      IF L=0 THEN 3810
3730      *.....
3740      'Revisión de cierre efectivo de compuertas en caso de que la abertura
          o el número de compuertas abiertas sea cero.
3750      IF NCA=0 THEN 3780
3760      IF AC=0 THEN NCA=0
3770      GOTO 3800
3780      IF AC=0 THEN 3800
3790      AC=0
3800      *.....
3810      DELTAQ=QE(I)-QS(I)
3820      DERIVADA=N*K*(EL(I)^(N-1))
3830      EL(I+1)=EL(I) + (DELTAQ/DERIVADA)*DT
3840      V(I)=K*(EL(I)^N)
3850      V(I)=V(I)/1000000!
3860      T=DT*(I-1)
3870      T=T/3600
3880      LPRINT TAB(2) USING "000.00" ;T;
3890      LPRINT TAB(11) USING "0000.000" ;EL(I);+EVO;
3900      LPRINT TAB(21) USING "00000.000" ;V(I);
3910      LPRINT TAB(35) USING "00000" ;QE(I);
3920      LPRINT TAB(44) USING "00" ;NCA;
3930      LPRINT TAB(50) USING "00.0" ;AC;
3940      LPRINT TAB(57) USING "00000.000" ;QS(I)
3950      SQE=SQE+QE(I)*DT
3960      SQS=SQS+QS(I)*DT
3970      IF I=1 THEN 4050
3980      IF QS(I) >= QS(I-1) THEN 4020
3990      L=1
4000      GOSUB 5150 'donde las compuertas comienzan su movimiento de cierre.
4010      GOTO 4030
4020      IF L=0 THEN 4050
4030      IF QV=0 THEN 4030
4040      GOSUB 5410 'para que las compuertas inicien nuevamente movimientos
          de apertura.
4050 NEXT I
4060 'Termina el ciclo iterativo de calculo del hidrograma de salida.
4070 'XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
4080 IF DECISION#="B" THEN 4100
4090 GOTO 4110
4100 CLOSE #1
4110 QEMEDIO=SQE/((NUNST-1)*DT)
4120 QSMEDIO=SQS/((NUNST-1)*DT)
4130 SQE=SQE/1000000!
4140 SQS=SQS/1000000!

```

```

4140 SQS=SQS/1000000;
4150 'Ciclo de busqueda para la maxima elevacion del agua en el vaso.
4160 Z=0
4170 FOR I=1 TO NUINST
4180     IF Z > 0 THEN 4250
4190     IF EL(I) > EL(I+1) THEN 4230
4200     GOTO 4250
4210     IF EL(I+1) > EL(I+2) THEN 4230
4220     GOTO 4250
4230     ELMAX=EL(I)
4240     Z=1
4250 NEXT I
4260 ELMAX=ELMAX + EVO
4270 'Ciclo de busqueda para el maximo gasto de entrada al vaso.
4280 T=0
4290 FOR I=1 TO NUINST
4300     IF T > 0 THEN 4350
4310     IF QE(I) > QE(I+1) THEN 4330
4320     GOTO 4350
4330     QEMAX=QE(I)
4340     T=1
4350 NEXT I
4360 'Ciclo de busqueda para el maximo gasto de salida.
4370 G=0
4380 FOR I=1 TO NUINST
4390     IF G > 0 THEN 4460
4400     IF QS(I) > QS(I+1) THEN 4420
4410     GOTO 4460
4420     IF QS(I+1) > QS(I+2) THEN 4440
4430     GOTO 4460
4440     QSMAX=QS(I)
4450     G=1
4460 NEXT I
4470 FOR I=1 TO 2:LPRINT;NEXT
4480 LPRINT "NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO=";EL(1)+EVO;"m.s.n.m."
4490 LPRINT
4500 LPRINT "ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA=";CRESTA+EVO;"m.s.n.m."
4510 LPRINT
4520 IF NUMOVAP=1 THEN 4590
4530 LPRINT "NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS(NIVAC);"
4540 LPRINT
4550 FOR I=1 TO NUMOVAP
4560     LPRINT "NIVAC(";I;")=";NIVAC(I)+EVO;"m.s.n.m."
4570 NEXT I
4580 IF NUMOVAP>1 THEN 4630
4590 LPRINT "Solo hubo un nivel de apertura de compuertas"
4600 LPRINT "en la regla de operacion propuesta."
4610 LPRINT
4620 LPRINT "NIVEL DE APERTURA DE COMPUERTAS=";NIVAC(1)+EVO;"m.s.n.m."
4630 LPRINT
4640 LPRINT "VOLUMEN DE LA AVENIDA=";
4650 LPRINT USING "#####.##";SQS;
4660 LPRINT " m3+E+06"
4670 LPRINT
4680 LPRINT "VOLUMEN DESCARGADO=";
4690 LPRINT USING "#####.##";SQS;
4700 LPRINT " m3+E+06"
4710 LPRINT
4720 LPRINT "GASTO MEDIO DE ENTRADA=";QEMEDIO;"m3/seg."
4730 LPRINT

```

```

4740 LPRINT "GASTO MEDIO DE SALIDA=";QSMEDIO;"m3/seg."
4750 LPRINT
4760 LPRINT "GASTO POR LA OBRA DE TOMA=";QT;"m3/seg"
4770 LPRINT
4780 LPRINT"....."
4790 LPRINT
4800 LPRINT "CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:"
4810 LPRINT
4820 LPRINT "    GASTO MAXIMO DE ENTRADA=";QEMAX;"m3/seg."
4830 LPRINT
4840 LPRINT "    GASTO MAXIMO DE SALIDA=";QSMAX;"m3/seg."
4850 LPRINT
4860 LPRINT "    ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO=";
4870 LPRINT USING "####.##";ELMAX;
4880 LPRINT " m.s.n.m."
4890 LPRINT
4900 LPRINT "....."
4910 PRINT
4920 INPUT "DESEA REALIZAR OTRA VEZ EL TRANSITO DE AVENIDAS(S/N)=";R@
4930 IF R@="S" THEN 90
4940 END
4950 'A partir de la siguiente linea se encuentran las seis subrutinas:
4960 'LONGITUD , ORIFICIO , COEFICIENTE .
4970 'REGLA DE APERTURA , REGLA DE CIERRE , REAPERTURA .
4980 '.....
4990 'SUBROUTINA REGLA DE APERTURA, en la cual se maneja la regla de operacion
de compuertas cuando estas inician su movimiento de apertura.
5000 IF NUMOVAP>1 THEN 5040
5010 AC=ABEC(1)
5020 NCA=NUCAMOV(1)
5030 GOTO 5130
5040 IF J>=1 THEN 5070
5050 J=1
5060 GOTO 5090
5070 IF J<NUMOVAP THEN 5090
5080 J=J-1
5090 IF EL(I)<NIVAC(J+1) THEN 5110
5100 J=J+1
5110 AC=ABEC(J)
5120 NCA=NUCAMOV(J)
5130 RETURN
5140 '.....
5150 'SUBROUTINA REGLA DE CIERRE en la cual se maneja la regla de operacion
cuando las compuertas inician su movimiento de cierre.
5160 IF M=0 THEN 5310
5170 IF INCIERRE=1 THEN 5310
5180 IF E=0 THEN 5210
5190 E=0
5200 GOTO 5310
5210 IF P>=1 THEN 5230
5220 P=1
5230 AC=AC
5240 NCA=NCA
5250 IF P=(INCIERRE-1) THEN 5280
5260 P=P+1
5270 GOTO 5330
5280 E=1
5290 P=0
5300 GOTO 5330
5310 AC=AC-CCCIAC

```

```

5320 NCA=NCA-CODNUCA
5330 IF M=1 THEN 5330
5340 M=1
5350 IF AC>0 THEN 5370
5360 AC=0
5370 IF NCA > 0 THEN 5390
5380 NCA=0
5390 RETURN
5400 '#####
5410 'SUBROUTINA REAPERTURA en la cual se manejan movimientos de compuertas
    para situaciones en las cuales se deban reabrir.
5420 IF D=0 THEN 5570
5430 IF INREAP=1 THEN 5570
5440 IF G=0 THEN 5470
5450 G=0
5460 GOTO 5570
5470 IF W>=1 THEN 5490
5480 W=1
5490 AC=AC
5500 NCA=NCA
5510 IF W=(INREAP-1) THEN 5540
5520 W=W+1
5530 GOTO 5590
5540 G=1
5550 W=0
5560 GOTO 5590
5570 AC=AC + CONAPCO
5580 NCA=NCA + COANUCA
5590 IF D=1 THEN 5610
5600 D=1
5610 IF AC < ABEMAC THEN 5630
5620 AC=ABEMAC
5630 IF NCA < NUCOV THEN 5650
5640 NCA=NUCOV
5650 RETURN
5660 '#####
5670 'SUBROUTINA LONGITUD que calcula la longitud efectiva de cresta vertedora
    por compuertas.
5680 RELCAHID=(EL(I)-CRESTA)/CAHIDVE
5690 COCEST= .002306 +.2583*RELCAHID -.0886*(RELCAHID^2)
5700 IF SEL$="A" THEN 5720
5710 GOTO 5730
5720 COCPIL1= .0471 - .0273*RELCAHID - (.0057375)*(RELCAHID^2)
5730 COCPIL=COCPIL1
5740 GOTO 5870
5750 IF SEL$="B" THEN 5770
5760 GOTO 5800
5770 COCPIL2= .11548 -.16146*RELCAHID +.05267*(RELCAHID^2)
5780 COCPIL=COCPIL2
5790 GOTO 5870
5800 IF SEL$="C" THEN 5820
5810 IF SEL$="D" THEN 5850
5820 COCPIL3= .109 - .175*RELCAHID + .0628*(RELCAHID^2)
5830 COCPIL=COCPIL3
5840 GOTO 5870
5850 COCPIL4= .02029 - .0686*RELCAHID + .0222464*(RELCAHID^2)
5860 COCPIL=COCPIL4
5870 LEF=L0TCREV-2*(NUPILAS*COCPIL+COCEST)*(EL(I)-CRESTA)
5880 LEFCREVC=LEF/NUCOV
5890 RETURN

```

```

5900 '*****
5910 'SUBROUTINA ORIFICIO que calcula el gasto descargado por el vertedor
      cuando el nivel del agua en el vaso es mayor que la elevacion del labio
      inferior de la compuerta.
5920 H1=EL(I)-CRESTA
5930 H2=EL(I)-(CRESTA+AC)
5940 RD=AC/H1
5950 IF RD>=.225 THEN 5980
5960 COEFCOM=.737-.29*RD+.462*(RD^2)
5970 GOTO 5990
5980 COEFCOM=.715-.097*RD
5990 COEDESC=(2/3)*(19.62*.5)*(LEFCREVC*NCA)
6000 QV=COEDESC*COEFCOM*((H1^1.5)-(H2^1.5))
6010 RETURN
6020 '*****
6030 'SUBROUTINA COEFICIENTE que calcula el coeficiente de descarga libre.
6040 REHID=ALPAR/CAHIDVE
6050 RELCAHID=(EL(I)-CRESTA)/CAHIDVE
6060 K06=3.6 + .165*REHID - .05*(REHID^2)
6070 IF RELCAHID > .6 THEN 6100
6080 K=(K06 + 3.6)/2
6090 GOTO 6230
6100 K08=3.74144 + .20536*REHID - .0625*(REHID^2)
6110 IF RELCAHID > .8 THEN 6140
6120 K=(K06 + K08)/2
6130 GOTO 6230
6140 K1=3.8036 + .3027*REHID - .1027*(REHID^2)
6150 IF RELCAHID > 1 THEN 6180
6160 K=(K08 + K1)/2
6170 GOTO 6230
6180 K133=3.84772 + .36464*REHID - .1160871*(REHID^2)
6190 IF RELCAHID > 1.33 THEN 6220
6200 K=(K133 + K1)/2
6210 GOTO 6230
6220 K=K133
6230 CPV=K/(3.28*.5)
6240 IF T8="N" THEN 6270
6250 C=CPV
6260 GOTO 6420
6270 CH=ALPAR/(EL(I)-CRESTA)
6280 IF OPCION8="A" THEN 6300
6290 GOTO 6330
6300 RECOEF13=1.012 - .016*CH + .006066*(CH^2)
6310 RECOEF=RECOEF13
6320 GOTO 6400
6330 IF OPCION8="B" THEN 6350
6340 GOTO 6380
6350 RECOEF23=1.03 - .0348*CH + .0025*(CH^2)
6360 RECOEF=RECOEF23
6370 GOTO 6400
6380 RECOEF33=1.06 - .153*CH + .0635*(CH^2)
6390 RECOEF=RECOEF33
6400 COINC=RECOEF*CPV
6410 C=COINC
6420 RETURN
6430 '*****

```


4.4 SUBROUTINAS

4.4.1 GENERALIDADES

Una subrutina es un conjunto de instrucciones en secuencia que aparecen fuera del programa principal y se utiliza para evitar una repetición de ese mismo conjunto de instrucciones en diferentes lugares de dicho programa principal.

Las subrutinas utilizadas en el presente trabajo, en los Métodos Numéricos de Puls y Euler, son las siguientes :

- 1) Subrutina Longitud.
- 2) Subrutina Orificio.
- 3) Subrutina Coeficiente.
- 4) Subrutina Regla de Apertura.
- 5) Subrutina Regla de Cierre.
- 6) Subrutina Reapertura.

El objetivo de cada una y el procedimiento para aplicarlas se expone a continuación.

4.4.2 SUBROUTINA LONGITUD

La Subrutina Longitud es una de las subrutinas que forman parte de los Métodos Numéricos de Puls y Euler para descarga controlada por compuertas.

Se aplica con el fin de calcular la longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta (LEPCREVC), valor que se utilizará para calcular el gasto descargado por el vertedor.

La longitud efectiva de cresta vertedora por compuerta depende de dos factores que son :

- a) Longitud efectiva calculada para la descarga (LEP), mediante la ecuación $LEP = L - 2 (N Kp + Ka) H$ (3.18)
- b) Número de compuertas instaladas sobre el cimacio (NUCOV).

donde la longitud efectiva depende a su vez, de factores tales como (ref. 6) :

- 1) Número de pilas en el vertedor.
- 2) Tipo de pilas en el vertedor.
- 3) Estribos en los extremos del vertedor.

4) Carga hidráulica en la descarga.

En la elaboración del algoritmo para la subrutina, ha sido tomada en cuenta lo anteriormente planteado.

A continuación se explicará el procedimiento de aplicación de la subrutina longitud :

PROCEDIMIENTO

- 1) Se calcula el factor " relación de carga hidráulica - (RELCAHID) " utilizando la expresión

$$RELCAHID = \frac{(El - CRESTA)}{CAHIDVE}$$

donde

RELCAHID = Relación de carga hidráulica, a dimensión - nal.

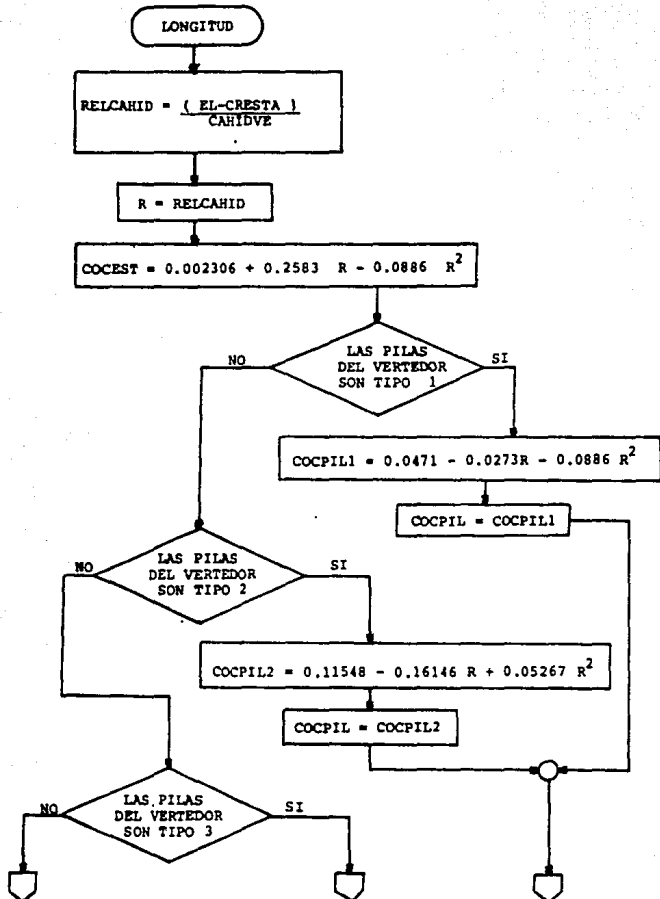
El = Elev. del nivel de agua en el vaso, en m. s. n. m.

CRESTA = Elev. de la cresta vertedora, en m.s.n.m.

CAHIDVE = Carga hidráulica de diseño del vertedor, en m.

- 2) El valor RELCAHID se sustituye en la ecuación de ajuste a la curva de la fig. 3.17 para encontrar el coeficiente de contracción por estribo (COCEST).
- 3) Se calcula el coeficiente de contracción por pila - - (COCPIL), substituyendo el valor RELCAHID en la ecuación de ajuste correspondiente al tipo de pila que se tenga sobre el vetedor. De acuerdo a la figura 3.18 - se tienen 4 tipos de pila.
- 4) Se obtiene la longitud efectiva (LEF) utilizando la ecuación (3.18).
- 5) Por último, la longitud efectiva de cresta vertedora - por compuerta, se calcula con la ecuación (3.20).
- 6) Retorno al algoritmo principal del Método Numérico de Puls o Euler.

Para ilustrar el procedimiento explicado se muestra el siguiente Diagrama de Bloques.



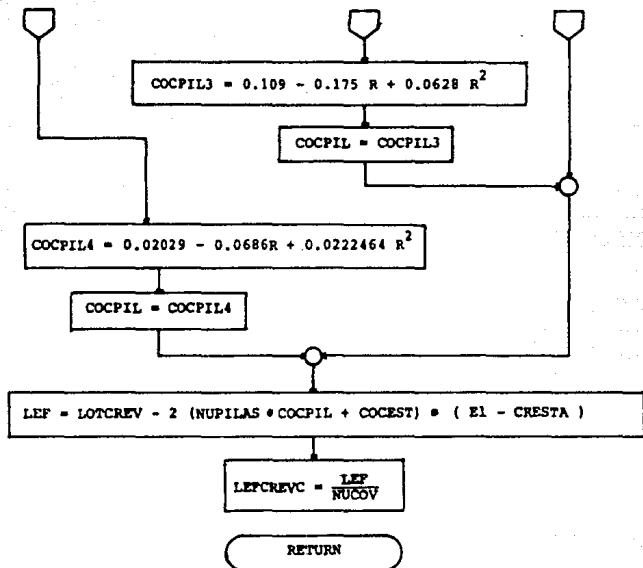


Fig. 4.1

4.4.3 SUBROUTINA ORIFICIO

Mediante esta subrutina puede calcularse el gasto descargado - por el vertedor, cuando la elevación del nivel de agua en el vaso es mayor que la elevación del labio inferior de la (s) - compuerta (s).

Para explicar el procedimiento de cálculo nos ayudaremos con - la fig. 3.16 de la cual pueden obtenerse los coeficientes de - descarga para compuertas. Esta curva ha sido ajustada en dos - tramos :

- a) Para $d/H_1 \geq 0.225$, el ajuste es de tipo lineal.
- b) Para $d/H_1 < 0.225$, el ajuste es de tipo cuadrático.

PROCEDIMIENTO

- 1) Se calcula la carga hidráulica al fondo del orificio - (H_1) utilizando la siguiente expresión :

$$H_1 = EL - CRESTA$$

donde

H_1 está en metros y los otros dos términos son ya conocidos.

- 2) Se calcula la carga hidráulica al labio inferior de la compuerta (H_2) :

$$H_2 = EL - (CRESTA + AC)$$

donde

H_2 está en metros y AC es la abertura de compuerta (s), también en metros.

- 3) Dividiendo el valor de la abertura de compuerta (s) entre la carga hidráulica H_1 , obtendremos un resultado al cual se le llamará "relación de orificio (RO)". Este nombre es dado con el fin de sustituirlo como variable en las ecuaciones de ajuste a la fig. 3.16 para encontrar el coeficiente de descarga.

- 4) De acuerdo al valor de la "relación de orificio" - - ($RO=AC/H_1$), se calculará el coeficiente de descarga:

- a) Si $RO < 0.225$, se sustituirá en la ecuación de tipo cuadrático.

$$COEFCOM = 0.737 - 0.29 RO + 0.462 RO^2$$

- b) Si $RO \geq 0.225$, se sustituirá en la ecuación de tipo lineal
 $COEFCOM = 0.715 - 0.097 RO$

donde

COEFCOM es el coeficiente de descarga

- 5) De la ecuación (3.21) puede agruparse una serie de términos en una variable que se llamará "Constantes de Descarga" (CONDESC) los cuales son :

$$CONDESC = \frac{2}{3} \sqrt{2g} * (LEPCREVC) * (NCA)$$

- 6) Por último, se calcula el gasto descargado por el vertedor utilizando la siguiente expresión :

$$QV = (CONDESC) * (COEFCOM) * (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

la cual es equivalente a la ecuación (3.21)

- 7) Regreso al procedimiento principal del Método Numérico de Puls ó Euler.

Los pasos del procedimiento se muestran en el siguiente Diagrama de Bloques.

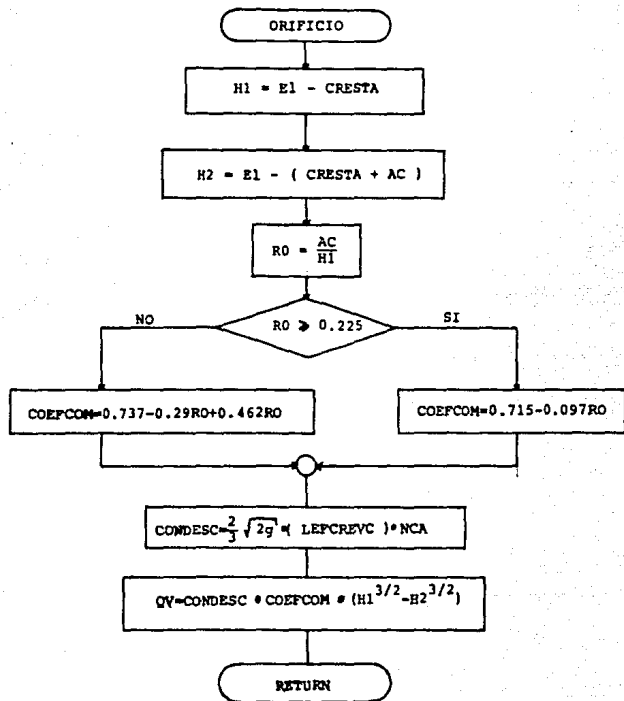


Fig. 4.2

4.4.4 SUBROUTINA COEFICIENTE

Como ya se ha dicho en anteriores subcapítulos, en vertedores cuya descarga es controlada por compuertas siempre se buscará que ésta se lleve a cabo en condición ahogada. Pero también es posible que en cierto momento la descarga ocurra en condición libre, siendo entonces el criterio a seguir para el cálculo del gasto, diferente al de la primera condición de descarga mencionada.

La subrutina coeficiente tiene por objeto calcular el coeficiente de descarga para obtener el gasto que desaloja el vertedor cuando se tiene condición de descarga libre.

Para esto se han ajustado previamente las curvas de la fig. - 4.3 (ref. 8) y es posible obtener el coeficiente de descarga para cimacios de paramento vertical ó paramento inclinado con taludes 1:3, 2:3, y 3:3. Se han elegido las curvas de la parte superior izquierda por las siguientes razones :

- a) No es necesario un ajuste para cada relación P/Hd, - por que tendría que conocerse esa curva de ajuste en cada central hidroeléctrica (muy laborioso).
- b) Ajustando las curvas para las relaciones H/Hd=0.6, - 0.8, 1.0 y 1.33 es posible obtener el valor de K, con sólo substituir el valor de P/Hd en cualquiera de - ellas. Este punto se comentará con mayor detalle más adelante.

A continuación se explicarán los pasos a seguir en la aplicación de la subrutina coeficiente.

PROCEDIMIENTO

- 1) Se divide el valor de la altura del paramento aguas arriba del cimacio (ALPAR) entre la carga hidráulica de diseño del vertedor (CAHIDVE). A esa cantidad se le dará el nombre de relación hidráulica - - (REHID = ALPAR/CAHIDVE).
- 2) Se calcula el cociente H/Hd utilizando la siguiente expresión :

$$RELCAHID = \frac{EL - CRESTA}{CAHIDVE}$$

donde

RELCAHID = Relación de carga hidráulica

y todos los demás términos son ya conocidos.

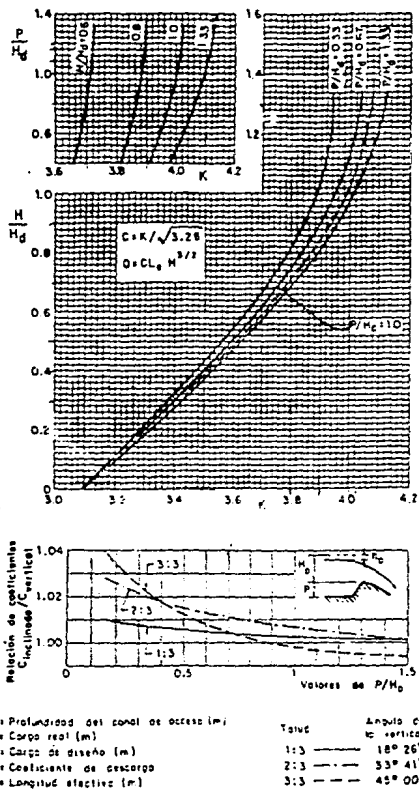


Fig. 4.3 Coeficientes de descarga para cisado de cresta libre

- 3) El valor de RELCAHID se utiliza para decidir mediante que ecuaciones de ajuste se calculará el valor de K. Se tiene las siguientes opciones para decisión :

a) $RELCAHID \leq 0.6, K = \frac{K06+3.6}{2}$

donde

$$K06 = 3.6 + 0.165 REHID - 0.05 REHID^2$$

b) $0.6 < RELCAHID \leq 0.8, K = \frac{K06+K08}{2}$

donde

$$K08 = 3.74144 + 0.20536 REHID - 0.0625 REHID^2$$

c) $0.8 < RELCAHID \leq 1.0, K = \frac{K08+K1}{2}$

donde

$$K1 = 3.8036 + 0.3027 REHID - 0.1027 REHID^2$$

d) $1.0 < RELCAHID \leq 1.33, K = \frac{K1+K133}{2}$

donde

$$K133 = 3.84772 + 0.36464 REHID - 0.1160871 REHID^2$$

c) $RELCAHID > 1.33, K = K133$

Las ecuaciones K06, K08, K1 y K133 corresponden respectivamente a las cuatro relaciones $\frac{H}{Hd} = 0.6, 0.8, 1$ y

1.33. Como puede observarse, con las 4 ecuaciones de ajuste se cubre un amplio rango de valores para la relación H/Hd y el término K obtenido es bastante aceptable.

- 4) Se calcula el coeficiente de descarga para cimacio con paramento vertical usando la ecuación (ref. 8) :

$$CPV = \frac{K}{\sqrt{3.28}}$$

- 5) Si el talud del paramento aguas arriba del cimacio es vertical, el coeficiente de descarga es $C = CPV$ y el cálculo terminará en el paso 9.

En caso contrario, se continúa en el siguiente paso.

- 6) Se divide el valor de la altura del paramento entre la carga hidráulica sobre el vertedor que exista en ese momento, mediante la siguiente ecuación :

$$CH = \frac{ALPAR}{EL-CRESTA}$$

- 7) Con el valor de "CH" se obtiene la relación de coeficientes dada por coeficiente para talud inclinado entre coeficiente para talud vertical. Para ésto, se han ajustado las curvas de relación de coeficientes de taludes 1:3, 2:3, y 3:3.

Dependiendo de la inclinación del talud, se sustituye el valor "CH" en la ecuación de ajuste respectiva. - Esas ecuaciones son las siguientes :

$$\begin{aligned} \text{TALUD 1:3 : RECOEF 13} &= 1.012 - 0.016CH + 0.006066CH^2 \\ \text{TALUD 2:3 : RECOEF 23} &= 1.03 - 0.0348CH + 0.0025CH^2 \\ \text{TALUD 3:3 : RECOEF 33} &= 1.06 - 0.153CH + 0.0635CH^2 \end{aligned}$$

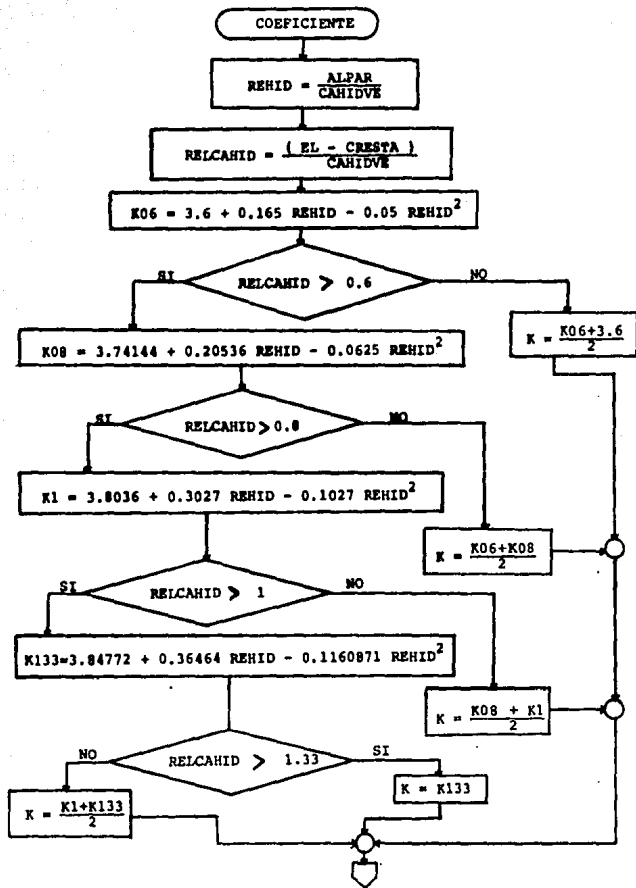
- 8) Para cualquier valor de talud inclinado, la relación de coeficientes obtenida se nombra RECOEF. Después de ésto se calcula el coeficiente de descarga, finalmente, como (ref. 8) :

$$COINC = RECOEF \cdot CPV$$

- 9) Regreso al ciclo principal de cálculo del Método Numérico de Puls ó Euler.

Con la finalidad de ilustrar los pasos anteriores, se tiene en la siguiente página un Diagrama de Bloques.

SUBROUTINA COEFICIENTE



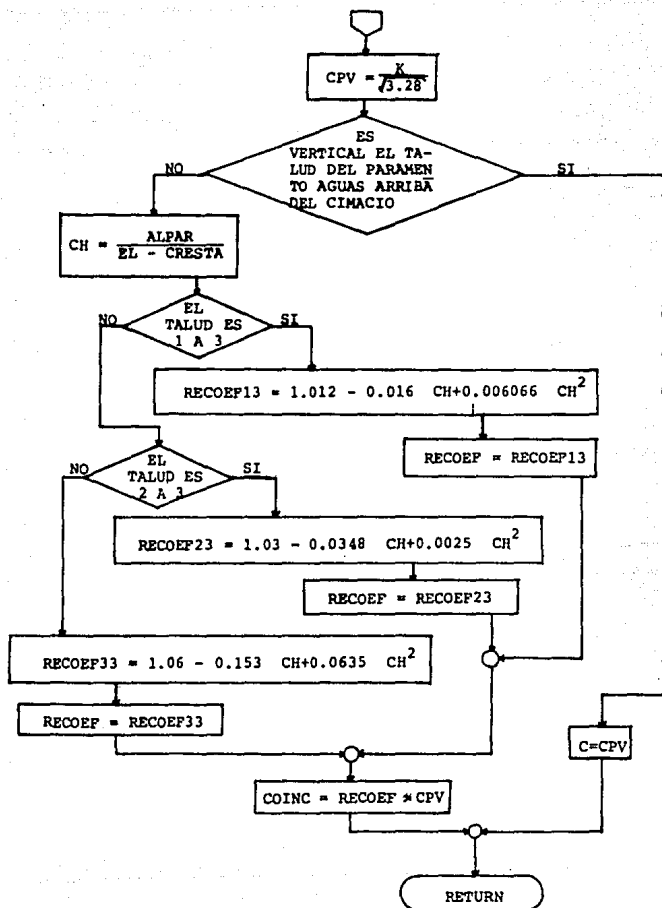


Fig. 4.4

4.4.5 SUBROUTINA REGLA DE APERTURA

Esta subrutina es una de las 3 que constituyen la regla de operación de compuertas. Su propósito es el de controlar el movimiento de apertura de compuertas y ésta elaborada de tal manera que pueden plantearse desde uno hasta "n" movimientos.

A continuación se explicará el procedimiento de aplicación de la subrutina.

PROCEDIMIENTO

- 1) De acuerdo al número de movimientos de apertura - - - (NUMOVAP) se tienen las siguientes opciones de decisión :
 - a) Si NUMOVAP=1, el número de compuertas abiertas y la magnitud de la abertura de éstas serán los puestos para el único movimiento en la fase de apertura. Por tanto permanecerán constantes - hasta que se inicie el movimiento de cierre y - el paso inmediato a esta decisión es el paso 5.
 - b) Si NUMOVAP > 1, entonces el movimiento de las compuertas estará controlado por el subíndice "j", que se explica en el siguiente paso. Cabe recordar que el inicio del Método Numérico de Pulsos de Euler este subíndice tiene el valor $j=0$.
- 2) Se verifica el valor de "j" y se decide entre las siguientes opciones :
 - a) Si $j = 0$, se le dará el valor de 1 y el procedimiento continuará en el paso 4.
 - b) Si $j \geq 1$, entonces se continúa en el siguiente paso.
- 3) Conociendo el valor de "j" cuando éste es mayor ó - - - igual a 1, se le compara con el valor de NUMOVAP. Esto permite tener un control preciso sobre el movimiento de las compuertas ya que el número de movimientos de apertura será igual al número de niveles de agua en el vaso para esos movimientos. Dependiendo del valor de "j" se presentan las siguientes opciones :
 - a) Si $j < \text{NUMOVAP}$, se conserva su valor y se continúa con el procedimiento.
 - b) Si $j = \text{NUMOVAP}$, se reduce su valor en $j=j-1$ y se continúa con el procedimiento.

- 4) Se compara la elevación del nivel de agua en el vaso que se tiene hasta ese momento, con el nivel de agua en el vaso para apertura de compuertas NIVAC (j+1) y las opciones de decisión son :
- Si $E1 < NIVAC(j+1)$, la apertura y el número de compuertas abiertas serán $AC = ABEC(j)$ y $NCA = NUCAMOV(j)$.
 - Si $E1 \geq NIVAC(j+1)$, entonces se incrementa el valor de j en $j=j+1$ y por lo tanto, la apertura y el número de compuertas abiertas serán las correspondientes al siguiente movimiento.
- 5) Regreso al procedimiento principal del Método Numérico de Puls ó de Euler.

El subíndice j permite controlar automáticamente los valores de NIVAC, ABEC y NUCAMOV, ya que éstos se manejan como elementos de arreglos.

Los pasos anteriores explicados se muestran en el siguiente Diagrama de Bloques.

SUBROUTINA REGLA DE APERTURA

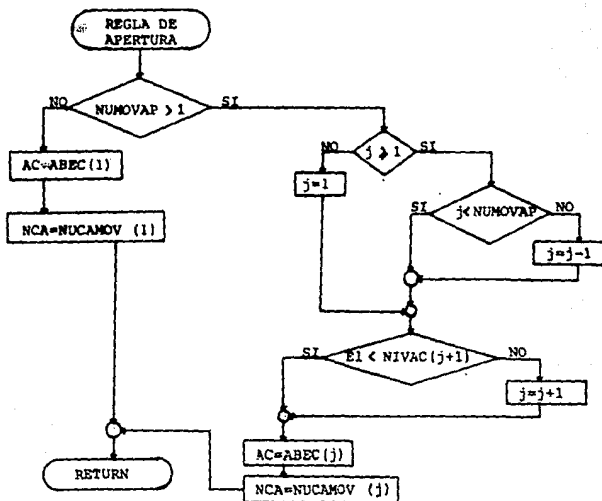


Fig. 4.5

4.4.6 SUBROUTINA REGLA DE CIERRE

Esta subrutina forma parte de la regla de operación de compuertas y está elaborada de tal forma que los movimientos de cierre que se realicen, ocurran en uno ó "n" intervalos de tiempo. Lo anterior es posible con la variable INCIERRE (instantes en tre cada movimiento de cierre) y una serie de discriminantes contenidos en el algoritmo.

Los movimientos de cierre de compuertas inician cuando el gasto descargado por el vertedor en un intervalo de tiempo, es menor al del intervalo anterior.

El procedimiento para aplicar la subrutina es el siguiente :

- 1) El cálculo inicia comparando el valor del discriminante M: para $M=0$ las compuertas realizarán su primer movimiento de cierre, disminuyéndose los valores de la abertura y el número de compuertas abiertas con las ecuaciones de la instrucción 4.

Si $M = 1$, continuar en la instrucción 2.

- 2) Comparar el valor de la variable INCIERRE con la unidad: si $INCIERRE = 1$ los movimientos se efectúan a cada intervalo de tiempo y el procedimiento continúa en la instrucción 4.

Si $INCIERRE > 1$, los movimientos ocupan a más de un intervalo de tiempo, y en este caso, el procedimiento continúa en la instrucción 3.

- 3) Se compara el valor del discriminante E con cero: si $E = 0$ continuar en la instrucción 5.

Para $E > 0$, cambiar su valor a $E = 0$ y continuar en la instrucción 4.

- 4) Se reducen la abertura y el número de compuertas abiertas aplicando las ecuaciones

$$AC = AC - COCIAC$$

$$NCA = NCA - CODNUCA$$

donde

COCIAC = Constante para cierre de abertura de -
compuerta, en m.

CODNUCA = Constante para disminuir el número de-
compuertas abiertas.

El procedimiento continúa en la instrucción 8.

- 5) Comparar el valor del discriminante P con la unidad: si

$P > 1$, continuar en la instrucción 6.

Si $P < 1$, cambiar su valor a $P = 1$ y continuar en la instrucción 6.

- 6) Los valores que tienen hasta ese instante la abertura y el número de compuertas abiertas se conservan, es decir $AC = AC$ y $NCA = NCA$.
- 7) Comparar el discriminante P con el valor (INCIERRE-2) y seleccionar una de las siguientes alternativas :
- a) Si $P = (INCIERRE-1)$ se asignan a los discriminantes E y P los valores $E = 1$ y $P = 0$.
- Estos tienen por objeto que las compuertas realicen movimientos en el siguiente instante.
- b) Si $P \neq INCIERRE-1$, se incrementa su valor en $P = P + 1$.
- 8) Verificar el valor de M ; si $M=0$ cambiar su valor a $M=1$ y continuar con el procedimiento en la instrucción 9.
- Para $M = 1$, continuar en la instrucción 9.
- 9) Por último, verificar que la abertura y el número de compuertas abiertas no tengan valores menores a cero.
- 10) Retorno al algoritmo principal del Método Numérico de Puls 6 Euler.

Para ilustrar la aplicación de la subrutina se tiene el siguiente ejemplo.

EJEMPLO :

DATOS :

$$QS14 = 9217 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$QS15 = 9000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$NCA = 9 \quad M = 0$$

$$AC = 10 \text{ m.} \quad E = 0$$

$$COCIAC = 0.5 \text{ m.} \quad P = 0$$

$$CODNUCA = 1 \text{ m} \quad INCIERRE = 2$$

Como $QS15 < QS14$, las compuertas inician sus movimientos de cierre; previamente a la subrutina, el discriminante L cambia su valor $L = 0$ a $L = 1$.

1er. CICLO

- 1) $M=0$; por lo tanto, se reducen la abertura y el número de compuertas abiertas.
- 4) $AC=AC-COCIAAC=AC=10-0.5=9.5$ m.
 $NCA=NCA-CODNUCA=NCA=9-1=8$
 \therefore Se tienen 8 compuertas abiertas a 9.5 m.
- 8) Como $M=0$, cambia su valor a $M=1$
- 9) $AC=9.5$ m > 0
 $NCA=8 > 0$
 \therefore Son físicamente correctos
- 10) Retorno al algoritmo principal del Método Numérico de Puls ó Euler.

2° CICLO

El gasto de salida total calculado fue $QS16=8800$ m³/s.

Aplicando las instrucciones de la subrutina :

- 1) Del anterior ciclo $M=1$; se continúa con la instrucción 2.
- 2) Como $INCIERRE=2 > 1$, el procedimiento continúa en 3.
- 3) Al ser $E=0$, el procedimiento continúa en 5.
- 5) El valor de P es $P=0$ que es menor a 1; por tanto cambia a $P=1$.
- 6) $AC=9.5$ m.
 $NCA=8$ compuertas abiertas
 Se observa que los valores de AC y NCA del instante anterior no cambian, es decir, las compuertas no realizan movimientos.
- 7) $P=1$ y $INCIERPE-1=1$; al ser $P=INCIERRE-1$ los discriminantes E y P adquieren los valores $E=1$ y $P=0$.
- 8) El valor para M del instante anterior es $M=1$ y no tendrá cambio.
- 9) $AC=9.5$ m > 0
 $NCA=8 > 0$
 \therefore Son físicamente correctos.
- 10) Retorno al algoritmo principal del Método Numérico de Puls ó Euler.

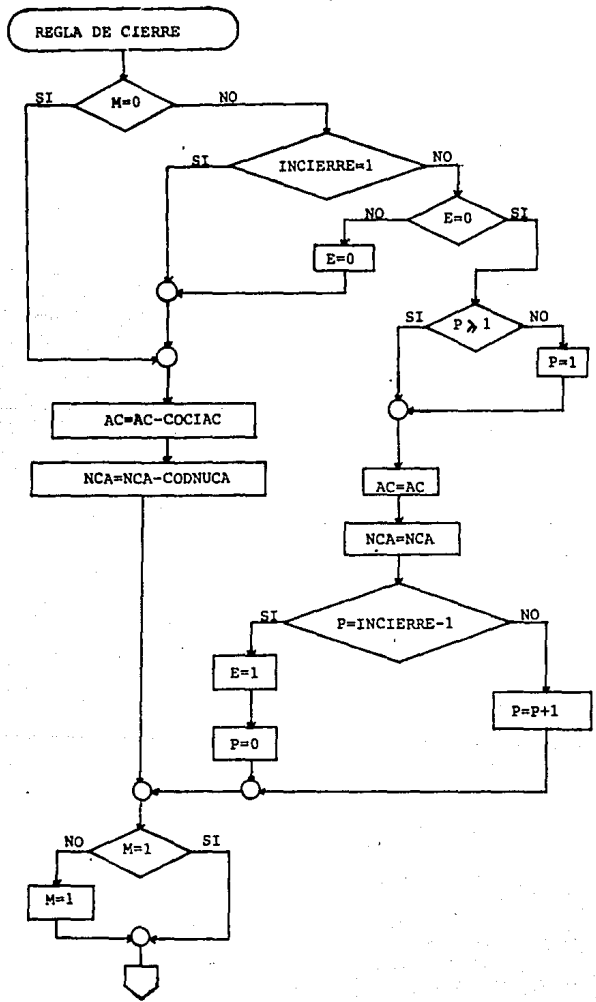
3er. CICLO

El gasto de salida total calculado fue $QS17=8400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Aplicando las instrucciones de la subrutina :

- 1) Del ciclo anterior, el valor de $M=1$ no cambia.
- 2) Al ser $INCIERRE=2 > 1$, el procedimiento continúa en 3.
- 3) En el ciclo anterior $E=1$; su valor cambia a $E=0$.
- 4) $AC=9.5-0.5 \Rightarrow AC=9.0 \text{ m}$.
 $NCA=8-1 \Rightarrow NCA=7$ compuertas abiertas
- 8) El valor de $M=1$, no cambia.
- 9) $AC=9.0 \text{ m} > 0$
 $NCA=7$ compuertas abiertas > 0
 Son físicamente correctos.
- 10) Retorno al algoritmo principal del Método Numérico de Puls ó Euler.

Para ilustrar el procedimiento anterior, se tiene el siguiente Diagrama de Bloques.



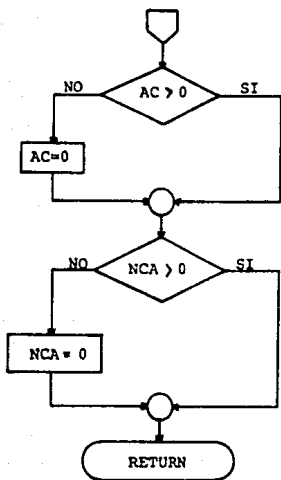


Fig. 4.6

4.4.7 SUBROUTINA REAPERTURA

La Subrutina Reapertura, al igual que Regla de Cierre y Regla de Apertura, es parte de la Regla de Operación de Compuertas. Sus instrucciones tienen como objetivo incrementar la abertura y el número de compuertas abiertas en caso de que aumente el gasto de salida del vaso durante los movimientos de cierre.

El algoritmo está estructurado de tal forma que los movimientos de reapertura pueden efectuarse en uno ó "n" intervalos de tiempo Δt . Para ello, se utiliza la variable INREAP (instantes que transcurren entre cada movimiento de reapertura) y un grupo de discriminantes.

A continuación se explica el procedimiento para aplicar las subrutinas.

PROCEDIMIENTO

- 1) Se compara el valor del discriminante D: para $D=0$ las compuertas realizan su primer movimiento de reapertura incrementándose los valores de la abertura y el número de compuertas abiertas con las ecuaciones de la instrucción 4.

Si $D=1$ continuar en la instrucción 2.

- 2) Comparar el valor de la variable INREAP con la unidad: si $INREAP=1$ los movimientos se efectúan a cada intervalo de tiempo y el procedimiento continúa en la instrucción 4.

Para $INREAP > 1$, los movimientos ocurren a más de un intervalo de tiempo, y en este caso, el procedimiento continúa en la instrucción 3.

- 3) Se compara el valor del discriminante G con cero: para $G=0$ continuar en la instrucción 5.

Si $G=1$, su valor cambia a $G=0$ y el procedimiento continúa en la instrucción 4.

- 4) Se incrementan la abertura y el número de compuertas abiertas aplicando las ecuaciones

$$AC=AC+CONAPCO$$

$$NCA=NCA+COANUCA$$

donde

CONAPCO = Constante de incremento a la abertura de compuertas, en m.

COANUCA = Constante para aumentar el número de com -
puertas abiertas

Después de esto el procedimiento continúa en la instruc
ción 8.

- 5) Comparar el valor del discriminante W :
 - a) Si $W > 1$, continuar con el procedimiento.
 - b) Si $W < 1$, cambiar su valor a $W=1$ antes de conti
nuar el procedimiento.
- 6) Los valores de la abertura y número de compuertas abier
tas se conservan, es decir, $AC=AC$ y $NCA=NCA$.
- 7) Comparar el discriminante W con (INREAP-1) y selec
cionar una de las siguientes alternativas :
 - a) Si $W=INREAP-1$, se asignan a éste y a G los valo
res $W=0$ y $G=1$.

Esto tiene por objeto que las compuertas reali
cen movimientos en el siguiente instante.
 - b) Si $W < INREAP-1$, su valor se incrementa en $W=W+1$.
- 8) Comparar el valor del discriminante D :
 - a) Si $D=0$ cambiar su valor a $D=1$, con objeto de -
controlar los movimientos de reapertura en los-
siguientes instantes, sólo con la variable de -
INREAP y los discriminantes G y W .
 - b) Para $D=1$, continuar con el procedimiento.
- 9) Por último, verificar que la abertura y el número de -
compuertas abiertas sean cuando mucho, iguales a los -
valores máximos de éstas en la central hidroeléctrica-
donde se está transitando la avenida.

Esto puede entenderse si analizamos la instrucción 4;-
como las ecuaciones $AC=AC+CONAPCO$ y $NCA=NCA+COANUCA$ in
crementan la abertura y el número de compuertas abier
tas, esos valores no pueden ser mayores a los límites-
reales en el vertedor que son la abertura máxima y el
número de compuertas instaladas en el cimacio. Por lo
tanto, los valores máximos de AC y NCA son $AC=ABEMAC$ y
 $NCA=NUCOV$.
- 10) Regreso al algoritmo principal del Método Numérico de-
Puls 6 Euler.

Para entender el procedimiento anterior se tiene el siguiente-
Ejemplo.

EJEMPLO :DATOS :

$$QS15 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$QS16 = 4300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{array}{llll} \text{NCA} = 6 & \text{D} = 0 & \text{INREAP} = 2 & \\ \text{AC} = 7 \text{ m.} & \text{G} = 0 & \text{INREAP-1} = 1 & \text{ABEMAC} = 10 \text{ m.} \\ & \text{W} = 0 & \text{COANUCA} = 0 & \text{NUCOV} = 9 \\ & & \text{CONAPCO} = 0.5 \text{ m.} & \end{array}$$

PROCEDIMIENTO :

1er. CICLO

1) Al ser $D=0$, se aplicarán las ecuaciones de la instrucción 4.

4) Se incrementan la abertura y el número de compuertas abiertas :

$$\text{AC}=7+0.5 \Rightarrow \text{AC}=7.5 \text{ m.}$$

$$\text{NCA}=6+0 \Rightarrow \text{NCA}=6$$

\therefore 6 compuertas abiertas a 7.5 m.

8) Como $D=0$, cambia su valor a $D=1$.

9) $\text{AC}=7.5 \text{ m.} < \text{ABEMAC}=10 \text{ m.}$

$$\text{NCA}=6 < \text{NUCOV}=9$$

\therefore Son físicamente correctos.

10) Regreso al algoritmo principal del Método Numérico de Puls 6 Euler.

2° CICLO

$$\text{Supóngase } QS17=4500 \text{ m}^3/\text{s} \quad QS16=4300 \text{ m}^3/\text{s}$$

1) Como $D=1$, continuar en la instrucción 2.

2) Al ser $\text{INREAP}=2 > 1$, los movimientos ocurren a más de un intervalo de tiempo.

3) Como $G=0$, el procedimiento continúa en 5.

5) Para $W=0 < 1$, su valor cambia a $W=1$.

6) Los valores $\text{NCA}=6$ y $\text{AC}=7.5 \text{ m.}$ no cambian, es decir al igual que en el anterior instante se tien

nen 6 compuertas abiertas a 7.5 m.

- 7) Como $W=1=INREAP-1$; se tiene que $W=0$ y $G=1$.
- 8) Para $D=1$, el procedimiento continúa normalmente.
- 9) $AO=7.5$ m. < $ASEMPC=10$ m.
 $NCA=6$ < $NUCOV=9$

∴ Son físicamente correctos

- 10) Regreso al algoritmo principal del Método Numérico de Puls 6 Euler.

3er. CICLO

Supóngase $QS18=4900$ m³/s $QS17=4500$ m³/s

- 1) Para $D=1$, continuar en la instrucción 2.
- 2) $INREAP = 2 > 1$.
- 3) Como $G=1$, su valor cambia a $G=0$.
- 4) Se incrementan la abertura y el número de compuertas abiertas :
 $AO=7.5+0.5=>$ $AO=8.0$ m.
 $NCA=6+0=>$ $NCA=6$

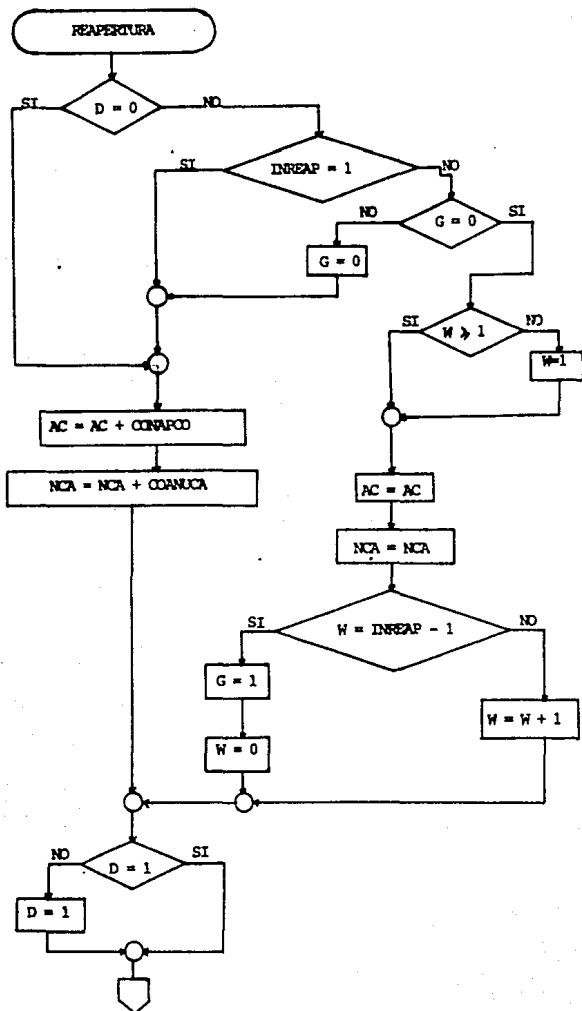
∴ 6 compuertas abiertas a 8.0 m.

- 8) Para $D=1$, el procedimiento continúa normalmente.
- 9) $AO=8.0$ m. < $ASEMPC=10$ m.
 $NCA=6$ < $NUCOV=9$

∴ Son físicamente correctos

- 10) Regreso al algoritmo principal del Método Numérico de Puls 6 Euler.

Para ilustrar las instrucciones de la subrutina se tiene el siguiente Diagrama de Bloques.



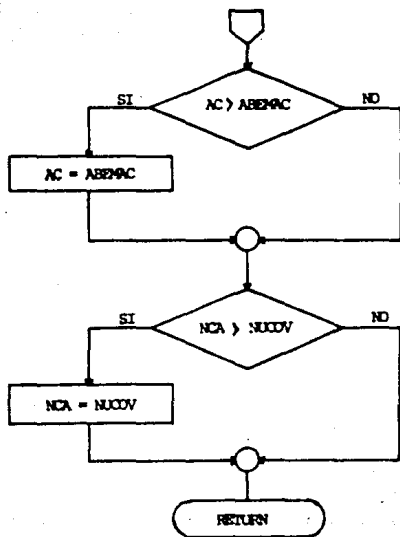


Fig. 4.7

5.- EJEMPLOS DE APLICACION

5.1 EJEMPLO No. 1

Transitar por el vaso de la Presa " EL TUNAL ", localizada sobre el Río Blanquillo en el Estado de Nuevo León, la avenida - cuyo hidrograma de entrada se presenta a continuación :

TIEMPO HORAS	Q $\frac{m^3}{s}$
0.0	0
0.3	26
0.6	65
0.9	156
1.2	338
1.5	780
1.8	1365

2.1	1950
2.4	2340
2.7	2535
3.0	2600
3.3	2470
3.6	2275
3.9	2119
4.2	1872
4.5	1625
4.8	1443
5.1	1274
5.4	1105
5.7	923
6.0	767
6.3	650
6.6	559
6.9	481
7.2	416
7.5	338
7.8	286
8.1	234
8.4	195
8.7	156
9.0	117
9.3	91
9.6	65
9.9	39
10.2	13
10.5	0

Tiempo de pico =

3 horas

Los datos de proyecto son :

- a) Elevación de la cresta vertedora: 566.94 m.s.n.m.
- b) Nivel inicial de agua en el vaso: 566.94 m.s.n.m.
- c) Elevación en el vaso para la cual el volumen es -
cero: 520 m.s.n.m.
- d) Longitud efectiva de cresta vertedora: 100 m.
- e) Gasto por la obra de toma:
- f) Número de instantes para el tránsito: 36
- g) Constante K de la curva elevaciones-capacidades
del vaso: 585.91605
- h) Constante n de la curva elev-cap. del vaso:
2.8919909
- i) Coeficiente de descarga libre: $C=2$
- j) Incremento de tiempo para el tránsito: $\Delta t = 1080$
segundos

El período de retorno de la avenida es de 10,000 años y la curva elevaciones-capacidades se muestra en la fig. 5.1

La capacidad del vaso al NAMD (566.94 m.s.n.m.) es $40 \times 10^6 \text{ m}^3$

Los resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler son -
los siguientes.

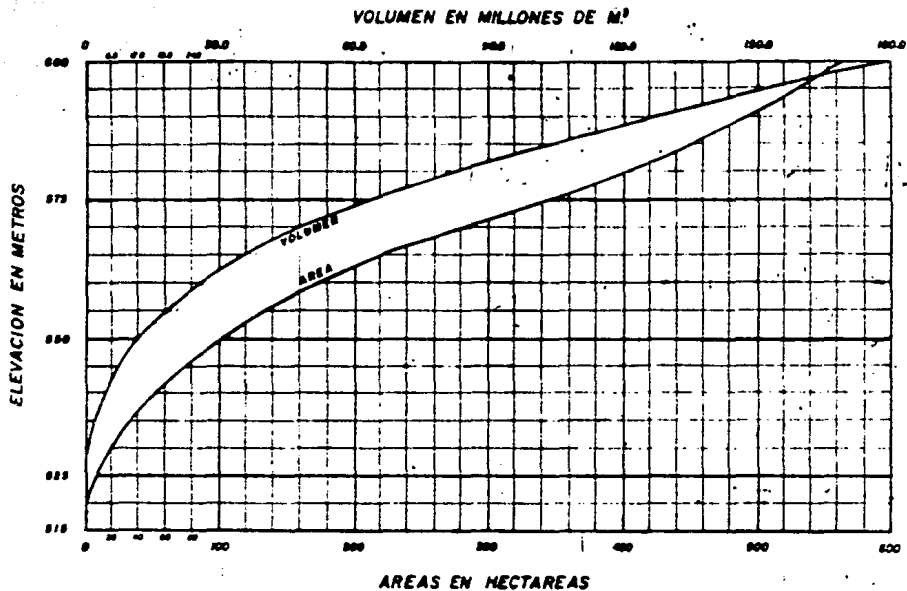


Fig. 5.1 Grafica Elevaciones-Áreas-Capacidades del Vaso de la Presa "EL TUNAL"

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE PULS)

PROYECTO: EL TUNAL

ESTADO: NUEVO LEON

TR= 10000 años

CORRIENTE: RIO BLANQUILLO

FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS

FECHA: 9-FEBRERO-1990

TIEMPO	EL (I)	V (I)	QE (I)	QS (I)
horas	m.s.n.m.	m3+E+06	m3/s	m3/s
0	566.94	39.987	0	1.000
0.30	566.945	40.000	26	1.075
0.60	566.965	40.048	65	1.769
0.90	567.012	40.164	156	4.821
1.20	567.115	40.419	338	15.608
1.50	567.342	40.987	780	52.032
1.80	567.758	42.036	1365	148.996
2.10	568.351	43.564	1950	336.347
2.40	569.036	45.371	2340	607.701
2.70	569.703	47.179	2535	919.300
3.00	570.284	48.794	2600	1224.246
3.30	570.736	50.071	2470	1480.017
3.60	571.038	50.938	2275	1659.945
3.90	571.217	51.458	2119	1770.239
4.20	571.292	51.676	1872	1816.931
4.50	571.270	51.610	1625	1802.726
4.80	571.180	51.350	1443	1747.140
5.10	571.050	50.973	1274	1667.389
5.40	570.889	50.509	1105	1570.405
5.70	570.700	49.969	923	1459.070
6.00	570.489	49.371	767	1338.296
6.30	570.271	48.756	650	1216.897
6.60	570.057	48.157	559	1101.407
6.90	569.851	47.587	481	994.306
7.20	569.656	47.051	416	896.179
7.50	569.469	46.539	338	805.161
7.80	569.289	46.052	286	720.997
8.10	569.119	45.596	234	644.483
8.40	568.960	45.169	195	575.142
8.70	568.810	44.771	156	512.586
9.00	568.668	44.396	117	455.488
9.30	568.535	44.044	91	403.808
9.60	568.410	43.717	65	357.451
9.90	568.292	43.410	39	315.437
10.20	568.180	43.118	13	277.023
10.50	568.074	42.845	0	242.415

.....

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA= 566.94 m.s.n.m.
LONGITUD DEL VERTEDEDOR= 100 m. C= 2
GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 1 m³/seg.
VOLUMEN DE LA AVENIDA= 34.20 m³E+06
VOLUMEN DESCARGADO= 31.47 m³E+06
PORCENTAJE DE REGULARIZACION=30.12 %
GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 2600 m³/seg.
GASTO MAXIMO DE SALIDA= 1816.931 m³/seg.
ELEVACION MAXIMA EN EL VASO= 571.292 m.s.n.m.
CARGA HIDRAULICA MAXIMA SOBRE EL VERTEDEDOR= 4.35 m

.....

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

PRESA "EL TUNAL"

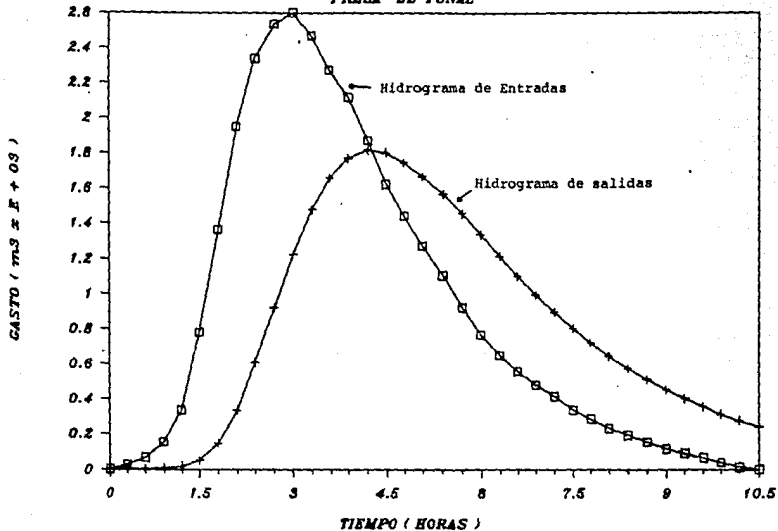


Fig. 5.2

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

PRESA EL TUNAL

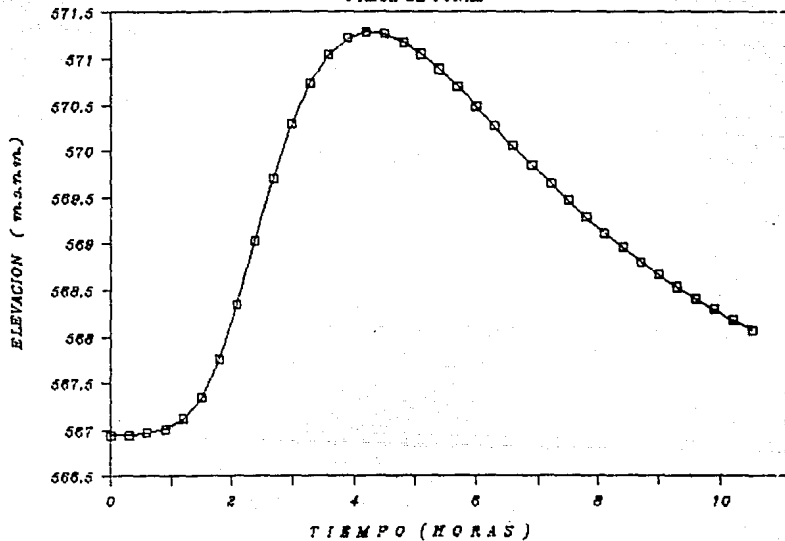


Fig. 5.3 Grafica Elevación-Tiempo

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS (METODO DE EULER)

PROYECTO: EL TUNAL

ESTADO: NUEVO LEON

TR= 10000 años

CORRIENTE: RIO BLANQUILLO

FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS

FECHA: 8-FEBRERO-1990

TIEMPO horas	EL(1) m.s.n.m.	V(1) m ³ *E+06	QE(1) m ³ /s	QS(1) m ³ /s
0.00	566.940	39.987	0	1.000
0.30	566.940	39.986	26	1.000
0.60	566.951	40.013	65	1.216
0.90	566.978	40.082	156	2.509
1.20	567.046	40.248	338	7.869
1.50	567.190	40.606	780	25.965
1.80	567.517	41.426	1365	88.661
2.10	568.064	42.819	1950	239.248
2.40	568.781	44.693	2340	500.532
2.70	569.531	46.708	2535	834.952
3.00	570.204	48.568	2600	1180.318
3.30	570.752	50.117	2470	1489.480
3.60	571.123	51.184	2275	1711.870
3.90	571.333	51.794	2119	1842.350
4.20	571.435	52.094	1872	1907.106
4.50	571.422	52.056	1625	1898.877
4.80	571.321	51.760	1443	1835.068
5.10	571.176	51.338	1274	1744.668
5.40	571.001	50.831	1105	1637.608
5.70	570.801	50.258	923	1518.459
6.00	570.577	49.618	767	1387.903
6.30	570.340	48.950	650	1254.909
6.60	570.108	48.300	559	1128.618
6.90	569.887	47.687	481	1012.851
7.20	569.679	47.115	416	907.759
7.50	569.486	46.586	338	813.331
7.80	569.297	46.074	286	724.768
8.10	569.122	45.602	234	645.541
8.40	568.956	45.159	195	573.591
8.70	568.803	44.751	156	509.557
9.00	568.659	44.371	117	451.752
9.30	568.522	44.010	91	398.919
9.60	568.395	43.678	65	352.053
9.90	568.276	43.369	39	309.960
10.20	568.164	43.077	13	271.732
10.50	568.056	42.798	0	236.683

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEEDORA= 566.94 m.s.n.m.
LONGITUD DEL VERTEEDOR= 100 m. C= 2
GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 1 m³/seg.
VOLUMEN DE LA AVENIDA= 34.20 m³E+06
VOLUMEN DESCARGADO= 31.80 m³E+06
PORCENTAJE DE REGULARIZACION=26.65 %
GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 2600 m³/seg.
GASTO MAXIMO DE SALIDA= 1907.106 m³/seg.
ELEVACION MAXIMA EN EL VASO= 571.435 m.s.n.m.
CARGA HIDRAULICA MAXIMA SOBRE EL VERTEEDOR= 4.50 m

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

PRESA "EL TUNAL"

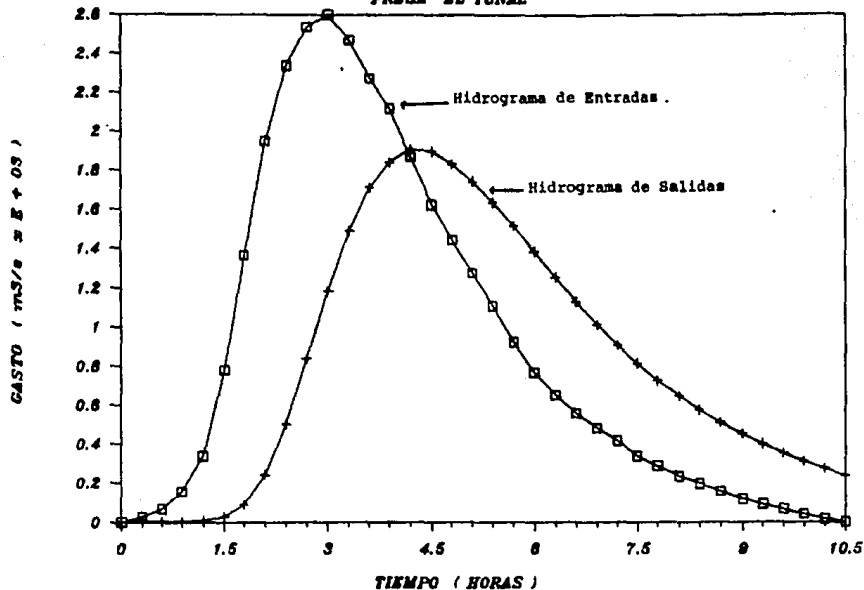


Fig. 5.4

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

PRESA EL TUNAL

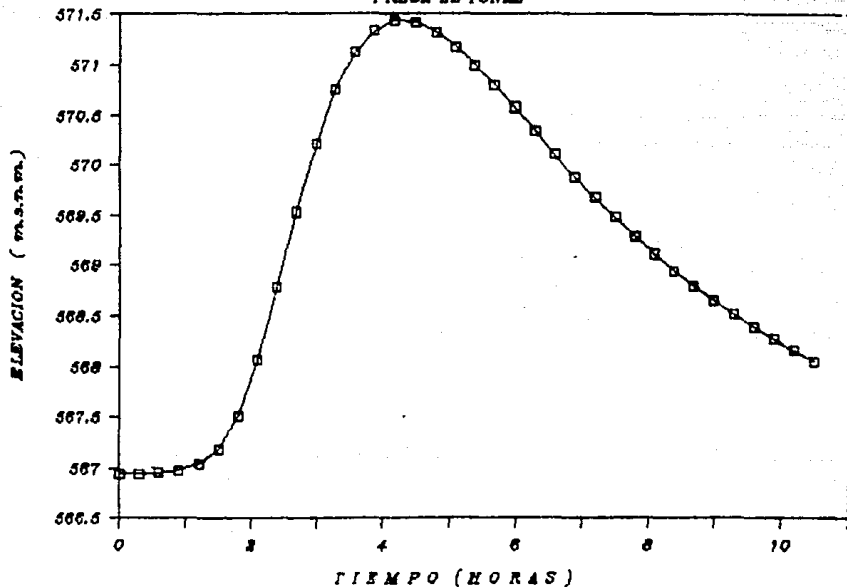


Fig. 5.5 Gráfica Elevación-Tiempo

5.2 EJEMPLO No. 2

Transitar por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INFIERNILLO ", ubicada sobre el Río Balsas en el Estado de Michoacán, - la avenida cuyo hidrograma de entradas se presenta a continuación :

TIEMPO HORAS	QR m ³ /s
0.0	2000
24.0	3475
48.0	20800
72.0	9400
96.0	5038
120.0	3450
144.0	2863
168.0	2000

1.- Datos Hidráulicos e Hidrológicos de la Central Hidro - eléctrica.

- a) Elevación de la cresta vertedora: 154.00 m.s.n.m.
- b) Gasto por la Obra de Toma: 0.0 m³/seg.
- c) Talud aguas arriba del cimacio: vertical
- d) Altura del paramento del cimacio: 5.0 m.
- e) Carga hidráulica de diseño del vertedor: 22.40 m.
- f) Tipo de pilas sobre el vertedor: Pilas tipo 2.
- g) Número de pilas a lo largo de la cresta vertedora: 6

- h) Ancho de cada pila: 4.049 m.
- i) Número de compuertas en la cresta vertedora: 9.
- j) Longitud de cresta vertedora por compuerta: - 7.42 m.
- k) Curva elevaciones-capacidades del vaso, ajustada por ecuación lineal:
- CONSTANTE A = -3.238×10^9
- CONSTANTE B = 3.25015×10^8
- l) Curva elevaciones-capacidades del vaso, ajustada por ecuación exponencial:
- CONSTANTE K = 39361554
- CONSTANTE n = 1.4980406
- m) Elevación en el vaso para la cual se consideró que el volumen es cero: 140.00 m.s.n.m.

NOTAS: Para esta elevación en el vaso, el volumen útil es cero.

Se consideró volumen útil en el análisis, debido a la gran magnitud del vaso.

2.- Regla de operación de compuertas.

2.1) Regla de apertura :

- a) Número de movimientos de compuertas: 3
- b) Número de compuertas abiertas por movimiento:

MOVIMIENTO 1 : 3

MOVIMIENTO 2 : 6

MOVIMIENTO 3 : 9

- c) Abertura de compuertas en cada movimiento:

MOVIMIENTO 1 : 10m

MOVIMIENTO 2 : 10m

MOVIMIENTO 3 : 10m

- d) Niveles de agua en el vaso para la apertura de compuertas.

Nivel Inicial de agua en el vaso: 165.00 m.
s.n.m.

Nivel Uno de apertura de compuertas: 165.00
m.s.n.m.

Nivel Dos de apertura de compuertas: 167.00
m.s.n.m.

Nivel Tres de apertura de compuertas: 169.00
m.s.n.m.

La regla de apertura se resume en la siguiente -
tabla :

NUMERO DE MOVIMIENTO	COMPUERTAS ABIERTAS	MAGNITUD DE ABERTURA (m)	NIVEL DE AGUA EN EL VASO PA RA LA APERTU RA (m.s.n.m.)
1	3	10	165
2	6	10	167
3	9	10	169

- 2.2) Regla de cierre :

Valor para disminuir la abertura de compuertas :
0.5 m.

Valor para disminuir el número de compuertas - -
abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de cierre : 2

- 2.3) Reapertura :

Valor para incrementar la abertura de compuertas:
0.5 m.

Valor para incrementar el número de compuertas -
abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de reapertura: 2

- 2.4) Valor de la abertura máxima de compuertas en la-
central hidroeléctrica: 10m.

3.- Datos de la avenida a transitar.

Número de instantes para el tránsito: 8

Intervalo de tiempo para el tránsito: 86,400 s.
(24 horas).

El hidrograma fue producido por el Ciclón Madeline en el año de 1976.

Los valores de Elevaciones-Capacidad Útil en el vaso - se muestran en la Tabla V.1

A continuación se muestran los resultados obtenidos - con los Métodos de Puls y Euler.

**TABLA V.1 VALORES DE ELEVACIONES - CAPACIDAD UTIL
EN EL VASO DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA INPIERNILLO.**

ELEVACION m.s.n.m.	VOL. UTIL $m^3 \times 10^6$	ELEVACION m.s.n.m.	VOL. UTIL $m^3 \times 10^6$
140	0	161	3753.75
141	103.75	162	4015.00
142	215.00	163	4283.75
143	333.75	164	4560.00
144	460.00	165	4843.75
145	593.75	166	5135.00
146	735.00	167	5433.75
147	883.75	168	5740.00
148	1040.00	169	6053.75
149	1203.75	170	6375.00
150	1375.00	171	6703.75
151	1553.75	172	7040.00
152	1740.00	173	7383.75
153	1933.75	174	7735.00
154	2135.00	175	8093.75
155	2343.75	176	8460.00
156	2560.00	177	8833.75
157	2783.75	178	9215.00
158	3015.00	179	9603.75
159	3253.75	180	10000.00
160	3500.00		

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE PULS/DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

CENTRAL HIDROELECTRICA: INFIERNILLO RIO: BALSAS
 ESTADO: MICHOACAN CICLON: MADELINE (1976)
 FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS FECHA: 7-FEBREAO-1990

TIEMPO	EL (I)	V (I)	QE (I)	NCA	AC	QS (I)
HORAS	m.s.n.m.	m ³ E+06	m ³ /s	#	m.	m ³ /s
0	165.000	4887.375	2000	3	10.0	1800.641
24.00	165.243	4966.334	3475	3	10.0	1846.615
48.00	167.627	5741.306	20800	6	10.0	4489.018
72.00	170.014	6516.928	9400	9	10.0	7756.239
96.00	169.878	6472.888	5038	9	10.0	7701.216
120.00	169.037	6199.402	3450	9	9.5	7117.571
144.00	168.038	5874.653	2863	9	9.5	6712.832
168.00	166.985	5532.458	2000	9	9.0	6071.454

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA= 154 m.s.n.m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):

NIVAC (1)= 165 m.s.n.m.

NIVAC (2)= 167 m.s.n.m.

NIVAC (3)= 169 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 4235.85 m³E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 3758.02 m³E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 7003.714 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 6213.655 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

 CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 20800 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 7756.239 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 170.014 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON MADELINE (1976)

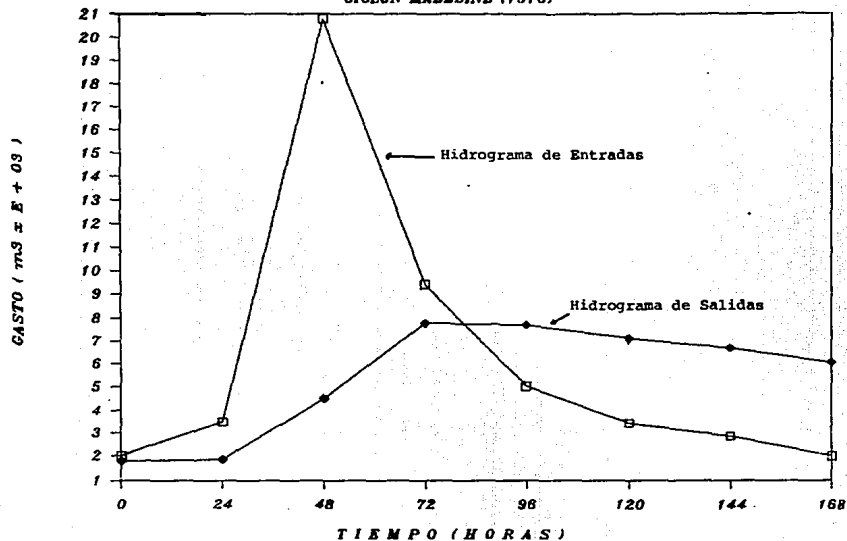


Fig. 5.6

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON MADELINE (1976)

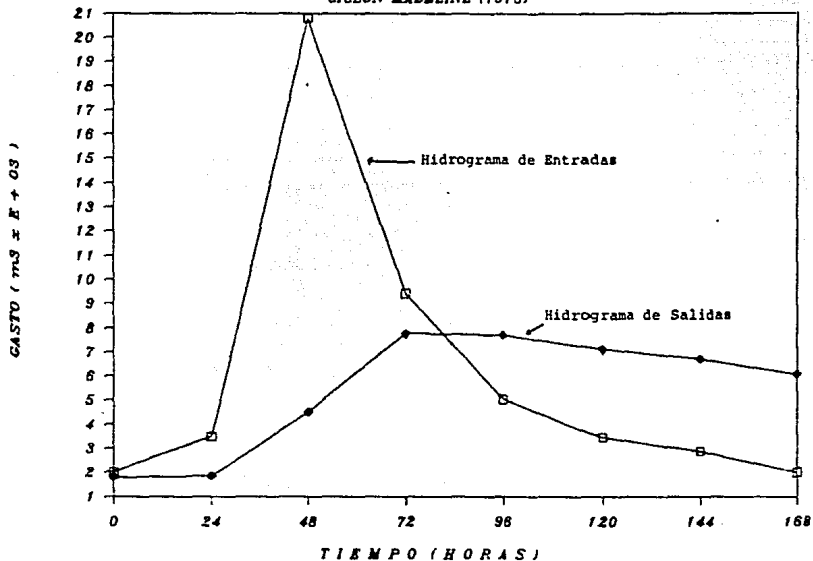


Fig. 5.6

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON MADELINE (1976)

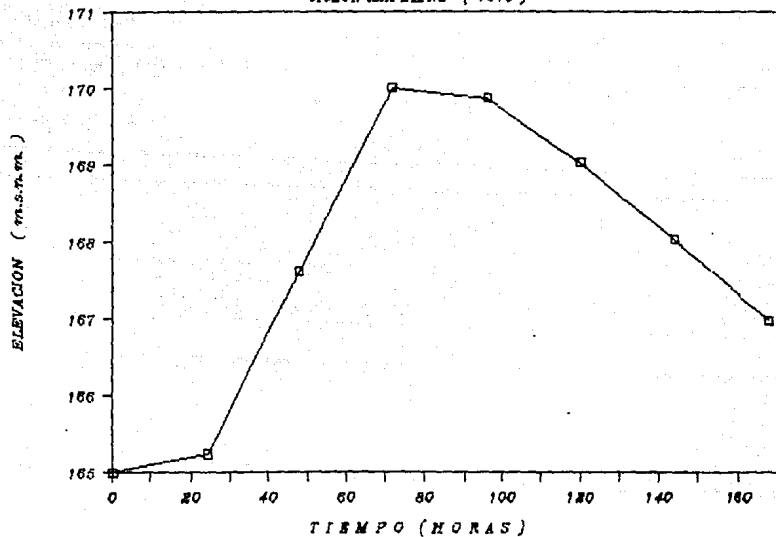


Fig. 5.7 Gráfica Elevación-Tiempo

TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
METODO DE EULER; DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

CENTRAL HIDROELECTRICA: INFIERNILLO RIO: BALSAS

ESTADO: MICHOACAN CICLON: MADELINE (1976)

FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS FECHA: 10-FEBRERO-1990

TIEMPO	EL (1)	V (1)	QE (1)	NCA	AC	QS (1)
HORAS	m. s. n. m.	m ³ *E+06	m ³ /s	#	m.	m ³ /s
0.00	165.000	4889.257	2000	3	10.0	1800.641
24.00	165.059	4906.495	3475	3	10.0	1811.900
48.00	165.549	5050.881	20800	3	10.0	1902.588
72.00	171.062	6768.420	9400	6	10.0	5447.915
96.00	172.108	7112.725	5038	9	10.0	8571.394
120.00	171.188	6809.634	3450	9	10.0	8220.808
144.00	169.928	6401.609	2863	9	9.5	7462.973
168.00	168.687	6008.301	2000	9	9.5	6978.281

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m. s. n. m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA= 154 m. s. n. m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):

NIVAC (1) = 165 m. s. n. m.

NIVAC (2) = 167 m. s. n. m.

NIVAC (3) = 169 m. s. n. m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 4235.85 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 3645.78 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 7003.724 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 6028.078 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 20800 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 8571.394 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 172.11 m. s. n. m.

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON MADELINE (1976)

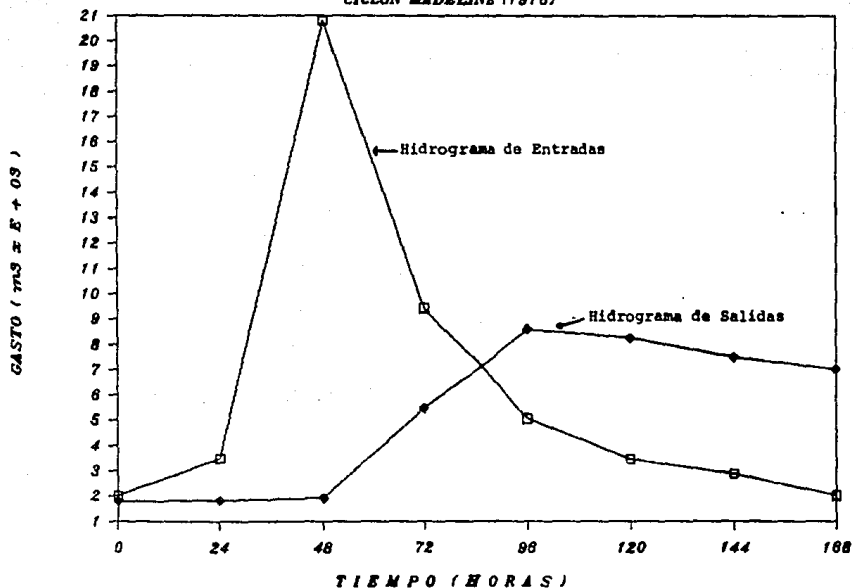


Fig. 5.8

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON MADELINE (1976)

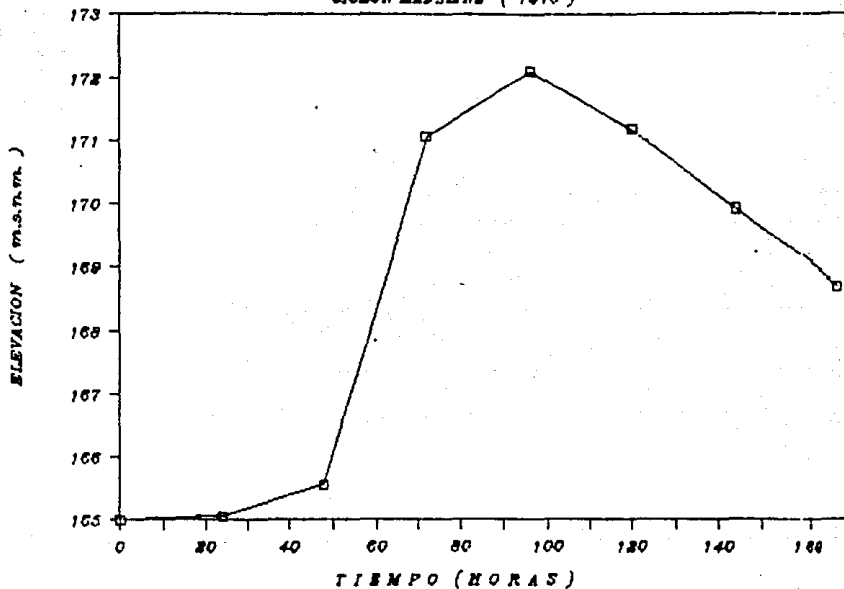


Fig. 5.9 Gráfica Elevación-Tiempo

5.3 EJEMPLO No. 3

Transitar por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INFIERNILLO ", ubicada sobre el Río Balsas en el Estado de Michoacán, - la avenida cuyo hidrograma de entradas se muestra a continuación :

TIEMPO HORAS	Q _E m ³ /s
0.0	2282
24.0	5265
48.0	11234
72.0	6633
96.0	3921
120.0	3040
144.0	3475
168.0	3995
192.0	3739
216.0	3825
240.0	5239
264.0	3749
288.0	2679

- 1.- Datos Hidráulicos e Hidrológicos de la Central Hidro - eléctrica.

Se utilizarán los mismos datos del Ejemplo 5.2

- 2.- Regla de operación de compuertas.

- 2.1) Regla de Apertura :

Se muestra en la siguiente Tabla.

NÚMERO DE MOVIMIENTO	COMPUERTAS ABIERTAS	MAGNITUD DE ABERTURA (m)	NIVEL DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA (m.s.n.m.)
1	3	10	165
2	6	10	167
3	9	10	169

Nivel inicial de agua en el vaso: 165.00 m.s.n.m.

2.2) Regla de Cierre:

Valor para disminuir la abertura de compuertas: 0.5 m.

Valor para disminuir el número de compuertas - abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de cierre : 2

2.3) Reapertura :

Valor para incrementar la abertura de compuertas : 0.5 m.

Valor para incrementar el número de compuertas-abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de reapertura : 2

2.4) Valor de la abertura máxima de compuertas en la central hidroeléctrica : 10m.

3.- Datos de la avenida a transitar.

Número de instantes para el tránsito: 13

Intervalo de tiempo para el tránsito: 86,400 s (24 horas)

El hidrograma fue producido por el Ciclón Marie en el año de-1984.

Los resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler son- los siguientes.

TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
METODO DE PULS:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

CENTRAL HIDROELECTRICA: INFIERNILLO RIO: BALSAS

ESTADO: MICHOACAN CICLON: MARIE (1984)

FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS FECHA: 7-FEBRERO-1990

TIEMPO HORAS	EL (1) m.s.n.m.	V (1) m ³ *E+06	QE (1) m ³ /s	NCA #	AC m.	QS (1) m ³ /s
0	165.000	4887.375	2282	3	10.0	1800.641
24.00	165.512	5053.713	5265	3	10.0	1895.935
48.00	166.887	5500.615	11234	6	10.0	4257.936
72.00	168.081	5888.714	6633	6	10.0	4625.259
96.00	168.248	5942.900	3921	6	10.0	4674.446
120.00	167.942	5843.650	3040	6	10.0	4583.997
144.00	167.620	5738.802	3475	6	9.5	4358.066
168.00	167.460	5686.933	3995	6	9.5	4312.590
192.00	167.363	5655.458	3739	6	9.0	4150.015
216.00	167.269	5624.757	3825	6	9.0	4124.677
240.00	167.392	5664.852	5239	6	8.5	4011.199
264.00	167.516	5705.241	3749	6	8.5	4041.854
288.00	167.285	5629.951	2679	6	9.0	4128.972

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA= 154 m.s.n.m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):

NIVAC (1) = 165 m.s.n.m.

NIVAC (2) = 167 m.s.n.m.

NIVAC (3) = 169 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 5104.17 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 4403.43 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 4923 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 4247.133 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 11234 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 4674.446 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 168.248 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON MARIE (1964)

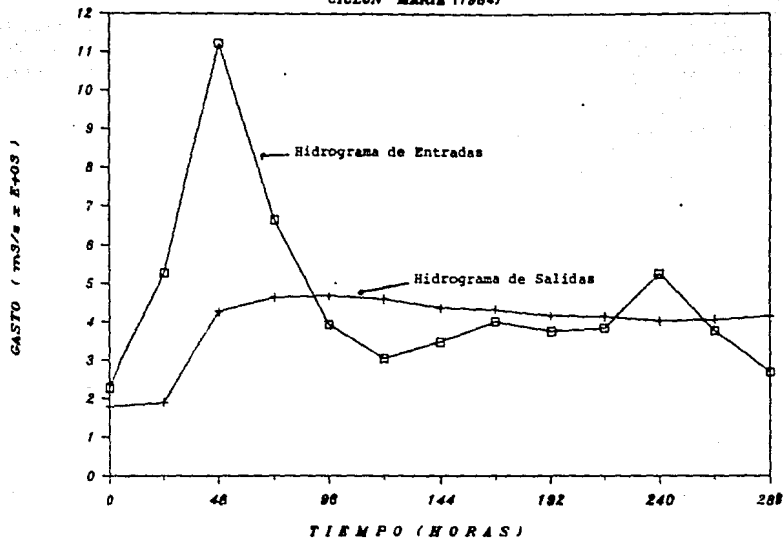


Fig. 5.10

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON MARIE (1954)

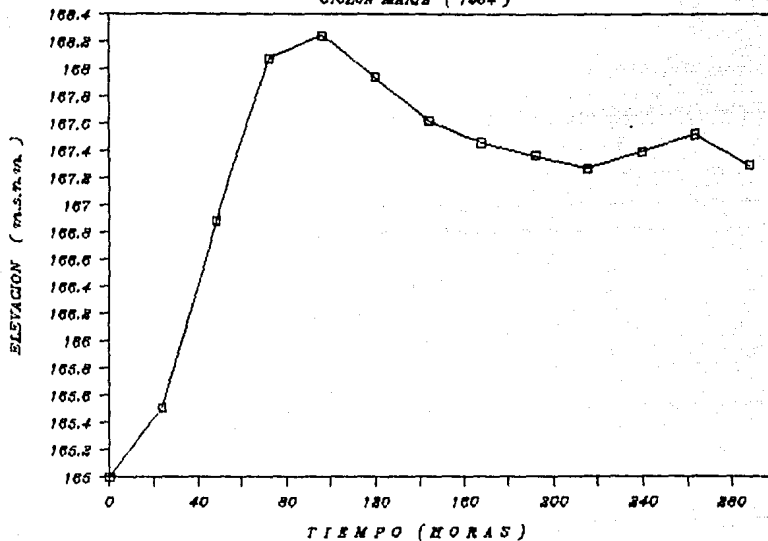


Fig. 5.11 Gráfica Elevación-Tiempo

TRANSDITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE EULER:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

CENTRAL HIDROELECTRICA:INFIERNILLO RIO:BALSAS

ESTADO:MICHOACAN CICLON:MARIE (1984)

FORMO:J.ESTEBAN CARDENAS FECHA:10-FEBRERO-1990

TIEMPO	EL(I)	V(I)	QE(I)	NCA	AC	QS(I)
HORAS	m.s.n.m.	m ³ *E+06	m ³ /s	#	m.	m ³ /s
0.00	165.000	4889.257	2282	3	10.0	1800.641
24.00	165.142	4930.905	5265	3	10.0	1827.679
48.00	166.153	5230.847	11234	3	10.0	2008.086
72.00	168.813	6047.825	6633	6	10.0	4838.046
96.00	169.306	6203.570	3921	9	10.0	7465.447
120.00	169.341	5899.851	3040	6	10.0	4701.701
144.00	167.880	3756.867	3475	6	9.5	4431.442
168.00	167.613	5674.427	3995	6	9.5	4356.221
192.00	167.512	5643.245	3739	6	9.0	4189.575
216.00	167.385	5604.360	3825	6	9.0	4155.852
240.00	167.292	5575.801	5239	6	8.5	3986.304
264.00	167.645	5684.385	3749	6	8.5	4073.475
288.00	167.554	5656.368	2679	6	9.0	4200.886

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA= 154 m.s.n.m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS(NIVAC):

NIVAC(1)= 165 m.s.n.m.

NIVAC(2)= 167 m.s.n.m.

NIVAC(3)= 169 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 5104.17 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 4495.85 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 4923 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 4336.28 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSDITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 11234 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 7465.447 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 169.31 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON MARIE (1984)

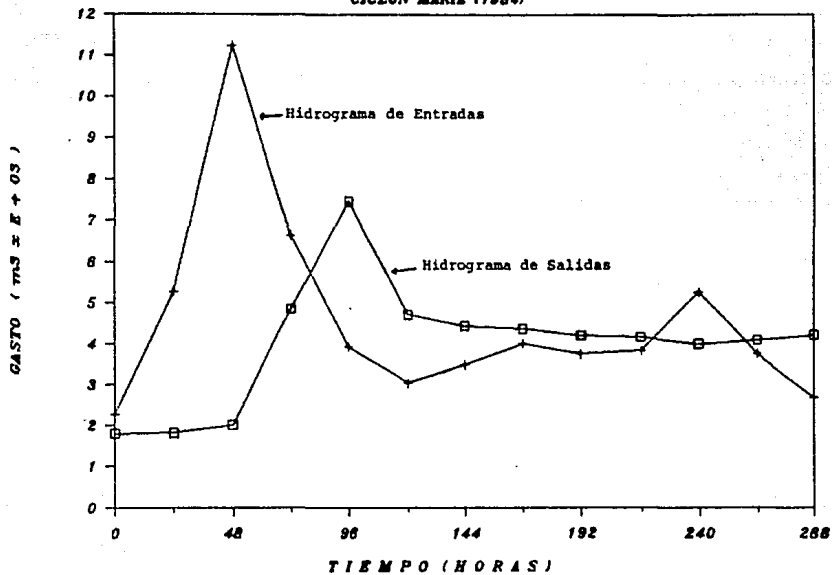


Fig. 5.12

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON MARIE (1984)

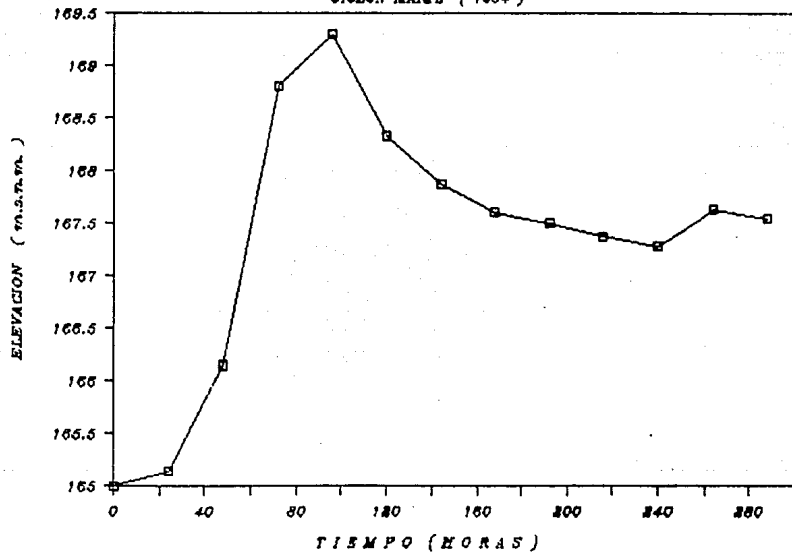


Fig. 5.13 Gráfica Elevación-Tiempo

5.4 EJEMPLO No. 4

Transitar por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INPIERNILLO ", ubicada sobre el Río Balsas en el Estado de Michoacán, la avenida cuyo hidrograma de entradas se muestra a continuación :

TIEMPO HORAS	Q _E m ³ /s
0.0	2000
24.0	4100
48.0	5150
72.0	6663
96.0	25000
120.0	12500
144.0	5050
168.0	3575
192.0	2688

- 1.- Datos Hidráulicos e Hidrológicos de la Central Hidroeléctrica.

Se utilizará los mismos datos del Ejemplo 5.2

- 2.- Regla de operación de compuertas.

- 2.1) Regla de Apertura.

Se muestra en la siguiente Tabla.

NÚMERO DE MOVIMIENTO	COMPUERTAS ABIERTAS	MAGNITUD DE ABERTURA (m)	NIVEL DE AGUA EN EL VASO PA RA LA APERTU- RA (m.s.n.m.)
1	3	10	165
2	6	10	167
3	9	10	169

2.2) Regla de Cierre :

Valor para disminuir la abertura de compuertas :
0.5 m.

Valor para disminuir el número de compuertas - -
abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de cierre : 2

2.3) Reapertura :

Valor para incrementar la abertura de compuertas:
0.5 m.

Valor para incrementar el número de compuertas -
abiertas : 0

Instantes entre cada movimiento de reapertura: 2

2.4) Valor de la abertura máxima de compuertas en la
Central Hidroeléctrica: 10 m.

3.- Datos de la avenida a transitar.

Número de instantes para el tránsito : 9

Intervalo de tiempo para el tránsito: 86,400 s (24 ho-
ras).

El hidrograma fue producido por el Ciclón Beulah en el año de
1967.

Los resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler son -
los siguientes.

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE PULS:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

 CENTRAL HIDROELECTRICA:INFIERNILLO RIO:BALSAS

ESTADO:MICHODACAN CICLON:BEULAH (1967)

FORMO:J.ESTEBAN CARDENAS FECHA:7-FEBRERO-1990

TIEMPO HORAS	EL(I) m.s.n.m.	V(I) m ³ *E+06	QE(I) m ³ /s	NCA #	AC m.	QS(I) m ³ /s
0	165.000	4887.375	2000	3	10.0	1800.641
24.00	165.324	4992.684	4100	3	10.0	1861.650
48.00	166.042	5225.930	5150	3	10.0	1989.130
72.00	166.786	5467.773	6663	6	10.0	4225.474
96.00	169.433	6328.260	25000	9	10.0	7518.279
120.00	172.271	7250.541	12500	9	10.0	8632.467
144.00	172.307	7262.274	3050	9	10.0	8645.939
168.00	171.210	6905.856	3575	9	10.0	8229.531
192.00	169.956	6498.046	2688	9	9.5	7473.622

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA= 154 m.s.n.m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):

NIVAC(1)= 165 m.s.n.m.

NIVAC(2)= 167 m.s.n.m.

NIVAC(3)= 169 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 5765.13 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 4352.55 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 8340.75 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 6297.092 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

 CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 25000 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 8645.939 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 172.307 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON BEULAH (1987)

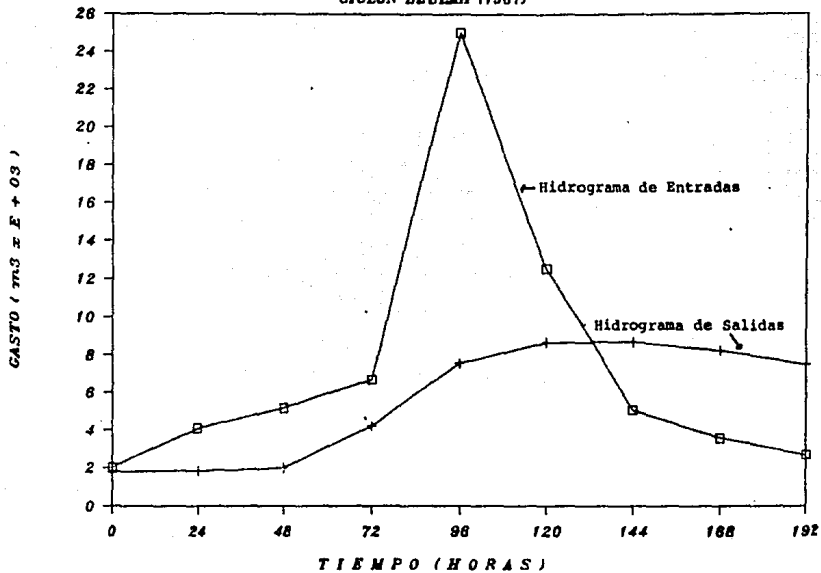


Fig. 5.14

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

CICLON BEULAH (1967)

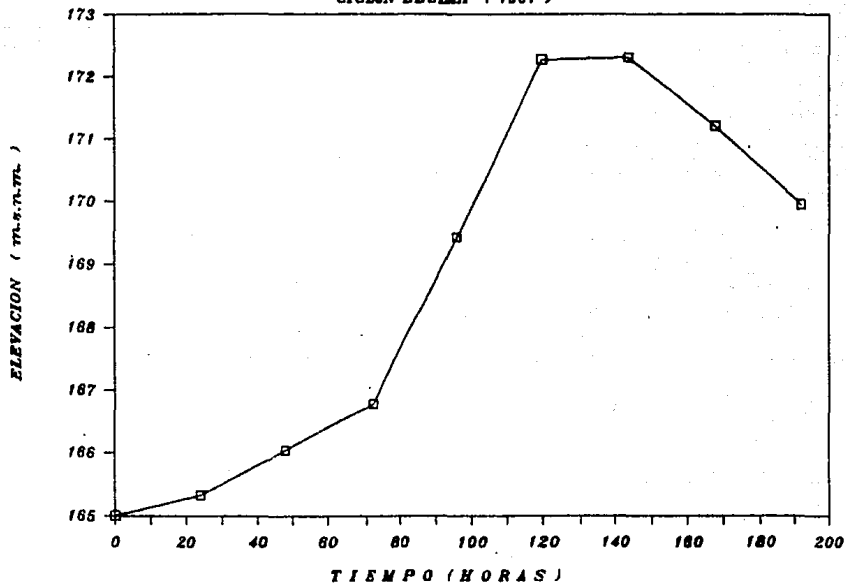


Fig. 5.15 Gráfica Elevación-Tiempo

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE EULER:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

 CENTRAL HIDROELECTRICA: INFIERNILLO RIO: BALSAS
 ESTADO: MICHOACAN CICLON: BEULAH (1967)
 FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS FECHA: 10-FEBRERO-1990

TIEMPO	EL (I)	V (I)	QE (I)	NCA	AC	QS (I)
HORAS	m.s.n.m.	m ³ *E+06	m ³ /s	#	m.	m ³ /s
0.00	165.000	4889.257	2000	3	10.0	1800.641
24.00	165.059	4906.495	4100	3	10.0	1811.900
48.00	165.733	5105.502	5150	3	10.0	1935.403
72.00	166.667	5385.741	6663	3	10.0	2093.543
96.00	167.972	5785.313	25000	6	10.0	4592.933
120.00	173.663	7634.981	12500	9	10.0	9141.577
144.00	174.517	7926.977	5050	9	10.0	9444.180
168.00	173.413	7550.355	3975	9	10.0	9051.818
192.00	172.016	7082.121	2688	9	9.3	8227.760

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA= 154 m.s.n.m.

NIVELES DE AGUA EN EL VASO PARA LA APERTURA DE COMPUERTAS (NIVAC):

NIVAC (1) = 165 m.s.n.m.

NIVAC (2) = 167 m.s.n.m.

NIVAC (3) = 169 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 5765.13 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 4155.82 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 8340.758 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 6012.476 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

 CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 25000 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 9444.18 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 174.52 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON BEULAH (1967)

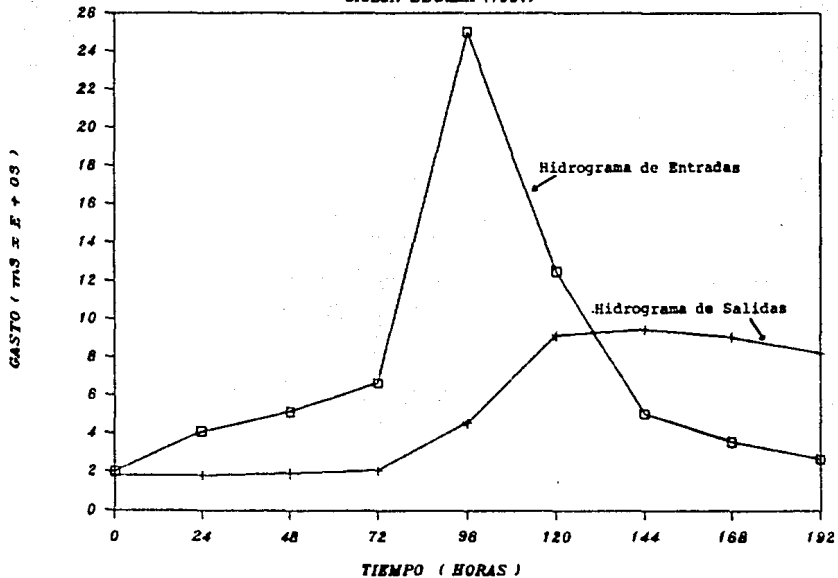


Fig. 5.16

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

CICLON BEULAH (1967)

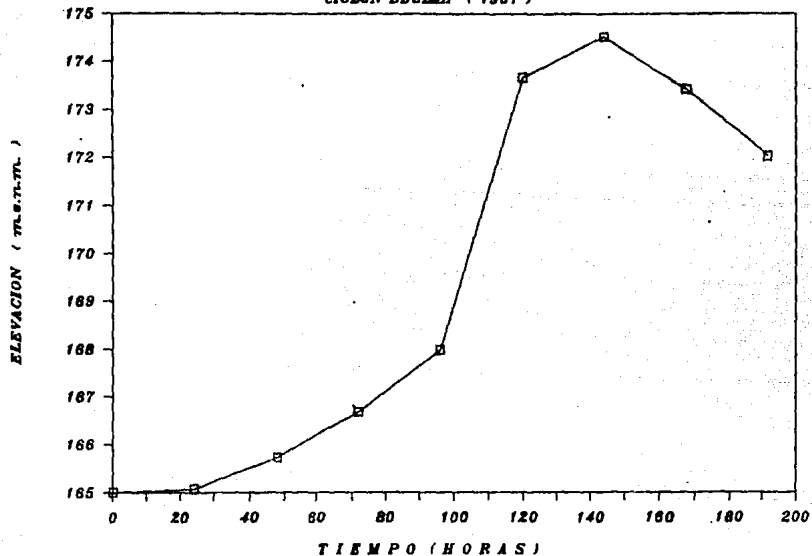


Fig. 5.17 Gráfica Elevación-Tiempo

5.5 EJEMPLO No. 5

Transitar por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INPIERNILLO " la avenida cuyo hidrograma de entradas se muestra a continuación :

TIEMPO HORAS	Q _E m ³ /s
0.0	2000
24.0	6800
48.0	14500
72.0	27200
96.0	32200
120.0	24900
144.0	16900
168.0	11000
192.0	6000
216.0	2000

- 1.- Datos Hidráulicos e Hidrológicos de la Central Hidroeléctrica.

Se utilizarán los mismos datos del Ejemplo 5.2

- 2.- Regla de operación de compuertas.

- 2.1) Regla de Apertura :

Se muestra en la siguiente tabla.

NUMERO DE MOVIMIENTO	COMPUERTAS ABIERTAS	MAGNITUD DE ABERTURA (m)	NIVEL DE AGUA EN EL VASO PA RA LA APERTU- RA (m.s.n.m.)
1	9	13	165

Nivel inicial de agua en el vaso: 165.0 m.s.n.m.

2.2) Regla de Cierre :

Valor para disminuir la abertura de compuertas:-
0.5 m.

Valor para disminuir el número de compuertas -
abiertas: 0

Instantes entre cada movimiento de cierre: 2

2.3) Reapertura :

Valor para incrementar la abertura de compuertas:
0.5 m.

Valor para incrementar el número de compuertas -
abiertas: 0

Instantes entre cada movimiento de reapertura: 2

2.4) Abertura máxima de compuertas en la Central Hidroeléctrica: 13 m.**3.- Datos de la avenida a transitar.**

Número de instantes para el tránsito: 10

Intervalo de tiempo para el tránsito: 86400 s (24 horas)

El hidrograma fue calculado y propuesto por la S.A.R.H. como -
la nueva avenida de diseño para la Presa Infiernillo.

Los resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler se -
muestran a continuación.

 TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE PULS:DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

 CENTRAL HIDROELECTRICA: INFIERNILLO RIO: BALSAS
 ESTADO: MICHOACAN NOMBRE DEL HIDROGRAMA: S.A.R.H.
 FORMO: J. ESTEBAN CARDENAS FECHA: 10-FEBRERO-1990

TIEMPO HORAS	EL (I) m.s.n.m.	V (I) m ³ *E+06	DE (I) m ³ /s	NCA #	AC m.	QS (I) m ³ /s
0	165.000	4887.375	2000	9	13.0	5993.091
24.00	164.617	4762.779	6800	9	13.0	5691.462
48.00	165.808	5149.911	14500	9	12.5	6645.737
72.00	169.326	6293.309	27200	9	13.0	8585.618
96.00	174.566	7996.491	32200	9	13.0	11388.100
120.00	178.869	9395.079	24900	9	13.0	13336.780
144.00	180.775	10014.480	16900	9	13.0	14125.030
168.00	180.731	10000.130	11000	9	13.0	14107.270
192.00	179.317	9540.766	6000	9	13.0	13526.260
216.00	176.966	8776.637	2000	9	12.5	12162.180

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA= 154 m.s.n.m.

Solo hubo un nivel de apertura de compuertas
 en la regla de operacion propuesta.

NIVEL DE APERTURA DE COMPUERTAS= 165 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA= 12398.40 m³*E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 9120.52 m³*E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 15944.45 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 11729.06 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

 CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 32200 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 14125.03 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO= 180.775 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

HIDROGRAMA S.A.R.H.

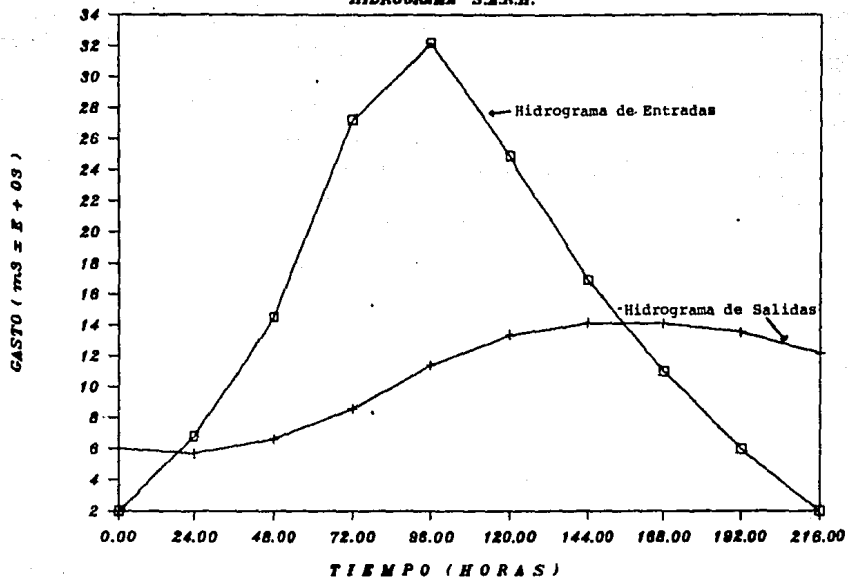


Fig. 5.18

TRANSITO DE AVENIDAS (PULS)

HIDROGRAMA S.A.R.E.

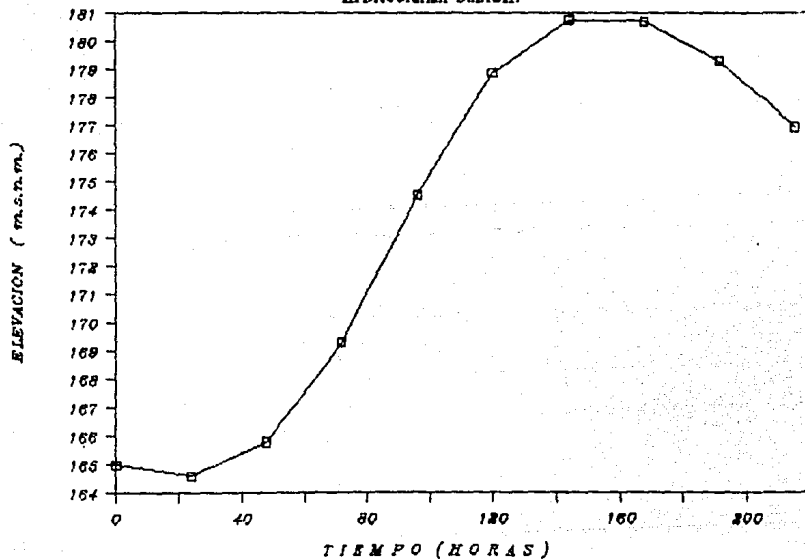


Fig. 5.19 Gráfica Elevación-Tiempo

TRANSMITO DE AVENIDAS EN VASOS DE CENTRALES HIDROELECTRICAS.
 METODO DE EULER;DESCARGA CONTROLADA POR COMPUERTAS.

CENTRAL HIDROELECTRICA:INFIERNILLO RIO:BALSAS
 ESTADO:MICHOACAN NOMBRE DEL HIDROGRAMA:S.A.R.H.
 FORMO:J.ESTEBAN CARDENAS FECHA:20-ABRIL-1990

TIEMPO	EL(I)	V(I)	QE(I)	NCA	AC	QS(I)
HORAS	m.s.n.m.	m ³ E+06	m ³ /s	#	m.	m ³ /s
0.00	165.000	4889.257	2000	9	13.0	5993.091
24.00	163.822	4548.334	6800	9	13.0	5083.346
48.00	164.341	4697.453	14500	9	12.5	5477.818
72.00	167.037	5498.090	27200	9	13.0	7022.453
96.00	172.760	7330.296	32200	9	13.0	10490.640
120.00	178.356	9283.622	24900	9	13.0	13116.770
144.00	181.164	10320.030	16900	9	13.0	14280.160
168.00	181.766	10547.210	11000	9	13.0	14516.790
192.00	180.963	10244.820	6000	9	13.0	14200.400
216.00	179.072	9544.519	2000	9	13.0	13422.870

NIVEL INICIAL DE AGUA EN EL VASO= 165 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDEDORA= 154 m.s.n.m.

Solo hubo un nivel de apertura de compuertas
 en la regla de operacion propuesta.

NIVEL DE APERTURA DE COMPUERTAS= 165 m.s.n.m.

VOLUMEN DE LA AVENIDA=12398.40 m³E+06

VOLUMEN DESCARGADO= 8951.42 m³E+06

GASTO MEDIO DE ENTRADA= 15944.45 m³/seg.

GASTO MEDIO DE SALIDA= 11511.59 m³/seg.

GASTO POR LA OBRA DE TOMA= 0 m³/seg

CONDICIONES MAXIMAS DURANTE EL TRANSMITO:

GASTO MAXIMO DE ENTRADA= 32200 m³/seg.

GASTO MAXIMO DE SALIDA= 14516.79 m³/seg.

ELEVACION MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO=181.77 m.s.n.m.

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

HIDROGRAMA S.A.R.H.

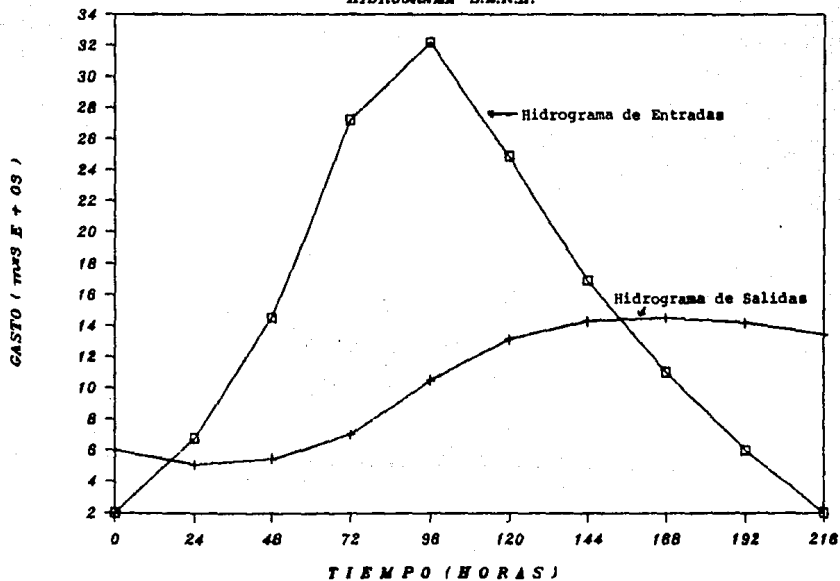


Fig. 5.20

TRANSITO DE AVENIDAS (EULER)

HIDROGRAMA S.A.R.H.

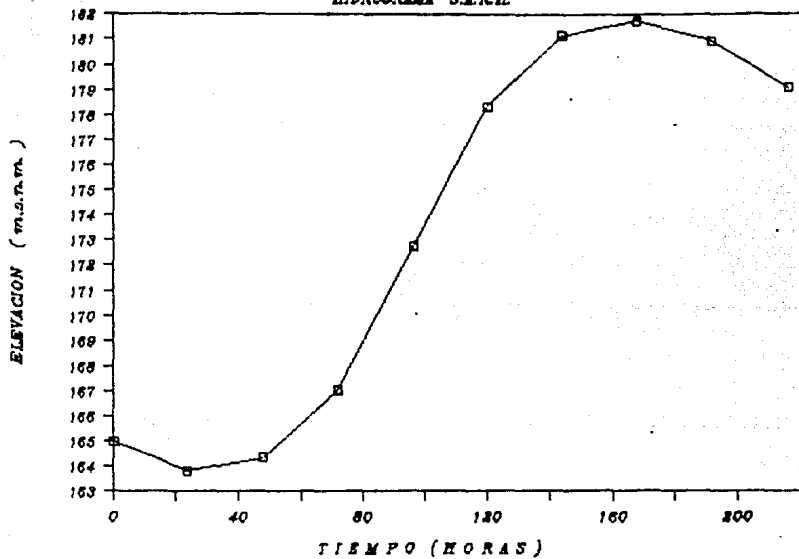


Fig. 5.21 Gráfica Elevación-Tiempo

5.6 ANALISIS DE RESULTADOS

5.6.1 EJEMPLO No. 1

En este ejemplo se transitó la avenida de diseño con período de retorno $T_r = 10,000$ años para la Presa "EL TUNAL", los principales resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler fueron los siguientes.

R E S U L T A D O S	M E T O D O	
	P U L S	E U L E R
GASTO MAXIMO DE ENTRADA (m^3/s)	2600	2600
GASTO MAXIMO DE SALIDA (m^3/s)	1816.931	1907.106
ELEV. MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO (m.s.n.m.)	571.292	571.435
CARGA HIDRAULICA MAXIMA SOBRE EL VERTEDOR (m).	4.35	4.50
PORCENTAJE DE REGULARIZACION (%)	30.12	26.65
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($m^3 \times 10^6$)	34.20	34.20
VOLUMEN DESCARGADO ($m^3 \times 10^6$)	31.47	31.80

La diferencia entre gastos máximos de salida es :

$$1907.106 - 1816.931 = 90.175 \text{ m}^3/\text{s}$$

lo cual si consideramos la longitud del vertedor y el gasto máximo de entrada, no es elevado.

Para las cargas hidráulicas máximas

$$4.50 - 4.35 = 0.15 \text{ m}$$

que tampoco es significativo

y entre los volúmenes descargados :

$$31.80 \text{ m}^3 \times 10^6 = 330,000 \text{ m}^3$$

este valor no se considera elevado.

Respecto al porcentaje de regularización casi no existe diferencia entre ambos métodos y aún cuando los valores para diseño a aceptar son los del Método de Puls (por las razones explicadas en el Capítulo 3), no sería errado optar por los resultados del Método de Euler.

5.6.2 Ejemplo No. 2

Se transitó por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INFIERNILLO ", la avenida que generó el Ciclón Madeline en el año 1976.

Los principales resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler se muestran a continuación.

R E S U L T A D O S	M E T O D O	
	P U L S	E U L E R
GASTO MAXIMO DE ENTRADA (m^3/s)	20800	20800
GASTO MAXIMO DE SALIDA (m^3/s)	7756.239	8571.394
GASTO MEDIO DE ENTRADA (m^3/s)	7003.714	7003.724
GASTO MEDIO DE SALIDA (m^3/s)	6213.655	6028.078
ELEV. MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO (m.s.n.m.)	170.014	172.11
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($m^3 \times 10^6$)	4235.85	4235.85
VOLUMEN DESCARGADO ($m^3 \times 10^6$)	3758.02	3645.78

En el Método de Puls se utilizó la ecuación de tipo lineal para la curva elevaciones-capacidad útil del vaso y una de tipo exponencial en el Método de Euler. Ambos ajustes se hicieron a partir de la elevación 160 considerando que el tránsito inició en la cota 165.

La diferencia de gastos máximos de salida es

$$8571.394 - 7756.239 = 815.155 \text{ m}^3/\text{s}$$

lo cual si es significativo

Además existe entre las elevaciones máximas del agua en el vaso, una diferencia de 2.096 m., que también es significativa.

Respecto a los volúmenes descargados se tiene

$$3758.02 - 3645.78 = 112.24 \text{ m}^3 \times 10^6$$

el cual es un valor elevado

Para los gastos medios de salida y entrada, se observa que son casi semejantes.

La razón de las anteriores diferencias se debe, principalmente a la ecuación de ajuste para la curva elevaciones-capacidad - útil utilizada en cada método. Si se comparan los valores de elevación-volumen tabulados en la hoja de resultados de cada programa, notamos que los del Método de Puls son más cercanos a los valores reales dados en la Tabla V.1. Por tanto, en este ejemplo se recomienda aceptar los resultados de este último.

5.6.3 EJEMPLO No. 3

Se transitó por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INFIERNILLO ", la avenida generada por el Ciclón Marie en el año - - 1984. Los principales resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler son los siguientes.

R E S U L T A D O S	M E T O D O	
	P U L S	E U L E R
GASTO MAXIMO DE ENTRADA (m^3/s)	11234	11234
GASTO MAXIMO DE SALIDA (m^3/s)	4674.446	7465.447
GASTO MEDIO DE ENTRADA (m^3/s)	4923	4923.004
GASTO MEDIO DE SALIDA (m^3/s)	4247.133	4336.284
ELEV. MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO (m.s.n.m.)	168.248	169.31
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($\text{m}^3 \times 10^6$)	5104.17	5104.17
VOLUMEN DESCARGADO ($\text{m}^3 \times 10^6$)	4403.43	4495.86

La diferencia entre gastos máximos de salida es

$$7465.447 - 4674.446 = 2791.001 \text{ m}^3/\text{s}$$

la cual es elevada

Esto se debe a que en el Método de Euler si ocurre el tercer movimiento de apertura (9 compuertas abiertas a 10 m.) con lo cual se incrementa el gasto de salida.

Para las elevaciones máximas se tiene una diferencia de

$$169.31 - 168.248 = 1.062 \text{ m.}$$

que no es grande, pero no debe aceptarse.

y entre volúmenes descargados, la diferencia es

$$4495.86 - 4403.43 = 92.43 \text{ m}^3 \times 10^6$$

la cual es elevada

Respecto a los gastos medios de salida y entrada, casi no hay diferencia.

También en este ejemplo se recomienda aceptar los valores obtenidos con el Método de Puls.

5.6.4 EJEMPLO No. 4

Se transitó por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INPIERNILLO ", la avenida que generó el Ciclón Beulah en el año 1967. A continuación se muestran los principales resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler.

R E S U L T A D O S	M E T O D O	
	P U L S	E U L E R
GASTO MAXIMO DE ENTRADA (m ³ /s)	25000	25000
GASTO MAXIMO DE SALIDA (m ³ /s)	8645.939	9444.18
GASTO MEDIO DE ENTRADA (m ³ /s)	8340.75	8340.75
GASTO MEDIO DE SALIDA (m ³ /s)	6297.092	6012.469
ELEV. MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO (m.s.n.m.)	172.307	174.52
VOLUMEN DE LA AVENIDA (m ³ x10 ⁶)	5765.13	5765.13
VOLUMEN DESCARGADO (m ³ x10 ⁶)	4352.55	4155.82

Diferencia entre gastos máximos de salida :

$$9444.18 - 8645.939 = 798.241 \text{ m}^3/\text{s}.$$

si es significativa

Para las elevaciones máximas se tiene

$$174.52 - 172.307 = 2.213 \text{ m}.$$

lo cual es también significativo

La diferencia entre los gastos medios de salida es de tan sólo $284.623 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo cual no se considera notable.

Respecto al volumen descargado :

$$4352.55 - 4155.82 = 196.73 \text{ m}^3 \times 10^6.$$

es un valor elevado

Al igual que en los anteriores ejemplos, las diferencias son grandes y los resultados del Método de Puls son más razonables por lo cual se recomienda aceptarlos.

5.6.5 EJEMPLO No. 5

Se transitó por el vaso de la Central Hidroeléctrica " INFIERNILLO ", la avenida propuesta por la S.A.R.H. como la nueva avenida de diseño para la presa. Los resultados obtenidos con los Métodos de Puls y Euler son los siguientes.

R E S U L T A D O S	M E T O D O	
	P U L S	E U L E R
GASTO MAXIMO DE ENTRADA (m^3/s)	32000	32000
GASTO MAXIMO DE SALIDA (m^3/s)	14125.030	14516.790
GASTO MEDIO DE ENTRADA (m^3/s)	15944.45	15944.45
GASTO MEDIO DE SALIDA (m^3/s)	11729.06	11511.59
ELEV. MAXIMA DEL AGUA EN EL VASO (m.s.n.m.)	180.775	181.766
VOLUMEN DE LA AVENIDA ($\text{m}^3 \times 10^6$)	12398.40	12398.40
VOLUMEN DESCARGADO ($\text{m}^3 \times 10^6$)	9120.52	8951.42

La diferencia para los gastos máximos de salida es :

$$14516.790 - 14125.030 = 391.76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

la cual no es muy grande.

Entre elevaciones máximas

$$181.766 - 180.775 = 1.001 \text{ m}.$$

Al igual que en el Ejemplo No. 3, no es relativamente grande, pero tampoco debe aceptarse.

Para los volúmenes descargados

$$9120.52 - 8951.42 = 169.1 \text{ m}^3 \times 10^6$$

el cual es un valor significativo

Los gastos medios de salida tienen una diferencia de 217.47 - m^3/s , que no se considera muy elevada.

En este ejemplo se presentan las diferencias más bajas en cuanto a gastos máximos de salida y elevaciones máximas, comparando con los 3 anteriores, no siendo así en volúmenes descargados y gastos medios de salida.

Aunque se recomienda aceptar los resultados del Método de - - Puls, los obtenidos con Euler resultaron ser muy buenos.

6.- CONCLUSIONES

Al escribir esta tesis se pensó en mostrar la aplicación de una técnica hidrológica a políticas de operación en la obra de excedencias (controlada) de una central hidroeléctrica. Se partió de una serie de antecedentes básicos, desde el ciclo hidrológico hasta la avenida de diseño. Después, al plantear el tránsito de avenidas en vasos y aplicarlo a un vertedor de cresta libre, se explicó el cálculo del gasto descargado y la regla de operación de compuertas en vertedores de descarga controlada con el fin de desarrollarlo para este caso.

Finalmente, se mostraron los listados de los programas escritos para condiciones de descarga libre y controlada en los Métodos Numéricos de Puls y Euler y los resultados obtenidos al transitar una misma avenida con ambos.

De acuerdo a lo presentado los resultados en los ejemplos de aplicación excepto el No. 1, mostraron algunas diferencias señaladas en el Capítulo 3 :

- a) La influencia del exponente "n" en el Método de Euler.
- b) La posibilidad de errores al aplicarlo.
- c) La mayor exactitud del Método de Puls.

En el Ejemplo No. 1 (descarga libre), se tienen valores semejantes para el gasto máximo de salida, elevación máxima del agua en el vaso, carga hidráulica máxima, porcentaje de regularización y volumen de agua descargado. Por esto puede adoptarse como valores de diseño a los resultados de cualquiera de los dos métodos.

Para el Ejemplo No. 2 las diferencias entre gasto máximo de salida elevación máxima del agua en el vaso y volumen descargado son significativas, no así para el gasto medio de salida. Por lo tanto, se recomendó aceptar sólo los resultados del Método-

de Puls. Se hizo mención respecto a la ecuación de ajuste a la curva elevaciones-capacidad útil del vaso utilizada en cada mé todo.

En el Ejemplo No. 3 el gasto máximo de salida y volumen descargado son muy diferentes entre sí y aún cuando las elevaciones máximas del agua en el vaso sólo varían en 1.062 m., si es significativo tomando en cuenta la magnitud del almacenamiento. Entre los gastos medios de salida no hay gran variación. Por lo anterior se aceptaron solamente los valores del Método de Puls.

Las diferencias en el Ejemplo No. 4 para el gasto máximo de salida, elevación máxima del nivel de agua y volumen descargado son grandes. Respecto al gasto medio de salida no se tuvo mucha variación. En este ejemplo sólo se tomaron como buenos los resultados del Método de Puls.

Por último, en el Ejemplo No. 5 se presenta la menor diferencia entre los gastos máximos de salida y elevación del agua en el vaso, para los 4 ejemplos de descarga controlada. Los gastos medios de salida son casi semejantes no siendo así para los volúmenes descargados. En este caso se recomienda aceptar los resultados del Método de Puls aunque los de Euler resultaron bastante buenos.

En los ejemplos 2,3,4 y 5 las diferencias podrían atribuirse a las siguientes razones :

- a) El ajuste de la curva elevaciones-capacidad útil del vaso, ya que en el Método de Puls se utilizó una ecuación lineal y en Euler una de tipo exponencial.
- b) El planteamiento matemático, siendo Euler más de naturaleza matemática que Puls.

Los tránsitos realizados con el Método de Euler presentan variaciones bruscas en los gastos de salida, no así para el método de Puls que ocurren en forma más o menos gradual. De ahí la forma de los hidrogramas de salida. Por esto, son más confiables los obtenidos con este último, pero de cualquier manera el tener los del Método de Euler sirve para hacer una comparación.

Aún cuando algunos valores de la ecuación de ajuste a la curva elevaciones-capacidades del vaso no son totalmente iguales a los reales, su influencia en el cálculo, en el caso de Puls, no tiene mucha significación.

Se considera que los programas para condición de descarga libre son útiles en diseño; a su vez, los relativos a descarga controlada por compuertas lo son en operación. Estos últimos son susceptibles de ser modificados o ampliados, según sea la necesidad. Su manejo requiere conocimientos en Hidráulica y Lenguaje Basic para una buena comprensión. Se espera que el trabajo en su totalidad sirva a profesores, estudiantes y profesionales de Ingeniería Hidráulica.

Aunque las reglas de operación de compuertas no se trataron a fondo en la tesis, se dan para éstas las siguientes recomendaciones :

- a) Incrementar en forma gradual la magnitud de la abertura y el número de compuertas abiertas durante el paso de la avenida.
- b) Realizar los movimientos a intervalos regulares de tiempo, por ejemplo, 24 horas.
- c) Los movimientos de cierre deberán ser paulatinos cuando el nivel de agua en el vaso comience a disminuir. - Esto es con el fin de evitar que nuevamente se eleve.
- d) Manejar la abertura máxima para todas las compuertas sólo en caso de avenidas extraordinarias.
- e) Realizar movimientos de reapertura sólo si es necesario.
- f) Tratar de mantener carga hidráulica alta para alimentar las turbinas.

Además se recomienda generar energía eléctrica durante el tránsito con el fin de aprovechar lo más posible el volumen de la avenida.

Por último, la hidrología es útil en operación de obras hidráulicas en la medida que sus técnicas se apliquen de modo razonable y realista; sobre todo en el caso de nuestro país, debe plantearse cuales de éstas son las más adecuadas tomando en cuenta condiciones geográficas, climatológicas, topográficas, etc.

En general se considera este trabajo como ilustrativo del fenómeno del tránsito de avenidas en vasos de centrales hidroeléctricas y ojalá logre despertar inquietudes en los estudiantes hacia la Ingeniería Hidráulica; cada día se hace necesario aprovechar más racionalmente el agua para satisfacer las necesidades de un país como el nuestro. Es necesario que surjan más y mejores preparados ingenieros en esta interesante rama de la Ingeniería Civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- **LINSLEY, KOHLER Y PAULUS**
 " HIDROLOGIA PARA INGENIEROS "
 EDITORIAL MC GRAW-HILL, MEXICO, 1977

- 2.- **APARICIO MIJARES, FRANCISCO JAVIER**
 " APUNTES DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE "
 U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA, MEXICO, 1987

- 3.- **GOMEZ, J. C.**
 " APUNTES DE METEOROLOGIA "
 SECRETARIA DE AGRICULTURA Y FOMENTO. DIRECCION DE ESTU-
 DIOS GEOGRAFICOS Y CLIMATOLOGICOS, SERVICIO METEOROLO-
 GICO MEXICANO. MEXICO 1952

- 4.- **CARDENAS H. J. ESTEBAN (APUNTES PERSONALES)**
 " TEMAS DE INGENIERIA HIDROLOGICA "
 DE LA CLASE DE HIDROLOGIA IMPARTIDA POR EL M.I. ERNES-
 TO VAZQUEZ FERNANDEZ, DURANTE EL SEMESTRE 86-I EN LA -
 FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.

- 5.- **COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**
 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.1.5.
 " RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO "
 SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 6.- **COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD**
 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.1.8.
 " TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS "
 SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 7.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.2.8.
" PLANEACION DE SISTEMAS DE APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 8.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.2.10
" OBRAS DE EXCEDENCIAS "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 9.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.2.1.
" CONSIDERACIONES GENERALES "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 10.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.1.9.
" SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 11.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.1.10.
" AVENIDA DE DISEÑO "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 12.- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, CAPITULO A.1.6.
" ANALISIS ESTADISTICO "
SECC. HIDROTECNIA, MEXICO 1983

- 13.- **CAMPOS ARANDA, DANIEL FRANCISCO**
" MANUAL PARA LA ESTIMACION DE AVENIDAS MAXIMAS EN CUEN-
CAS Y PRESAS PEQUEÑAS "
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS Y DE INGENIERIA
AGRICOLA PARA EL DESARROLLO RURAL, S.A.R.H. MEXICO 1982
- 14.- **SPRINGALL GALINDO, ROLANDO**
" APUNTES DE ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE -
DATOS HIDROLOGICOS "
U.N.A.M., FACULTAD DE INGENIERIA, MEXICO 1986
- 15.- **LOTHE, OLIVERA Y SCHUTZ**
" METODOS NUMERICOS "
EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1984
- 16.- **SPIEGEL, MURRAY R.**
" ESTADISTICA " SERIE SCHAUM
EDITORIAL MC GRAW-HILL, MEXICO 1970
- 17.- " ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS Y PROBABLES-
EN LA REPUBLICA MEXICANA "
S.A.R.H., MEXICO 1978