

CAPÍTULO I: METODOLOGÍA

I.1 Introducción

La metodología es la puerta de enlace entre la persona que realiza una investigación y el objetivo que se quiere alcanzar; son los principios que nos conducen de forma lógica por el camino más adecuado para lograr un fin. Por ello para fines de este trabajo, se incluyen en este capítulo aspectos fundamentales del manejo de conjunto de datos estadísticos y de la teoría de la probabilidad, así como generalidades sobre funcionamiento y características de vertedores, conceptos de hidrología aplicada a la obtención de avenidas de diseño, por varios métodos, y la comprobación de la validez de dichas avenidas a través de el tránsito de las mismas por el vaso de la presa, para observar un comportamiento adecuado de la estructura.

I.2 Conceptos de estadística y probabilidad básica

Los principios y conceptos que se involucran en el área de la estadística, aparte de tener una gran utilidad en la vida cotidiana, llegan a ser básicos e indispensables para comprender y asimilar el comportamiento de muchos de los fenómenos con los cuales se enfrenta un profesional del campo de la ingeniería.

La estadística ayuda a razonar de manera lógica y así tomar decisiones contemplando la incertidumbre y las posibles variaciones que pudiera tener un fenómeno. Si todo en la vida siguiera un patrón determinado y un fenómeno se repitiera idénticamente "n" número de veces, entonces la estadística no tendría razón de ser. Ya que se tendrían todos los datos e información que se requiriera con tan solo la observación y análisis de un solo evento de dicho fenómeno.

Pero como las leyes naturales, no son así de simples, es cuando la aplicación de los principios que se presentan a continuación adquiere gran relevancia en el estudio de muchos fenómenos.

Prácticamente todos los profesionistas, no siendo la excepción los ingenieros, tratan a diario con conjuntos de hechos suscitados o datos. La disciplina de la estadística nos facilita los métodos para organizar y resumir estos datos, y así poder sacar conclusiones sobre ellos (Referencia 4).

Cualquier investigación por lo común tiene que ver con la recabación de objetos o datos (muy bien definidos) que forman una población de estudio. Una población

para algún estudio pudiera ser todos los niños de cinco años que habitan una colonia, o los edificios que presentan daños después de un terremoto en cierta

Área. Cuando se cuenta con la misma información para todos los objetos de la población, se tiene lo que se llama un censo. Ya que hay casos en los cuales, aunque se ha dado una definición precisa de los objetos, la población resulta ser muy grande, haciendo inviable, por distintas razones, el levantar un censo, entonces se selecciona de una forma prescrita un subconjunto de esa población, una muestra. Por lo tanto se podría tener una muestra de los niños de cinco años que asisten al jardín de niños en una colonia, o los edificios de más de 5 pisos dañados después de un terremoto en una zona (Referencia 4).

Una variable es cualquier característica cuyo valor cambia entre los objetos de la población. Las variables suelen representarse por letras minúsculas, ejemplos de ellas son las variables x, y . Donde:

$x =$ *alumnos de ingeniería civil en la facultad de ingeniería.*

$y =$ *mujeres estudiantes de ingeniería civil en la facultad de ingeniería.*

Los datos son el resultado de observaciones efectuados en una sola variable, o también, de observar de modo simultaneo dos o más variables.

Un conjunto de datos univariados consiste en la observación de una sola variable. Por ejemplo la edad de los miembros de una familia.

Los datos bivariados se obtienen cuando se observan dos variables. Con el mismo ejemplo anterior, además de observar la edad, podría observarse la talla.

Ahora bien dentro de la estadística existen ramas, la estadística descriptiva y la estadística inferencial.

En un estudio después de obtener los datos, quizá se desee resumirlos y explicar sus particularidades mediante métodos de naturaleza gráfica; histogramas, diagramas de caja y dispersión, para lo cual se requieren métodos de estadística descriptiva.

Pero además de eso, una vez obtenida la información anterior, tal vez se quiera llegar a algún tipo de conclusión (realizar una inferencia de cierto tipo) acerca de la población. Es decir, la muestra fue el medio para generalizar el comportamiento de toda la población, para ellos se emplea la estadística inferencial.

Una materia casi inherente a la estadística, cuando se va a obtener una inferencia de toda la población a partir de la muestra es la probabilidad. Ya que ayuda a comprender mejor cómo se desarrollan y utilizan los procedimientos inferenciales. Tanto la probabilidad como la estadística tratan en campos donde intervienen poblaciones y muestras, pero lo hacen de manera opuesta.

En un problema de probabilidad se supone que se conocen las propiedades de la población y se responden preguntas en relación a la muestra de esta población. En los problemas estadísticos, el experimentador dispone de las características de la muestra y se procesa para obtener conclusiones en cuanto a la población. Dicha relación se trata de expresar en la Figura I-1 (Referencia 4).

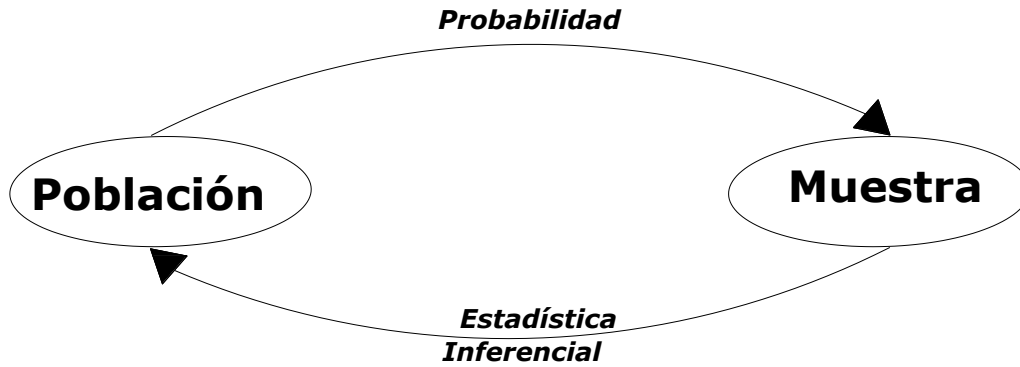


Figura I-1. Relación Estadística-Probabilidad

I.2.1 Medidas de tendencia central

Aunque la presentación visual del resumen de datos es muy útil, el análisis más formal de los datos requiere calcular e interpretar medidas de resumen numéricas, es decir, a partir de los datos se extraen cantidades que pueden caracterizar a la muestra. Dichos parámetros son la media, mediana y moda (Referencia 4 y 9).

I.2.1.1 La media

Para la mayoría de los conjuntos de datos numéricos $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ la medida de tendencia central más común y a veces más útil es la media, o también llamado promedio aritmético del conjunto. Ya que generalmente se considera a las x_i como partes de una muestra, se hace referencia al promedio aritmético como la media muestral y se denota como \bar{x} .

La media muestral de un conjunto de observaciones $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ está dada por:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots\dots\dots(10)$$

Una de las interpretaciones físicas de \bar{x} demuestra cómo esta mide la localización (centro) de una muestra. De igual manera que \bar{x} representa el valor promedio de las observaciones en una muestra, se puede calcular el promedio de los valores de la población entera. A este promedio se le llama media poblacional y se denota por medio de la letra griega μ .

La media muestral tiene una deficiencia que la hace una medida inapropiada del centro bajo ciertas circunstancias, una de ellas es la presencia de un dato atípico en las observaciones, que dista mucho del comportamiento de los demás, es decir, que éste adquiere un valor mucho mayor o mucho menor que los demás (Referencia 4 y 9).

I.2.1.2 La mediana

La palabra mediana es sinónimo de “mitad”, la mediana muestral es el valor que adquiere la variable que se ubica en el centro de los datos, cuando estos se agrupan de menor a mayor (incluso los valores repetidos de manera que todos aparezcan en la lista), si se denotan las observaciones como $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ se usa el símbolo \tilde{x} para la representación de la mediana muestral (Referencia 3 y 4).

\tilde{x} = único valor medio si n es impar

\tilde{x} = promedio de los valores medios si n es par

Análogo a la media, la mediana poblacional se denota como $\tilde{\mu}$.

I.2.1.3 La moda

En un registro de datos, también es muy útil saber cuál de ellos es más recurrente, por lo que se tiene otra medida de tendencia central, llamada moda, que es el valor que la variable adquiere mayor número de veces en la muestra (Referencia 9).

I.2.2 Medidas de dispersión

El tener las medidas de tendencia central, no garantiza el conocer las características particulares de una muestra, ya que más de una muestra puede tener las mismas medidas de tendencia central, pero su distribución puede ser muy distinta una de otra. Es decir, las muestras varían de distinta forma, aun con la misma media, mediana y moda (Referencia 9 y 10).

La medida más sencilla de la variabilidad de una muestra es el llamado, rango o recorrido, el cual es la diferencia que existe en cuanto al máximo valor y el mínimo que existe dentro de la muestra.

Las más importantes medidas de variabilidad tienen que ver con las desviaciones que presenta la muestra a partir de la media, $(x_1 - \bar{x}), (x_2 - \bar{x}), \dots (x_n - \bar{x})$.

I.2.2.1 La varianza

La varianza muestral, que se denota por S^2 , se define como la media aritmética del cuadrado de las desviaciones respecto a la media (Referencia 8 y 9).

$$S^2 = \frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n - 1} = \frac{S_{xx}}{n - 1} \dots\dots\dots(11)$$

I.2.2.2 La desviación estándar

La desviación estándar muestral, representada por S , nos dice cuanto se separan los datos de la media, es la raíz cuadrada (positiva) de la varianza (Referencia 8 y 9).

$$S = \sqrt{S^2} \dots\dots\dots(12)$$

I.2.3 Función de distribución de probabilidad

La distribución de probabilidad para una variable aleatoria X , es un conjunto de pares ordenado $(X, f(X))$, en donde $f(X)$ es la función de probabilidad de X (cuando X es discreta) o función de densidad de probabilidad de X (cuando X es continua), por lo que la función de distribución, nos da la probabilidad de que una variable aleatoria, tome valores menores o igual a un cierto valor fijo x (Referencia 2 y 9).

Algunas de las funciones de distribución de probabilidad generalmente utilizadas en hidrología son:

- *Normal*
- *Lognormal*
- *Pearson III*
- *Gumbel*
- *Gumbel para dos parámetros*
- *Exponencial*
- *Gamma*

Las funciones Normal y Lognormal son apropiadas para aquellas variables que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis. Las funciones Gumbel se desarrollaron para tratar los valores extremos de la variable, como los pueden ser, gastos máximos o mínimos. Y la Pearson, se encuentra intermedia entre los anteriores casos (Referencia 2).

En este texto, se plantean las justificaciones de las distribuciones Gumbel, por ser las que se utilizan en el desarrollo del análisis de los datos, para este caso.

I.2.3.1 Distribución Gumbel

Para una variable aleatoria, se dice que tiene una función de distribución Gumbel (Figura I-2) si:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(13)$$

$F(x)$: Probabilidad de no excedencias

Donde y es una variable reducida que se obtiene de:

$$y = \alpha(x - \beta)$$

Donde:

α y β son los parámetros de forma y escala.

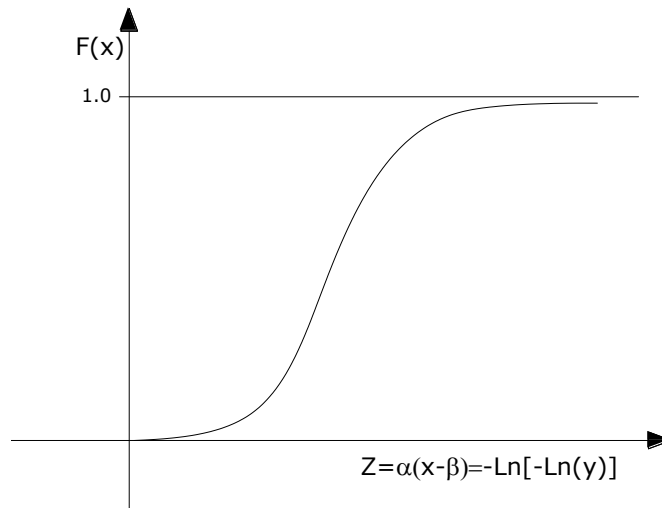


Figura I-2. Función de Distribución Gumbel

La función de distribución Gumbel se utiliza, entre otras cosas, para determinar la probabilidad de que se presenten grandes avenidas, debido a que se ha demostrado que se ajustan a los valores extremos (Referencia 9).

Con lo cual la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots(14)$$

Donde α y β son los parámetros de la función. Y pueden calcularse como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \dots\dots\dots(15)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S \dots\dots\dots(16)$$

Pero sin olvidar que existen otras opciones de cálculo.

En la Figura I-2, se muestra en el eje de las abscisas el término $-\ln[-\ln(y)]$, pues es una forma que permite comparar valores medidos con los de la función ajustada, despejando el término $\alpha(x - \beta)$ de la función de distribución de la ecuación (13):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

$$\ln \ln \left(\frac{1}{F(x)} \right) = -\alpha(x - \beta)$$

$$-\ln \ln \left(\frac{1}{F(x)} \right) = \alpha(x - \beta)$$

$$Z = -\ln \ln \left(\frac{1}{F(x)} \right) \dots\dots\dots(17)$$

Realizando dicha reducción a la variable Z , se tiene una gráfica lineal, con el valor de Z en las abscisas y los valores x en las ordenadas (Figura I-3). Dicho valor Z , puede también relacionar al periodo de retorno Tr , en años, en lugar de la función de distribución, mediante la siguiente relación:

$$F(x) = \frac{Tr - 1}{Tr} \dots\dots\dots(18)$$

$$\frac{1}{F(x)} = \frac{Tr}{Tr - 1} \dots\dots\dots(19)$$

$$Z = -\ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right) \dots\dots\dots(20)$$

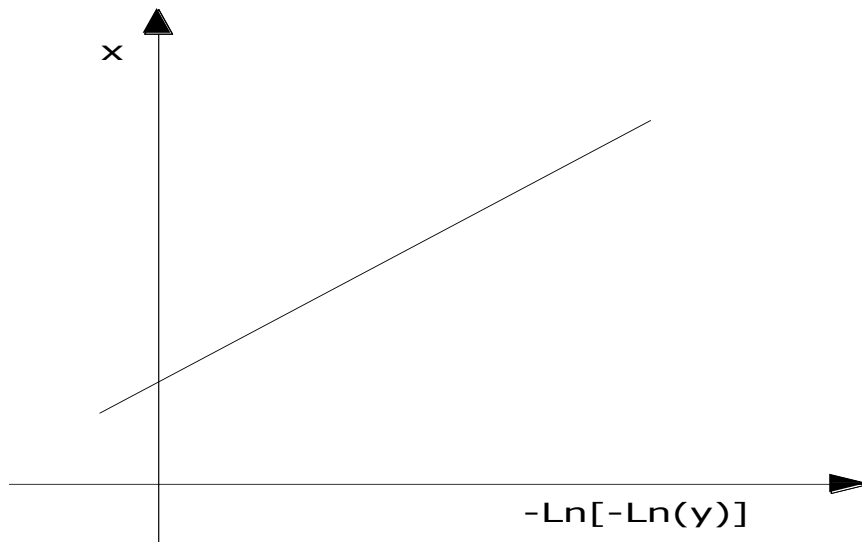


Figura I-3. Gráfica de Función de Distribución Gumbel, con variable Z

I.2.3.2 Distribución Doble Gumbel

En el país se presenta mucho el caso, en que los gastos máximos anuales pertenecen a dos poblaciones diferentes: la primera es la formada por los gastos producidos por precipitaciones relacionadas con fenómenos meteorológicos dominantes en cada región y la segunda es la formada por gastos originados por precipitaciones ciclónicas, generalmente mayores que los primeros, o por eventos de tipo invernal como las equipatas.

Es entonces, para cuando existen dos poblaciones de datos la siguiente distribución de probabilidad:

$$f(x) = p\alpha_1 e^{-e^{-y_1}} + (1-p)\alpha_2 e^{-e^{-y_2}} \dots\dots\dots(21)$$

$$y_1 = \alpha_1(x - \beta_1)$$

$$y_2 = \alpha_2(x - \beta_2)$$

Donde los subíndices 1 y 2 se refieren a las funciones de distribución de probabilidad de cada una de las poblaciones (gastos producidos por tormentas ciclónicas y no ciclónicas) y p la probabilidad de que en un año el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica. El valor de p será entonces:

$$p = \frac{N_n}{N_T} \dots\dots\dots(22)$$

Donde, N_n es el número de años de registro en que el gasto máximo no se produjo por una tormenta ciclónica y N_T es el número total de años de registro.

La función de distribución (Figura I-4) se presenta completa, de la siguiente manera:

$$f(x) = p\alpha_1 e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} + (1-p)\alpha_2 e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \dots\dots\dots(23)$$

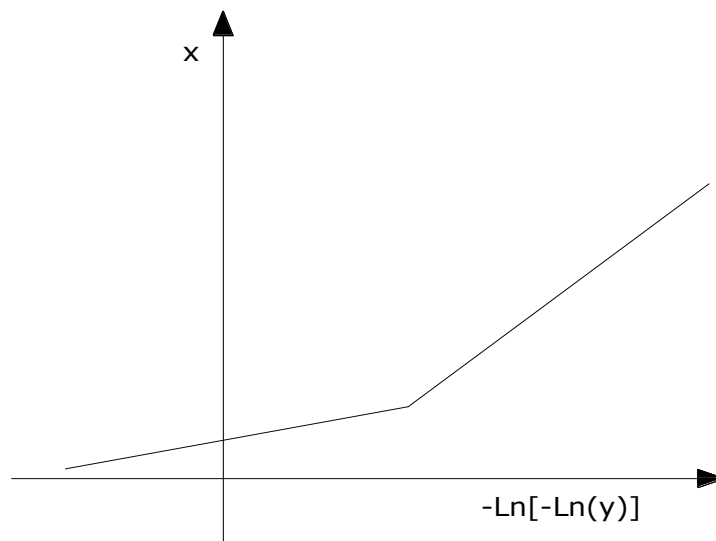


Figura II-4. Gráfica de Función de Distribución Doble Gumbel, con variable Z

I.3 Conceptos generales sobre vertedores

Como ya se mencionó las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa, que tiene como función esencial permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes que se presentan en el aprovechamiento.

Cuando en un flujo de agua se ha determinado una sección de control, en donde se lleva a cabo la descarga del líquido y esta se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre dicha descarga, recibe el nombre de vertedor; el cual puede presentar diversas características según las necesidades de la descarga (Referencia 11).

También ya antes se mencionó que la capacidad de la obra de excedencias está determinada por la avenida de diseño, las características del vaso así como también la política de operación de la propia obra, la cual se puede expresar como:

$$V_E = V_s + \Delta V_a \quad \dots\dots\dots(24)$$

$$V_s = V_E - \Delta V_a \quad \dots\dots\dots(25)$$

Donde:

$V_E =$ Volumen de agua que entra al vaso en un lapso de tiempo [m^3]

$V_s =$ Volumen de agua que sale del vaso en un lapso de tiempo [m^3]

$\Delta V_a =$ Variación del volumen de agua almacenado en el vaso en el mismo lapso de tiempo [m^3]

I.3.1 Vertedores de excedencias

A continuación se mencionan algunos de los tipos de vertedores para obras de excedencias, que existen (Referencia 14).

I.3.1.1 Vertedor de pared delgada

Cuando la descarga se realiza sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con la arista por donde derrama el agua, aguda, el vertedor se llama de pared delgada (Figura I-5).

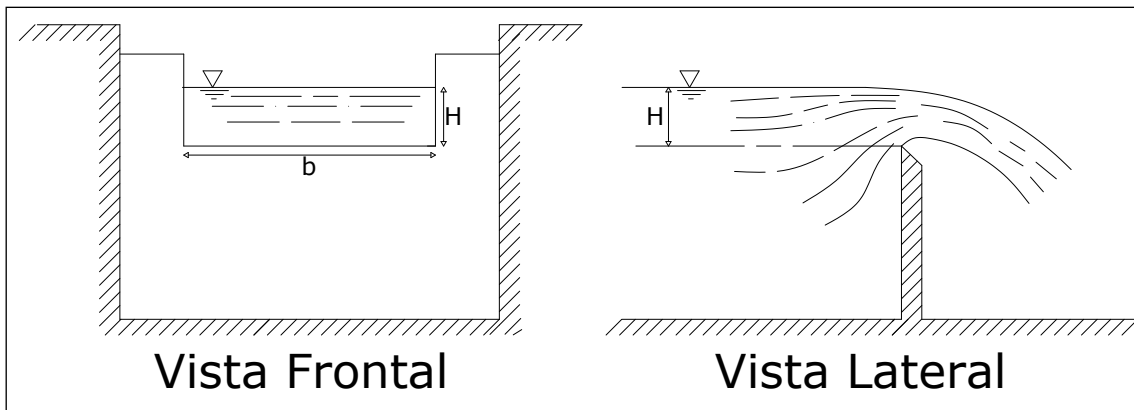


Figura I-5. Vertedor de Pared Delgada

I.3.1.2 Vertedor de pared gruesa

Cuando a la descarga, el contacto entre la lamina vertiente y la pared, es más bien toda una superficie, el vertedor es de pared gruesa (Figura I-6).

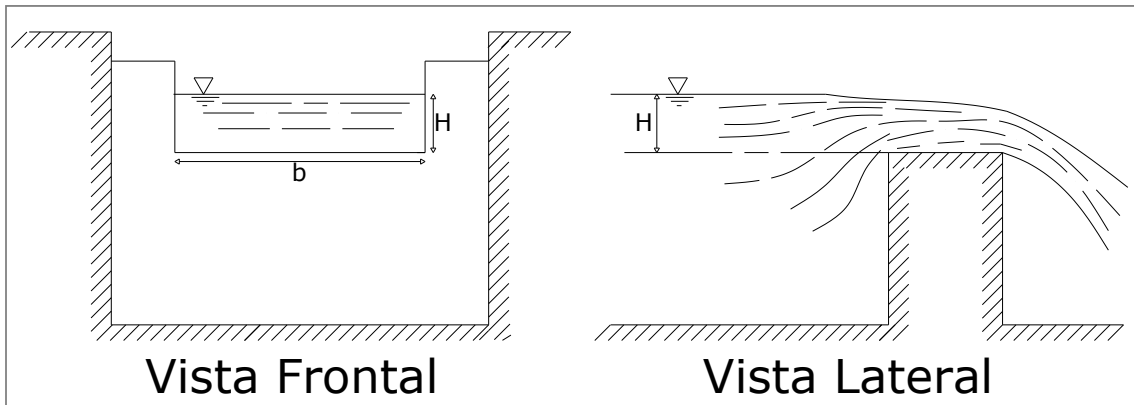


Figura I-6. Vertedor de Pared Gruesa

I.3.1.3 Cresta vertedora libre (Cimacio tipo Creager)

Es la obra de excedencias más usual, con perfil del cimacio tipo Creager (Figura I-7), el cual se deriva del perfil inferior que adopta la lámina vertiente de agua cuando esta es descargada por un vertedor de pared delgada y se ha despegado de la pared del mismo vertedor. La cresta vertedora generalmente se encuentra a la elevación del NAMO. Se analiza este tipo de obras para determinar la elevación del NAME, el volumen del superalmacenamiento y el gasto de diseño del vertedor.

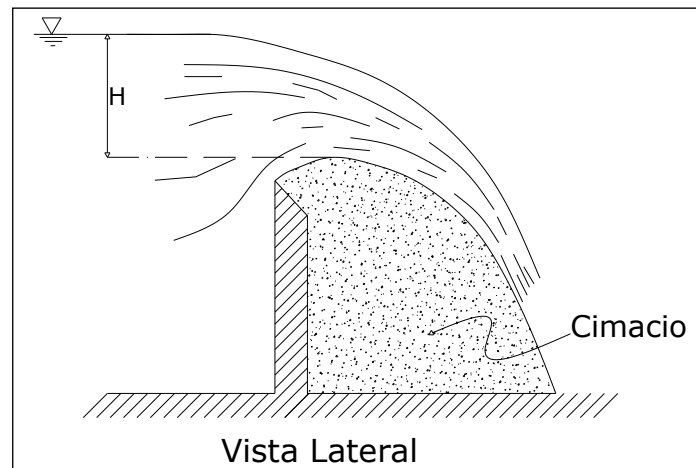


Figura I-7. Vertedor Tipo Creager

I.3.1.4 Vertedor de caída libre

Este tipo de vertedores se asocia a los que tienen cortina de arco, o de contrafuertes (Figura I-8), en las cuales el espesor de la cresta y la geometría, no sean favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior, y además tenemos la condición de que la roca de cimentación es resistente a la erosión, podemos dejar caer libremente el agua sin protección, en caso contrario se debe implementar un dissipador de energía o tanque amortiguador.

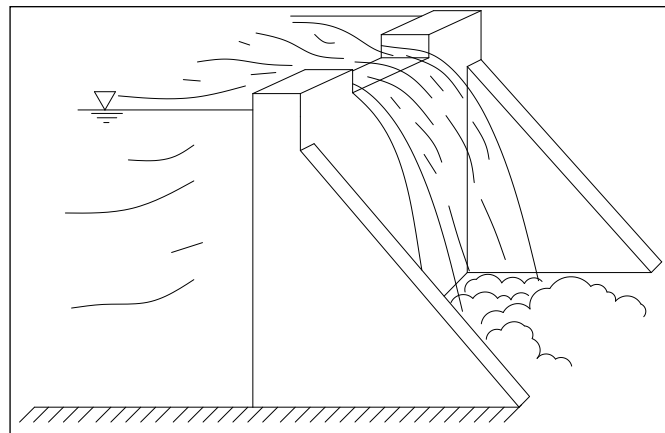


Figura I-8. Vertedor de Caída libre (Presa de Contrafuertes)

I.3.1.5 Cortina vertedora con caída rápida

Este tipo de obras se encuentran en una sección reducida de una cortina de tipo gravedad (Figura I-9), en la cual se permite el paso del flujo del agua. En estas la cresta se forma para que se ajuste a la vena líquida, en condiciones de gasto máximo. En condiciones favorables, la parte inferior de la descarga se puede diseñar como un deflector o salto de esquí.

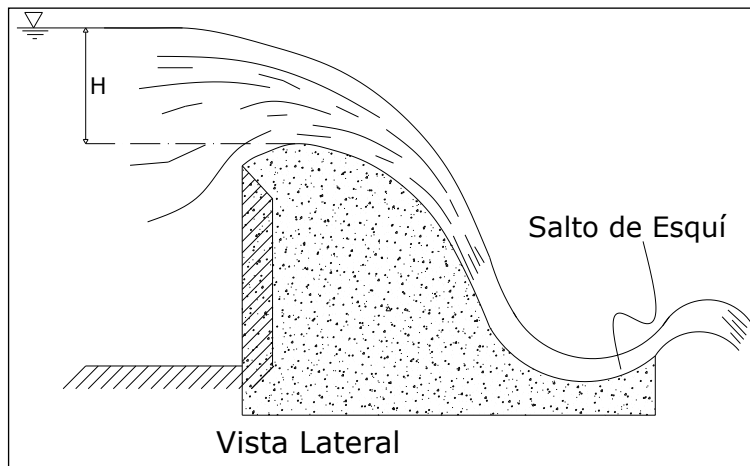


Figura I-9. Vertedor en Rápida (salto de esquí)

I.3.1.6 Vertedores con tiro vertical

Estos vertedores tienen una entrada de tipo embudo que se conecta a un túnel, en cuyo extremo inferior puede existir un deflector o una estructura disipadora de energía. Este tipo de obras se asocia a presas con vaso de almacenamiento muy encañonados, gastos relativamente pequeños y que el agua que fluye está libre de objetos que pudiesen obstruirlos.

I.3.1.7 Vertedor de canal lateral

Este tipo de vertedores tiene la particularidad de que el eje del canal en el que se descarga es paralelo o casi paralelo al eje de la sección vertedora, la cual a su vez es paralela o casi paralela al eje de la corriente (Figura I-10).

Para realizar su análisis hidráulico se parte de que toda la energía del agua que pasa por el vertedor, se disipa en turbulencias, y la pendiente en el canal lateral o canal colector, debe ser suficiente para acelerar el agua en dirección del flujo en el canal de descarga.

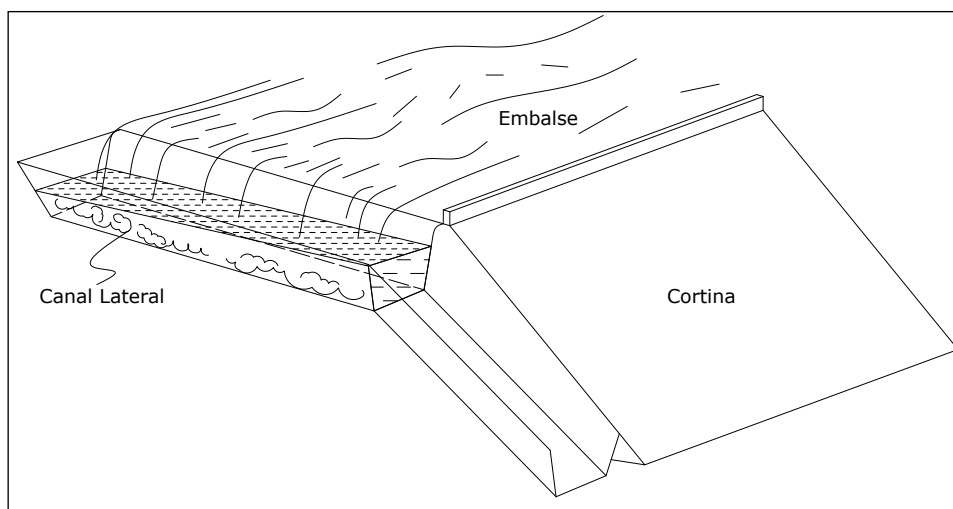


Figura II-10. Vertedor de canal lateral.

I.3.1.8 Vertedor de abanico

Este tipo de vertedores viene a ser la estructura de un cimacio en curva cóncava en relación a la dirección del flujo, que descarga a un tanque cuya geometría provoca un salto hidráulico al pie del cimacio y en consecuencia un escurrimiento lento sobre el canal de salida (Figura II-11).

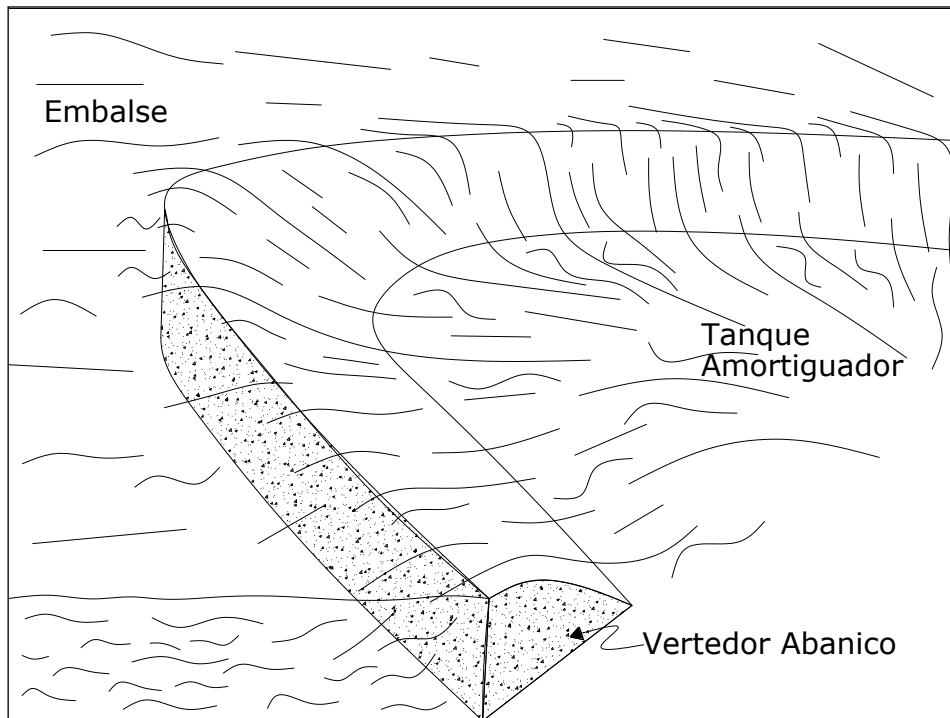


Figura II-11. Vertedor de abanico

I.3.2 Generalidades sobre el diseño de vertedores de excedencias

Partiendo de la idea del vertedor de pared delgada. En los vertedores de cresta aguda, sección rectangular y contracciones laterales, el gasto que fluye a través de él se encuentra con la expresión de Francis (Referencia 11).

$$Q = C_d LH^{3/2} \dots\dots\dots(26)$$

En donde

Q = Gasto descargado, en m³/s.

C_d = Coeficiente de gasto, (se utilizan coeficientes entre 1.8-2.2).

L = Longitud de la cresta, en m.

H = Carga efectiva sobre la cresta = Carga estática + carga de velocidad, en m.

Estas estructuras se tratan como masivas (o sea estructuras monolíticas de gran peso propio), ya que se ha rellenado con concreto la zona bajo la vena líquida, lo que teóricamente no modifica el estado de presiones. En estas condiciones la carga original H se ve disminuida una cantidad r con lo que $H_r < H$. Debido a esto el coeficiente C de la fórmula de Francis variará en función de la carga.

Tabla I-1. Valores del coeficiente C_d

Condiciones de carga	Valor del coeficiente C_d
> a la de diseño	1.8
= a la de diseño	2.0
< a la de diseño	2.2

Cuando existen pilas sobre el vertedor, la longitud de la cresta se ve reducida y la longitud efectiva esta dada por la expresión:

$$L = L_0 - 2(NK_p + K_a)H \dots\dots\dots(27)$$

En donde

L = Longitud efectiva, en m.

L_0 = Longitud real, en m.

N = Número de pilas.

K_p = Coeficiente de contracción por pila.

K_a = Coeficiente de contracción por muros extremos.

H = Carga efectiva, en m.

En los vertedores cuyo flujo se encuentra controlado por compuertas la capacidad de descarga se determina con la ecuación correspondiente a orificios, como es la siguiente:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(28)$$

Dicha ecuación es para alta carga, donde:

C = Coeficiente de Gasto.

A = Área del orificio bajo la compuerta, en m^2 .

H = Carga sobre el orificio, en m.

O bien, puede usarse la siguiente ecuación

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \dots\dots\dots(29)$$

Para cargas bajas, en donde:

g = Valor de la gravedad.

C = Coeficiente de gasto.

L = Longitud de la cresta del vertedor, en m (ancho de la compuerta).

H_1 = Carga mayor, en m.

H_2 = Carga menor, en m.

El coeficiente C cambia para distintas compuertas y así como para distintas formas del cimacio, además de que se afecta por las condiciones del flujo aguas arriba y aguas abajo, cuando dichas condiciones estén afectadas a su vez por las contracciones del orificio (Referencia 11).

I.4 Métodos para determinar avenidas de diseño

Existe diversidad de métodos que se han desarrollado para la obtención de avenidas de diseño, de los cuales se toman lo que son más comúnmente utilizados en México.

I.4.1 Método tradicional o de mayoración

Para la República Mexicana este es uno de los métodos mayormente utilizados. La avenida de diseño, por este método, se calcula mediante la mayoración del hidrograma de la máxima avenida histórica que se ha registrado en el área de estudio. Dicha mayoración se logra mediante la aplicación de un factor F que se obtiene del cociente del gasto medio máximo Q_{Tr} para el periodo de retorno con el que se diseñará, entre el gasto pico Q_p de la máxima avenida histórica, quedando como lo indica la ecuación (30).

$$F = \frac{Q_T}{Q_P} \dots\dots\dots(30)$$

Una vez teniendo este factor, se obtiene el hidrograma de la avenida de diseño Q_D , multiplicando cada una de las ordenadas de gasto Q_i , del hidrograma de la avenida histórica por el factor F obtenido anteriormente, esto es:

$$Q_D = FQ_i \dots\dots\dots(31)$$

Es importante mencionar que este método utiliza solamente el análisis de gastos máximos anuales; pero el volumen y la forma se consideran representados en la

avenida histórica. Dicha avenida no necesariamente corresponde a la forma de otras avenidas máximas anuales para el sitio de interés.

Además, si el vaso de almacenamiento es de poca capacidad, el volumen de la avenida no resulta tan importante, ya que la presa no tiene gran capacidad para regular, ahora bien, si la presa es de gran capacidad resulta importante elegir muy bien tanto el gasto máximo como volumen y forma de la avenida. Y así poder determinar un diseño de la obra de excedencias y política de operación, en caso de que se requiera (Referencia 13).

I.4.2 Método sudafricano

Este método se basa en un modelo matemático que produce familias de hidrogramas de gasto pico y volumen variable, para periodos de retorno contantes. Usa la distribución lognormal bivariada para describir la relación entre estas características.

Para ello se necesitan series de gastos máximos y volúmenes de escurrimiento de las avenidas máximas anuales. Estos datos se obtienen de varias estaciones, las cuales deben contar con un mínimo de 10 años de registro en una área no mayor a los 10 km².

Los volúmenes se calculan considerando el área bajo la curva del hidrograma que tenga como fronteras, el gasto pico, la curva de llenado Q_{ll} y la curva de vaciado Q_v , para ambas curvas los gastos deben ser superiores al 10% del gasto pico.

Ya que se tiene la muestra de gastos y volúmenes máximos anuales, se ajustan funciones marginales de distribución lognormal, además, se calcula la probabilidad conjunta de ambas variables normalizadas y estandarizadas, así como el coeficiente de correlación.

Una vez que se conoce la distribución de probabilidad conjunta de las variables, que en este caso son: volumen (x), gasto de pico (y), sean estandarizado y normalizado, se obtienen las funciones de distribución condicionadas $G(x/y)$ de que el volumen exceda un valor para gastos pico de 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y valores dados de coeficientes de correlación (0.70, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90, 0.95) (Referencia 12).

I.4.3 Método estadístico considerando volúmenes

El método estadístico se basa en un análisis estadístico del registro histórico de los volúmenes máximos (expresados en gastos medios) de entrada al sitio de estudio y también de la forma del hidrograma (Referencia 6).

Este método consiste en dos etapas:

- 1.-** Generación de la avenida máxima con un periodo de retorno determinado.
 - 2.-** Transito de dicha avenida por el vaso.
-

Para la primera etapa se realiza lo siguiente:

- Procedimiento de síntesis: a través de un proceso similar al análisis estadístico de los gastos máximos, se propone definir las avenidas máximas anuales.

Para considerar la forma de una avenida máxima de un año j cualquiera, se procede a:

- Definir una duración d , (1 día, 1 hora, 8 horas, etc.) la avenida máxima de este año j puede caracterizarse con las parejas de valores de tiempo y gasto promedio máximo asociado a dicha duración.
- Se definen duraciones de $1d, 2d, 3d, \dots, md$, con d tan pequeña y m tan grande como se requiera, de acuerdo al tamaño del vaso de la presa (como referencia, para una presa grande, puede manejarse $d=1$ día y m entre 5 y 20)
- Para cada una de estas duraciones se calcula el gasto medio máximo anual. Los valores medios diarios se designan como Q_{kj} , para $k=1, 2, 3, \dots, 365$ ó 366 días y para el año j .

Para encontrar el gasto medio máximo anual de la duración $d=i=1$ día, del registro se escoge el máximo:

$$G_{1j} = \text{máx}\{Q_{kj}\} \dots\dots\dots(32)$$

Para dos días seguidos, se requiere el gasto medio máximo anual, que resulta de la combinación de dos días adyacentes en todo el registro ($i = 2$), y ahora se usa la ecuación con $k=1, 2, \dots, 364$, cuando el año es de 365 días.

$$G_{2j} = \frac{1}{2} \text{máx}\{Q_{kj} + Q_{k+1j}\} \dots\dots\dots(33)$$

Aplicando el mismo principio para una duración $i = md$, la ecuación es:

$$G_{mj} = \frac{1}{i} \text{máx}\{Q_{kj} + Q_{k+1j} + \dots + Q_{mj}\} \dots\dots\dots(34)$$

Y $k=1, 2, \dots, 365-m$.

- La secuencia de valores $G_{1j}; G_{2j}; \dots; G_{mj}$, sintetiza la forma de la avenida máxima del año j .

La repetición de los pasos 2 a 4 determina la forma de las avenidas máximas de otros años hasta llegar al año n .

Tabla I-2. Gastos medios máximos anuales (Procedimiento de síntesis)

Año	Duración (en unidades de tiempo)					
	1	2	3	...	m-1	m
j						
1	$G_{1,1}$	$G_{2,1}$	$G_{3,1}$...	$G_{m-1,1}$	$G_{m,1}$
2
3
.
.
n-1	$G_{1,n-1}$	$G_{2,n-1}$	$G_{3,n-1}$...	$G_{m-1,n-1}$	$G_{m,n-1}$
n	$G_{1,n}$	$G_{2,n}$	$G_{3,n}$...	$G_{m-1,n}$	$G_{m,n}$

- Extrapolación estadística: se extrapolan las avenidas máximas. Los conjuntos de valores $G_{m,1}; G_{m,2}; \dots, G_{m,n}$ obtenidos para una duración fija (Tabla I-2), se emplean para ajustar funciones de distribución de probabilidad. Es recomendable probar con distintos tipos de estas funciones y elegir la de mejor ajuste.

Una vez definida la función de distribución, se obtiene el valor $Q_m(T)$ del gasto medio máximo asociado a un periodo de retorno T (Tabla I-3)

Tabla I-3. Gasto máximo asociado a cada periodo de retorno.

Tr	Duración (en unidades de tiempo)				
	1	2	...	m-1	m
2	$Q_1(2)$	$Q_2(2)$...	$Q_{m-1}(2)$	$Q_m(2)$
.
R	$Q_1(R)$	$Q_2(R)$...	$Q_{m-1}(R)$	$Q_m(R)$
.
1000	$Q_1(1000)$	$Q_2(1000)$...	$Q_{m-1}(1000)$	$Q_m(1000)$

- Procedimiento de desagregación: este procedimiento comienza con establecer una secuencia en la que se cumpla el requisito de que el valor máximo sea igual a $Q_1(T)$; el máximo promedio de dos valores sucesivos

$Q_L(T), Q_{L+1}(T)$ sea igual a $Q_2(T)$; el máximo promedio de m valores sucesivos $Q_L(T), Q_{L+1}(T), \dots, Q_{L+m-1}(T)$ sea igual a $Q_m(T)$. El cálculo se presenta en la Tabla II-4, que se forma

- 1) En la columna uno se anotan las duraciones consideradas.
- 2) En la columna 2 aparecen los valores de gasto medio para el periodo de retorno T que interesa para cada duración considerada (se toman de la Tabla I-3)
- 3) En la columna 3 se presentan los gastos (para la duración d), que se obtiene de las ecuaciones que muestra la Tabla I-4:

Tabla I-4. Ordenamiento de la secuencia no sintética

Duración d	$Q_d(T)$	$q_k = q_d$
1	$Q_1(T)$	$q_1 = Q_1(T)$
2	$Q_2(T)$	$q_2 = 2Q_2(T) - Q_1(T)$
3	$Q_3(T)$	$q_3 = 3Q_3(T) - 2Q_2(T)$
.	.	.
.	.	.
.	.	.
$m - 1$	$Q_{m-1}(T)$	$q_{(m-1)} = (m - 1)Q_{(m-1)}(T) - (m - 2)Q_{(m-2)}(T)$
m	$Q_m(T)$	$q_m = mQ_m(T) - (m - 1)Q_{(m-1)}(T)$

$$q_1 = Q_1(T) \quad \text{para } k = 1 \quad \dots\dots\dots(35)$$

$$q_k = kQ_k(T) - (k - 1)Q_{k-1}(T) \quad \text{para } 1 < k \leq m \quad \dots\dots\dots(36)$$

Donde

q_k : es el gasto en el tiempo k .

$Q_k(T)$: es el gasto medio máximo para una duración igual a k .

Para terminar los gastos q_k calculados de las ecuaciones anteriores se pueden arreglar para dar la forma de la avenida de diseño, de acuerdo a dos criterios, el de la avenida histórica o por el procedimiento sistemático.

- ✓ El primero, *procedimiento de la avenida histórica*, la forma de la avenida se obtiene al arreglar los gastos q_k de acuerdo a la presentación de los gastos

(medios en la duración d) de la avenida histórica que, por su volumen y gasto sea considerada de más importancia.

- ✓ El segundo, *procedimiento sistemático*, para obtener el arreglo de gastos q_k que defina la forma del hidrograma se siguen estos pasos:
 1. Los gastos (medios para la duración d) de cada avenida máxima registrada se ordenan de mayor a menor.
 2. Se les asigna un número de acuerdo con el lugar en que aparecen en el acomodo anterior.
 3. Se seleccionan 3 ó 4 valores alrededor del gasto pico para cada periodo de retorno (de 4 a 8 opciones de combinación), de la Tabla I-4. Las opciones de combinaciones para generar el hidrograma sintético son $2^{(n-1)}$, donde n es el número de valores que se consideren alrededor del pico.
 4. El ordenamiento asignado a los gastos de las avenidas máximas anuales registradas (paso 1) deben ser semejantes con una de las opciones posibles.
 5. Con los gastos correspondientes a la Tabla I-3, se construye una avenida para cada opción de ordenamiento. Posteriormente, se transita cada una de ellas por el vaso de la presa para obtener el gasto máximo de descarga.
 6. El gasto de diseño del vertedor se obtiene mediante la expresión (Referencia 1).

$$Q_d = \sum_{k=1}^x Q_{s_{max}} f(k) \dots\dots\dots(37)$$

Donde:

- Q_d = es el gasto máximo de descarga o de diseño del vertedor.
- $Q_{s_{max}}$ = es el gasto máximo de descarga para la opción de ordenamiento k .
- $f(k)$ = es la frecuencia relativa de la opción de ordenamiento k .
- x = es el número total de opciones de ordenamiento.

I.4.4 Método del Instituto de Ingeniería

Este método fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en conjunto con la Comisión Federal de Electricidad. De alguna manera maneja el mismo principio que el método estadístico, partiendo de los datos históricos de gastos medios.

La importancia de este método radica en que, como se mencionó anteriormente, pocos son los que nos dan una aproximación adecuada de la forma del hidrograma, siendo éste, uno de ellos.

Ayuda a estimar la forma de la avenida de diseño con base en el análisis de los registros históricos de gastos medios diarios. Se hace un análisis para gastos medios diarios máximos para distintas duraciones, es decir, se hacen conjuntos de n días consecutivos, que se piensa dura la avenida, y de todas las posibles combinaciones se obtiene el máximo gasto promedio para cada año. Con lo que, por ejemplo, el gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual.

$$\bar{Q}_{Mn} = \max_i \left(\frac{\sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \dots\dots\dots(38)$$

Donde:

\bar{Q}_{Mn} = es el gasto medio máximo para n días de duración, en m³/s.

Q_k = es el gasto medio diario el día k, en m³/s.

n = es la duración en días.

i = es el contador del día en que inicia el lapso de duración n.

Lo siguiente es obtener la función que mejor se ajuste a los datos de cada duración.

Y con base en esa distribución obtenida se determinan los gastos medios máximos para los distintos periodos de retorno.

La avenida de diseño se construye determinando de forma recursiva los gastos diarios, Q_n , a partir del concepto de gasto medio, o sea:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i \dots\dots\dots(39)$$

Y al desagregar los gastos correspondientes a cada duración, se obtienen los gastos individuales, un ejemplo se muestra en la Figura I-12.

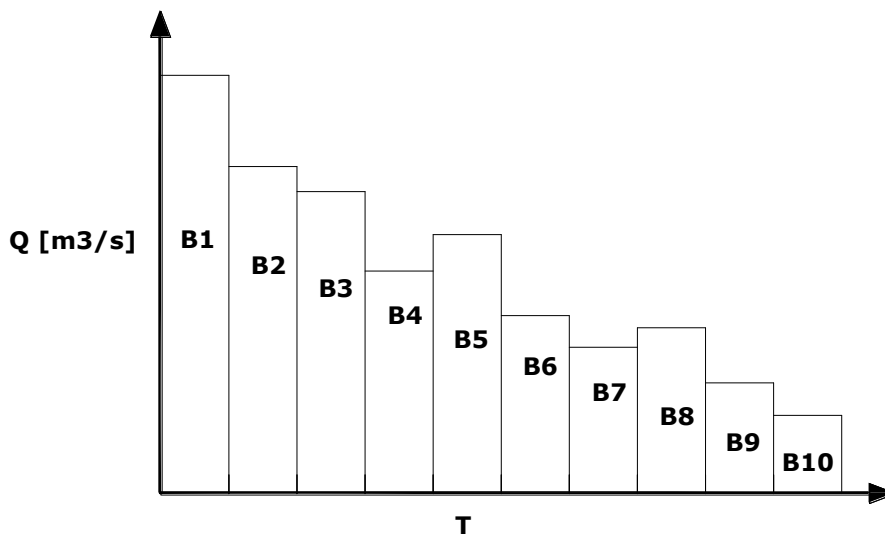


Figura I-12. Bloques que resultan de la desagregación de los gastos

Ahora bien, para determinar la forma que tiene el hidrograma de la avenida que sea el caso, se usa el método de alternancia de bloques. Que sugiere se forme el hidrograma, colocando a la mitad de la duración, el valor máximo de los gastos,

que viene a ser (Q_1), hacia delante de este en el eje de las abscisas el gasto (Q_2), hacia atrás el gasto (Q_3), y así sucesivamente, hasta el menor de los datos de gasto.

La forma en cómo quedan acomodados los bloques de la Figura I-12, se muestra en la Figura I-13.

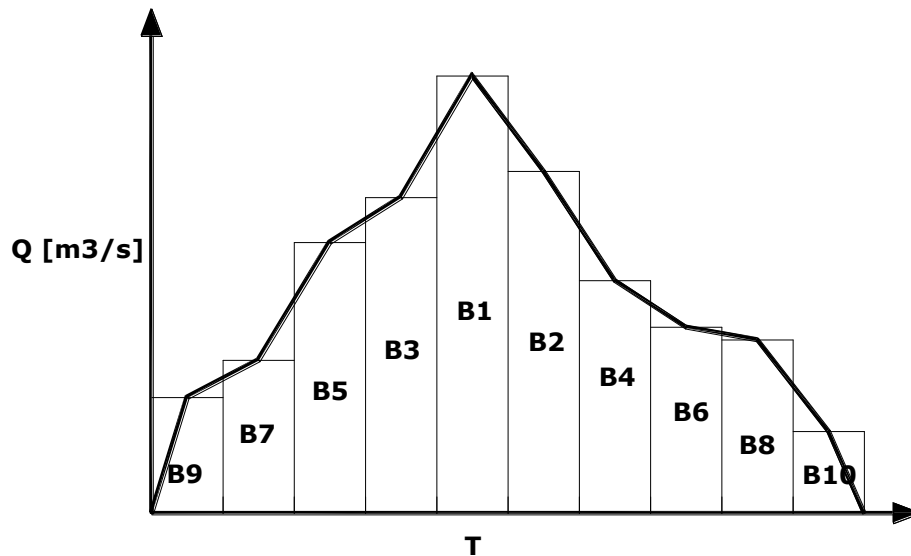


Figura I-13. Bloques alternados, que dan la forma a la avenida de diseño

Se ha objetado que con este método se considera que ocurren simultáneamente los máximos asociados a distintas duraciones y que esto puede llevar a un sobre dimensionamiento de los vertedores; sin embargo, el método parte de la hipótesis de que las condiciones críticas para el vertedor (gasto máximo de descarga y elevación del nivel máximo del agua) están asociadas a una duración que se desconoce a priori, de tal forma que al considerar todas las duraciones el método incluye dicha duración crítica (Referencia 5 y 12).

I.5 Métodos para realizar tránsito de avenidas en embalses

El concepto de almacenamiento y tránsito de avenidas es importante, pues es la base en que se sustenta el diseño de presas y otras obras de aprovechamiento y protección contra inundaciones.

Un vaso de almacenamiento sirve para que se regulen los escurrimientos producidos en un río, en otras palabras, el vaso almacena el volumen de agua que escurre en exceso en época de lluvias para ser usado en el estiaje.

Los principales niveles que se deben identificar en un vaso de almacenamiento son:

El NAMINO o NAMin (Nivel de Aguas Mínimas de Operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa, cuando esta es para irrigación o generación

eléctrica, es el nivel al que se encuentra la obra de toma. El volumen que queda debajo del NAMin, se denomina volumen muerto, lo almacenado debajo del nivel de la toma se llama volumen de azolves, se reserva para que ahí se sedimenten los materiales acarreados por la corriente, a lo largo de la vida útil de la presa. Los niveles entre los cuales la presa puede operar son el NAMin y el NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias), es el máximo nivel con que puede operar la presa, satisfaciendo las demandas. Cuando el vertedor de excedencias, no tiene dentro de su sistema de regulación compuertas, el NAMO coincide con la cresta vertedora. El volumen que existe entre el NAMin y el NAMO se llama capacidad o volumen útil. El NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias), es el nivel más alto aceptable que puede alcanzar el agua. El volumen ubicado entre el NAME y El NAMO se denomina superalmacenamiento o capacidad de control de avenidas. Sirve para que ahí se aloje el agua que escurre como consecuencia de una tormenta, ocurrida cuando el nivel del agua se encontraba cercano o exactamente a la altura del NAMO.

Los niveles característicos antes mencionados se muestran en la Figura I-14.

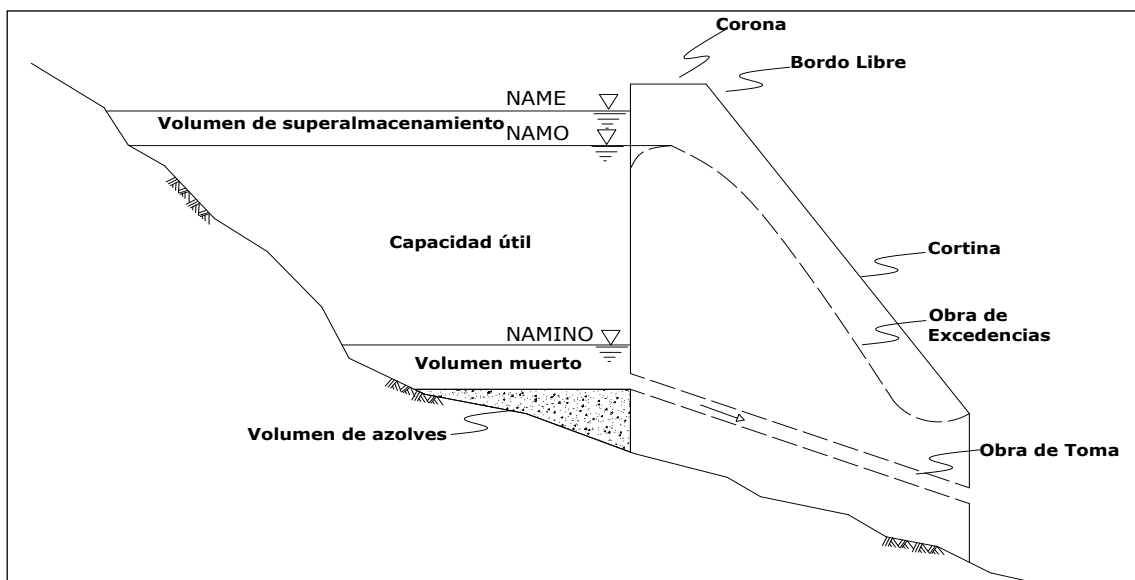


Figura I-14. Niveles característicos de una presa.

Ahora bien, el tránsito de avenidas en un vaso es un proceso que sirve para poder determinar el hidrograma de salida de una presa, partiendo del hidrograma de entrada, sus principales aplicaciones son:

1.- Conocer la evolución de los niveles en el vaso así como también de los gastos de salida por el vertedor de excedencias, y en caso de que la obra de excedencias cuente con compuertas, se puede observar si la política de operación empleada es adecuada para que no se ponga en peligro la seguridad de la presa y como consecuencia los bienes materiales y humanos aguas abajo.

2.- Dimensionar la obra de excedencias.

3.- Determinar el NAME, así como dimensionar las obras de desvío y ataguías.

Para el Tránsito de avenidas en vasos se usa comúnmente la ecuación de continuidad.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots(40)$$

Donde:

I= Gasto de entrada al vaso, m³/s.

O= Gasto de salida del vaso, m³/s.

$\frac{dV}{dt}$ = Variación del volumen almacenado en el tiempo.

Esta ecuación se puede discretizar como sigue:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \dots\dots\dots(41)$$

Los subíndices (i) e (i+1) son los valores al inicio y al final de un intervalo de tránsito Δt .

Una recomendación es usar un Δt igual a una decima parte del tiempo pico del hidrograma de entrada.

$$\Delta t \leq 0.1 t_p \dots\dots\dots(42)$$

Al realizar el tránsito de una avenida en un vaso los hidrogramas de entrada y salida son generalmente muy parecidos a los que se muestran a continuación (Figura I-15).

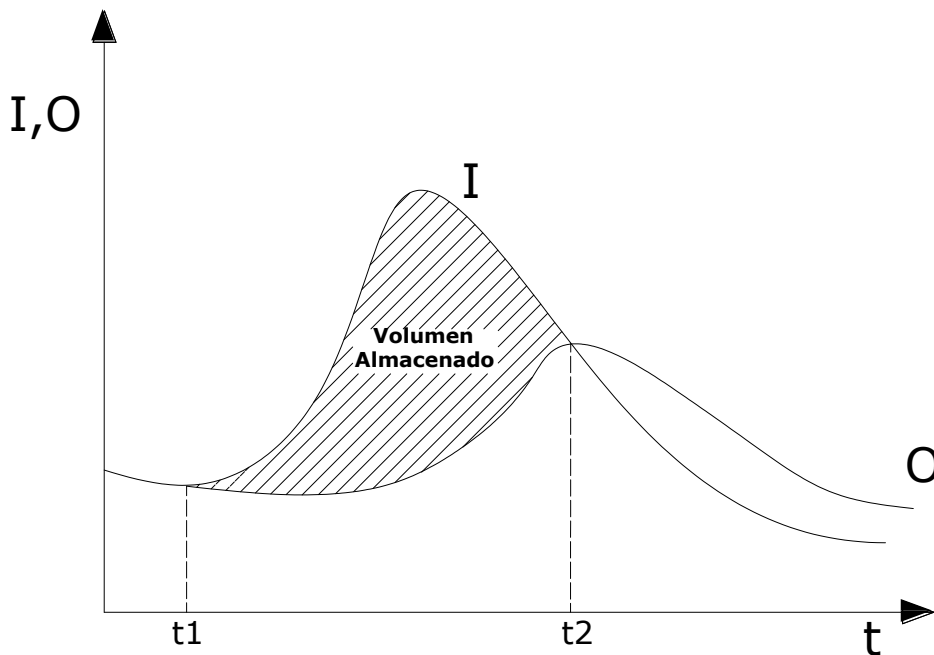


Figura I-15. Hidrogramas de Entrada y Salida

Antes del tiempo t_0 la entrada es igual a la salida. En el intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida, debido a ello el volumen almacenado aumenta al igual que el nivel en el vaso. Una vez llegado un tiempo t , se presenta el máximo almacenamiento y por consecuencia el máximo nivel en el almacenamiento. El área existente entre los dos hidrogramas en el intervalo (t_0, t_1) ,

$$V_s = \int_{t_0}^{t_1} (I - O) dt \quad \dots\dots\dots(43)$$

viene a ser el volumen máximo almacenado, o sea el superalmacenamiento requerido para dicha avenida de entrada que se transitó. Y el nivel que se presentó en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME que se necesita para esa misma avenida. Una vez que $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas y es entonces que el volumen en el vaso empieza a disminuir (Referencia 2).

En cualquier instante del tránsito de la avenida se conocen todas las condiciones en $i (I, Q \text{ y } V)$, y el fin es conocer las condiciones en el siguiente instante $i + 1$. Por lo que la ecuación de continuidad queda con dos incógnitas (Q_{i+1} y V_{i+1}), debido a esto se requiere de otra ecuación para tener un sistema determinado, y la ecuación necesaria es la que nos relaciona los gastos descargados por el vertedor con la carga hidráulica que se presenta sobre la cresta, la ecuación (26) que se presentó anteriormente.

Si se tienen compuertas operando durante el paso de la avenida se debe usar una regla de operación previamente establecida, lo que implica que el gasto de descarga será menor que el descargado libremente por el vertedor. Otra consideración importante es que si estará funcionando la obra de toma durante la avenida, y el gasto extraído es significativo en relación al descargado por la obra de excedencias, entonces el gasto de salida será:

$$Q = Q_v + Q_T \quad \dots\dots\dots(44)$$

Donde:

Q = gasto de salida, m^3/s .

Q_v = gasto descargado por vertedor, m^3/s .

Q_T = gasto extraído por la obra de toma, m^3/s .

I.5.1 Método semigráfico para el tránsito de una avenida

La ecuación de continuidad (41), se puede expresar de la siguiente forma:

$$I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \dots\dots\dots(45)$$

En la que las incógnitas se han colocado del lado derecho, debido a que V_{i+1} y O_{i+1} dependen del nivel en el vaso, conviene antes de transitar la avenida trazar una grafica auxiliar donde se relaciona $\frac{2V}{\Delta t} + O$ con la O para cada elevación. Proponiendo el siguiente método para trazar dicha grafica.

- a) Se fija el Δt que se utilizará el cálculo.
- b) Se fija una carga sobre el vertedor.
- c) Calcular O con las ecuaciones (26) y (44)
- d) Se determina V con la curva de elevaciones-volúmenes.
- e) Calcular $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- f) Se regresa al punto b tanto como sea conveniente para tener suficientes puntos.
- g) Dibujar la curva.

Una vez que se tiene la curva, se sigue el siguiente proceso para transitar la avenida

- a) Se fija un nivel inicial en el vaso E_i . Preferiblemente este nivel sería el NAMO, para que el transito se realice en las condiciones más desfavorables.
- b) Se calculan las salidas O_i y el volumen V_i que corresponde a la elevación E_i .
- c) Calcular $\frac{2V}{\Delta t} + O$
- d) Usando los gastos I_i y I_{i+1} , se calcula $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$ usando la ecuación de continuidad (45)
- e) Con el resultado anterior y la curva $\frac{2V}{\Delta t} + O$ contra O se determina O_{i+1}
- f) Se resta O_{i+1} dos veces de $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$ con lo que se tiene $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$.
- g) Se pasa al siguiente intervalo (se iguala $i = i + 1$) y se regresa al paso d) tantas veces como se necesite para terminar con el hidrograma de entrada. (Referencia 2).

I.5.2 Método numérico

Los datos conocidos serán: I_i , E_i , V_i , O_i (gasto de entrada, elevación en el almacenamiento, volumen almacenado y gasto de salida, todos en el instante inicial) y Δt .

Este método usa un procedimiento de aproximaciones sucesivas, en el que se calcula el volumen y el gasto de salida en el instante $i + 1$. Lo cual se consigue, suponiendo que el gasto de salida es igual al que se tuvo en el instante anterior, con lo que se calcula en una primera aproximación el volumen almacenado V_{i+1} . Una vez que se tiene este volumen y utilizando la curva elevaciones-volúmenes, correspondiente al vaso, se determina la elevación correspondiente a dicho volumen, y con ella una nueva estimación del gasto de salida. Ahora con este nuevo gasto de salida O_{i+1} se calcula un nuevo volumen y, si es igual al calculado en la anterior iteración, ese es el resultado buscado, y ahora se puede pasar al siguiente intervalo (Referencia 2).

- Lo que se transitará serán los gastos I del hidrograma de entrada, de la avenida que se desee, en este caso la avenida de diseño, para un determinado periodo de retorno, en m^3/s .
- Utilizar la ecuación (45), que se puede expresar de la siguiente forma:

$$V_{i+1} = [(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})] \frac{\Delta t}{2} + V_i \dots\dots\dots(46)$$

Donde

I_i, I_{i+1} : Gastos de entrada al vaso en el instante inicial y final del intervalo en, m^3/s .

O_i, O_{i+1} : Volúmenes almacenados en el vaso en el instante inicial y final del intervalo en, m^3

V_i, V_{i+1} : Volúmenes almacenados en el vaso en el instante inicial y final del intervalo en, m^3 .

Δt : Intervalo de análisis para el tránsito, en s.

Condiciones iniciales

Para $t = 0 [s]$, que corresponde a las condiciones en el instante $i = 0$, obtener I_i , I_{i+1} , O_i y calcular V_i con la ecuación de la curva elevaciones-capacidades.

- a) Para $t = 1 [h]$, sería por ejemplo el instante $i + 1$, suponer que $O_{i+1sup} = 0$.
- b) Calcular V_{i+1} , con la ecuación (46), E_{i+1} con la curva elevaciones capacidades y $O_{i+1calc}$ con la ecuación (26).
- c) Comparar los gastos O_{i+1sup} y $O_{i+1calc}$, si son diferentes pasar el inciso d) y si son iguales pasar al inciso e).
- d) Proponer el gasto $O_{i+1calc}$ como un nuevo gasto O_{i+1sup} y repetir los incisos a) al c).
- e) El gasto $O_{i+1calc}$ es el gasto en el instante $i + 1$ y se puede pasar al siguiente instante de análisis, en el cual se conocen las características del instante i , que corresponden al gasto O_i y se desconoce el gasto O_{i+1} en el instante $i + 1$
- f) Repetir los incisos a) al e).

Se calculan los gastos O del hidrograma de salida medido, con las cargas h_s del vertedor, aplicando la ecuación (26). En la Tabla I-5 se presenta el resumen de la secuencia de cálculos.

Tabla I-5. Tabla de cálculo para el método numérico

Variables conocidas							Valor supuesto	(46)		(26)
I	t	I_i	O_i	V_i	E_i	I_{i+1}	O_{i+1sup}	V_{i+1}	E_{i+1}	$O_{i+1calc}$
	[h]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³]	[m]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³]	[m]	[m ³ /s]
0	0									
1	1									
2	2									

I.6 Aplicación de software

Como es común en muchos problemas de ingeniería, se desarrollan programas de cómputo que sistematizan los procesos que en ocasiones son imprácticos de resolver por medios manuales debido a la magnitud del problema.

Para el problema que se aborda en este documento, se contó con programas de cómputo para realizar el proceso de determinación de avenidas de diseño, así como para realizar el tránsito de una avenida a través de un embalse.

Los programas utilizados fueron: Gas1.bas, AX.exe y TRATE.bas.

El programa Gas1.bas realiza el análisis y proporciona promedios de gastos máximos para distintas duraciones, para la que se requiere introducir los datos a través de un archivo con extensión .dat, que contenga los registros históricos en años continuos. Los resultados son dos archivos, uno de extensión .aju y otro .res, el archivo .aju contiene los gastos medios máximos de cada año y el archivo .res, contiene esos mismo gastos máximos pero con la fecha en que se produjeron, según los registros históricos. Se crea una cantidad de archivos .aju y .res igual a la máxima duración para la que se haya requerido el análisis.

El programa Ax.exe, desarrollado por el CENAPRED y el IIUNAM, busca el mejor ajuste de un conjunto de datos a una distribución de probabilidad. Este programa es alimentado por los archivos .aju que arroja el Gas1.bas, para cada duración, le aplica el análisis debido y nos dice cuál es la distribución de mejor ajuste, y posteriormente el mismo programa puede realizar el ajuste y obtener una extrapolación de los datos a distintos periodo de retorno (Referencia 7).

El programa TRATE.bas, es ejecutado desde QuickBASIC, que se deriva del lenguaje de programación BASIC, para ser usado desde el sistema operativo MS-DOS, este programa realiza el tránsito de avenidas, con base en una hoja de datos con extensión .dat, que es arreglada en un block de notas.

Dicha hoja se arregla en una sola columna, que contiene los siguientes datos:

Primer renglón: La elevación inicial del embalse.

Segundo renglón: se colocan los siguientes datos, separados por comas:

- Número de puntos de hidrograma de entrada (obtenido al obtener el hidrograma horario de la avenida de diseño).
- Número de puntos de la curva elevaciones-capacidades.
- Δt , incremento del tiempo del hidrograma de entrada, en h.
- Descarga por la obra de toma.
- Factor para dividir el Δt de cálculo, sus especificaciones, aparecen en el mismo programa.
- Elevación inicial del embalse, en msnm.
- Descarga máxima inicial por el vertedor, en m³/s.

En los renglones hacia abajo, se colocan, en el siguiente orden los datos de:

- Datos de las elevaciones en el vaso (msnm).
- Datos de volúmenes almacenados, correspondientes a las elevaciones anteriores (millones de m³).
- Descargas totales (m³/s).
- Datos del hidrograma de entrada en forma horaria (m³/s).
- Tipo de restricción en la descarga, los detalles se especifican en el programa.
- El último valor depende del valor anterior. También los detalles se especifican en el programa.

En la FiguraI-16, se muestra la constitución de dicho archivo.

En la Figura I-18 parece direccionado un ejemplo que lleva por nombre "mrg2010.DAT"

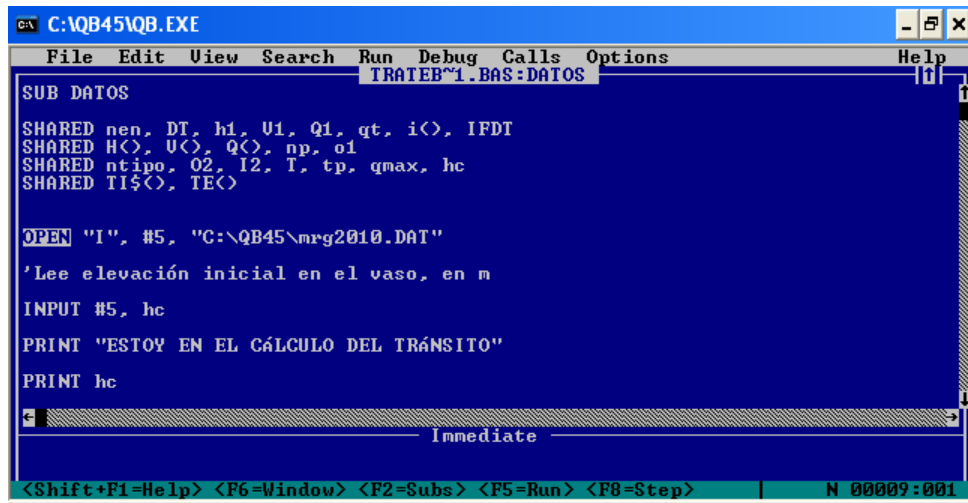


Figura I-18. Se direcciona la ruta desde la misma raíz donde está el QB

Finalmente la ejecución del programa se da desde la opción de "Run", y después eligiendo "Start", como muestra la Figura I-19.

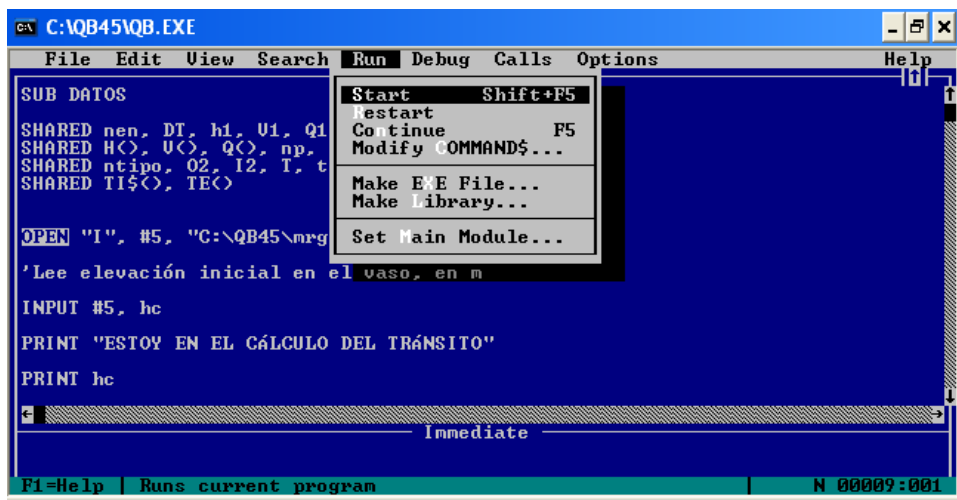


Figura I-19. Se inicia el programa desde "Run" y "Start"

El programa realiza el cálculo y entrega un archivo con extensión .RES, que contiene los datos del tránsito de la avenida. Con gastos de entrada y salida en cada intervalo de tiempo. El Archivo se puede abrir desde el Block de Notas o desde Excel. La Figura I-20 muestra el archivo desde el Block de Notas.

CPDRM2 - Bloc de notas

Archivo Edición Formato Ver Ayuda

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA 481
 NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ELEVACIONES 11
 INTERVALO DE TIEMPO 1 hr
 GASTO DE SALIDA POR LA OBRA DE TOMA 0 m3/s
 FACTOR DE PARA EL INTERVALO DE CALCULO 4
 TIEMPO DE RESTRICCIÓN EN EL GASTO DE SALIDA 1
 TIEMPO PICO DEL HIDROGRAMA 217

VOLUMEN EN MILLONES DE M3	ELEVACION EN METROS	VERTEDEDOR DE EXCEDENCIAS EN M3/S
1112.36	162.25	6124.30
1132.57	162.40	6256.00
1366.00	164.09	7802.71
1525.55	165.09	8770.13
1626.62	165.86	9540.32
1666.95	166.08	9764.32
1683.72	166.17	9856.45
1711.65	166.32	10010.64
1717.24	166.35	10041.57
1784.29	166.72	10423.70
2392.21	169.58	13951.88

GASTOS DE ENTRADA		TIEMPO		GASTO		TIEMPO		GASTO		TIEMPO		GASTO	
TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S	TIEMPO HRS	GASTO M3/S
0.00	365.00	1.00	365.00	2.00	365.00	3.00	365.00	4.00	365.00	5.00	365.00	6.00	365.00
51.00	172.00	52.00	172.00	53.00	172.00	54.00	172.00	55.00	172.00	56.00	172.00	57.00	172.00
0	110.00	103.00	110.00	104.00	110.00	105.00	110.00	106.00	110.00	107.00	110.00	108.00	110.00
2028.00	154.00	2028.00	155.00	2028.00	156.00	2028.00	157.00	2028.00	158.00	2028.00	159.00	2028.00	160.00
.00	205.00	2225.00	206.00	2225.00	207.00	2225.00	208.00	2225.00	209.00	2225.00	210.00	2225.00	211.00
256.00	3784.00	257.00	3784.00	258.00	3784.00	259.00	3784.00	260.00	3784.00	261.00	3784.00	262.00	3784.00
7.00	2633.00	308.00	2633.00	309.00	2633.00	310.00	2633.00	311.00	2633.00	312.00	2633.00	313.00	2633.00
586.00	359.00	586.00	360.00	586.00	361.00	586.00	362.00	586.00	363.00	586.00	364.00	586.00	365.00
77.00	410.00	477.00	411.00	477.00	412.00	477.00	413.00	477.00	414.00	477.00	415.00	477.00	416.00
0	461.00	124.00	462.00	124.00	463.00	124.00	464.00	124.00	465.00	124.00	466.00	124.00	467.00

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN	ELEVACION	GASTO DE ENTRADA	GASTO DE SALIDA
1125.835 MILLONES DE M3	162.35 m	365 m3/s	0 m3/s

TIEMPO hr	VOLUMEN ALMACENADO EN MILLONES DE M3	ELEVACION EN m	GASTOS DE ENTRADA m3/s	GASTO DE SALIDA m3/s
0	1125.835	162.350	365.000	365.000
1	1125.835	162.350	365.000	365.000
2	1125.835	162.350	365.000	365.000
3	1125.835	162.350	365.000	365.000
4	1125.835	162.350	365.000	365.000
5	1125.835	162.350	365.000	365.000
6	1125.835	162.350	365.000	365.000
7	1125.835	162.350	365.000	365.000
8	1125.835	162.350	365.000	365.000
9	1125.835	162.350	365.000	365.000
10	1125.835	162.350	365.000	365.000
11	1125.835	162.350	365.000	365.000
12	1125.835	162.350	365.000	365.000
13	1125.835	162.350	365.000	365.000
14	1125.835	162.350	365.000	365.000
15	1125.835	162.350	365.000	365.000
16	1125.835	162.350	365.000	365.000
17	1125.835	162.350	365.000	365.000
18	1125.835	162.350	365.000	365.000
19	1125.835	162.350	365.000	365.000
20	1125.835	162.350	365.000	365.000

Figura I-20. Archivo RES, que contiene los resultados del tránsito

En este capítulo se han planteado los principios teóricos, la elección de la opción más adecuada la dictan las condiciones propias del lugar, en cuanto a información disponible y certeza de los datos.

El siguiente paso es el reconocimiento del sitio u objeto de estudio, para llevar a cabo la elección de un método coherente se aborda en el siguiente capítulo. Dicho reconocimiento ayuda a identificar las características principales y así poder emplear la metodología más adecuada.

I.7 Referencias

1. Alvarado Cuadra, Antonio J. (1993), "*Cálculo de avenidas de diseño para vertedores de presas de almacenamiento. Aplicación a la presa Peñitas*", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
 2. Aparicio, M. J. "*Fundamentos de Hidrología de Superficie*", México, Limusa, 2008.
 3. De Groot, Morris H. Probabilidad y estadística. 2ª Ed (1988). Addison-Wesley Iberoamericana, EUA
 4. Devore, Jay L. Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias. 6ª Ed.(2006). Thompson. México.
 5. Domínguez M. R., Arganis J.M., Carrizosa E.E., Fuentes G., Echeverri C., "*Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva*". Informe Final para CFE. Proyecto 6327. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.
 6. Domínguez M.R., Mendoza R. R., Alvarado C. A., Márquez L. E., "*Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva*". Informe para CFE. Proyecto 2307. Instituto de Ingeniería. UNAM, México 1993.
 7. Jiménez, Martín (1993). Manual de operación de programa AX.exe (ajuste de funciones de distribución de probabilidad). Coordinación de investigación, Riesgos Hidrometeorológicos. CENAPRED. México.
 8. Larson, Harold J. Introducción a la teoría de la probabilidad e inferencia estadística (1995). Limusa. México.
 9. Manual de Obras civiles de CFE. Capítulo Análisis Estadístico.
 10. Meyer, Paul L. Probabilidad y aplicaciones estadísticas (1992). Addison-Wesley Iberoamericana, EUA.
 11. Sotelo Ávila, Gilberto. "*Hidráulica General*", México, Limusa-Noriega, 1999.
 12. Vázquez Conde, Ma. Teresa (1995), "*Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*", Tesis Maestría, DEPMI, UNAM, México.
 13. Vázquez C. Ma. T., Jiménez E. M., Domínguez M. R., Fuentes M. O., "*Avenidas de diseño para presas de gran capacidad*". Cuadernos de Investigación N° 28. CENAPRED. México, 1996
 14. Zarate Diego. (2004). "Vertedores tipo abanico y transversales". Tesis Licenciatura. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Instituto Politécnico Nacional. México.
-