

01162



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

**División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería**

TESIS

**EL PERIODO DE RETORNO DE LA
ELEVACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL AGUA
EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA HIDRÁULICA**

PRESENTA
ING. JOSÉ ALBERTO BÁEZ DURÁN

DIRECTOR DE TESIS
DR. EN ING. ALDO IVÁN RAMÍREZ OROZCO

Jiutepec, Morelos, Agosto 2005

m346566



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por otorgarme la beca a través de su programa de apoyo a estudiantes de posgrado para estudiar la maestría, sin la cual no hubiera sido posible la consecución de esta meta.

Un agradecimiento especial para el director de la tesis, el Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco por su confianza, interés y disposición siempre que lo necesite durante el desarrollo de la presente tesis.

Por último agradezco a todos los profesores de la maestría en Ingeniería Hidráulica del campus Morelos que formaron parte de mi educación.

DEDICATORIA

A mi esposa Laura, la presente tesis enmarca un logro más en nuestra vida y fue posible gracias a tu apoyo y motivación en todo momento, pero sobre todo a tu amor.

A mi hija Berenice, que sin saberlo es parte importante en la consecución de este meta gracias a la motivación que me hizo sentir.

A mis padres por continuar apoyándome de forma incondicional en la continuación de mis estudios así como en todos los aspectos de mi vida.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: José Alberto Baez
Durán

FECHA: 03 / Agosto / 2005

FIRMA: José A. Baez R

Índice

1.	Antecedentes y motivación	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Estimación de avenidas de diseño	2
1.3	Motivación del trabajo	3
2.	Introducción	6
3.	Teoría estadística. Distribuciones derivadas	11
3.1	Análisis de frecuencias	12
3.1.1	Distribuciones de probabilidad continuas	13
3.1.2	Análisis de frecuencias de avenidas	22
3.1.3	Selección de las series de datos	22
3.1.4	Periodo de retorno, frecuencia, y riesgo	23
3.1.5	Ejemplo de análisis de frecuencias	25
3.2	Distribuciones derivadas	30
3.2.1	Introducción	30
3.2.2	Distribuciones derivadas	31
4.	Tránsito de avenidas en vasos	33
4.1	Tránsito lineal de vasos de almacenamiento	39
4.2	Método del almacenamiento índice	41
4.3	Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vaso (Ramírez y Aldama, 2000)	43
5.	Relación entre el periodo de retorno del gasto máximo de ingreso a vasos y el periodo de retorno de la elevación. Casos de estudio	52
5.1	Información general de los casos de estudio	53
5.1.1	Presa El Molinito, Sonora	53
5.1.2	Presa La Boquilla, Chihuahua	56
5.1.3	Presa Benito Juárez, Oaxaca	58
5.2	Definición del tiempo pico y tiempo base de los hidrogramas históricos	62
5.3	Construcción de las avenidas de entrada	67
5.4	Aplicación de la solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito a vasos	70
5.5	Análisis de frecuencias de las Elevaciones	83
5.6	Ajuste entre los periodos de retorno de los gastos de entrada y las elevaciones	96
5.7	Obtención de la ecuación para obtener el valor de la FDP de las elevaciones	104
5.8	Generalización de resultados	106

6.	Conclusiones, recomendaciones y futuras implicaciones.	107
7.	Anexos	109
7.1	Reportes de Avenidas para la presa Benito Juárez, Oaxaca.	109
7.2	Muestra del cálculo del tránsito de las presas Benito Juárez, Oaxaca y La Boquilla, Chihuahua.	110
7.2.1	Cálculo del tránsito para un gasto pico de la presa Benito Juárez, Oaxaca.	110
7.2.2	Cálculo del tránsito para un gasto pico de la presa La Boquilla, Chihuahua.	111
7.3	Resúmenes finales del programa SEAF.	112
7.3.1	Presa El Molinito, Sonora.	112
7.3.2	Presa Benito Juárez, Oaxaca.	115
7.3.3	Presa La Boquilla, Chihuahua.	118
7.4	Presentación de la subrutina de soporte a la decisión del programa SEAF	121
7.4.1	Presa El Molinito, Sonora.	121
7.4.2	Presa Benito Juárez, Oaxaca.	122
7.4.3	Presa La Boquilla, Chihuahua.	123
7.5	Archivos de los periodos de retorno de las elevaciones y de los gastos para las diferentes presas.	124
7.6	Posición de ajuste de los diferentes modelos utilizados en la regresión.	126
7.6.1	Posición de ajuste de los modelos calculados, presa El Molinito.	126
7.6.2	Posición de ajuste de los modelos calculados, presa Benito Juárez.	127
7.6.3	Posición de ajuste de los modelos calculados, presa La Boquilla.	128
8.	Bibliografía y referencias	129
9.	Apéndices	134
A	Pruebas No Paramétricas realizadas por el programa SEAF.	134
A.1	Prueba de Kendall	135
A.2	Prueba de Mann-Kendall	136
A.3	Prueba de Grubbs y Beck	137
A.4	Prueba de Sesgo	138
B	Outliers	139
C	Pruebas de bondad de ajuste realizadas por el programa SEAF	141
C.1	Prueba de Filliben.	141
C.2	Pruebas de Varianza.	143
C.3	Pruebas de Parsimonia.	143

Índice de Figuras

Figura 3.1	Campana de Gauss o función de densidad de una variable aleatoria de distribución normal	15
Figura 3.2	Función de distribución LogNormal, (Koroliuk, 1981).	17
Figura 3.3	Área bajo la curva normal estandarizada: $P(Z < z)$ donde $Z \sim N(0, 1)$.	29
Figura 4.1	Discretización de la ecuación de almacenamiento en el plano xt .	39
Figura 4.2	Nomenclatura para el tránsito de avenidas en vasos.	41
Figura 4.3	Curva elevaciones-capacidades de un vaso de almacenamiento.	44
Figura 4.4	Hidrograma triangular de entrada.	49
Figura 4.5	Hidrograma triangular adimensional de entrada.	50
Figura 5.1	Presa La Boquilla.	57
Figura 5.2	Presa Benito Juárez.	61
Figura 5.3	Hidrograma triangular de entrada a la presa El Molinito.	63
Figura 5.4	Ubicación de las estaciones cercanas a la presa Benito Juárez, Oaxaca.	64
Figura 5.5	Hidrogramas de avenidas históricas de la estación Las Cuevas hasta antes de la construcción de la presa Benito Juárez, Oaxaca en 1957 ($>2500\text{m}^3/\text{s}$).	65
Figura 5.6	Hidrograma triangular de entrada a la presa Benito Juárez.	65
Figura 5.7	Hidrograma triangular de entrada a la presa La Boquilla.	66
Figura 5.8	Curva elevaciones-capacidades de la presa La Boquilla, Chihuahua.	79
Figura 5.9	Captura de pantalla del programa CurveExpert para el cálculo de β .	81
Figura 5.10	Creación de un nuevo proyecto de análisis de frecuencias con SEAF.	83
Figura 5.11	Presentación de los estadísticos básicos e histograma para El Molinito.	84
Figura 5.12	Pruebas no paramétricas y gráfico de la muestra de elevaciones, presa El Molinito.	85
Figura 5.13	Creación de un nuevo proyecto de análisis de frecuencias con SEAF.	86
Figura 5.14	Estimación de Parámetros de las distribuciones y gráfico comparativo de la distribución LogNormal, presa El Molinito.	87
Figura 5.15	Gráficos comparativos de los cuantiles observados contra los cuantiles esperados para el resto de las distribuciones consideradas, para El Molinito.	88
Figura 5.16	Presentación del resumen final de todos los cálculos realizados por SEAF, presa El Molinito	70
Figura 5.17	Presentación de las declaraciones generales para la toma de decisiones de la subrutina de SEAF para la elección de la distribución, presa El Molinito.	71
Figura 5.18	Apertura de los datos de periodos de retorno con CurveExpert para El Molinito.	96
Figura 5.19	Cálculo de curvas de ajuste con <i>curvefinder</i> , presa El Molinito.	97
Figura 5.20	Comparación de ajuste de un modelo con los datos de, presa El Molinito.	98
Figura 5.21	Presentación de los valores de los coeficientes del modelo	99

Figura 5.22	Presentación de la información del modelo (historial del cálculo, covarianza, residuos y comentarios.	101
Figura 5.23	Gráfica del modelo seleccionado (ecuación de potencia)	103

Índice de Tablas

Tabla 3.1	Datos del ejemplo. de análisis de frecuencias	23
Tabla 5.1	Características hidrológicas.	54
Tabla 5.2	Capacidades de almacenamiento de la presa El Molinito.	54
Tabla 5.3	Datos de diseño.	55
Tabla 5.4	Otras características.	55
Tabla 5.5	Capacidades de almacenamiento de la presa La Boquilla.	58
Tabla 5.6	Escurrimiento anual de la presa Benito Juárez.	59
Tabla 5.7	Capacidades de almacenamiento de la presa Benito Juárez.	59
Tabla 5.8	Características de las presas a utilizar.	62
Tabla 5.9	Tiempos pico y base para las diferentes presas.	67
Tabla 5.10	Parámetros de la función Gumbel y gastos de diseño.	68
Tabla 5.11	Diferentes gastos pico de los hidrogramas y su periodo de retorno	69
Tabla 5.12	Coefficiente de descarga adimensional y Escalas características de la adimensionalización	71
Tabla 5.13	Gastos y volúmenes de los hidrogramas para cada uno de los gastos.	72
Tabla 5.14	Gasto pico y volumen de escurrimiento adimensionales.	74
Tabla 5.15	Cálculo del transito de un gasto pico de la presa El Molinito, Sonora.	77
Tabla 5.16	Valor de ε para diferentes embalses	78
Tabla 5.17	Valores del parámetro de ajuste β .	81
Tabla 5.18	Almacenamientos máximos y elevaciones de la superficie del agua.	82
Tabla 5.19	Parámetros estimados de cada una de las distribuciones y presas.	89
Tabla 5.20	Elevaciones de la superficie libre del agua, valor de la función de distribución LogNormal y su respectivo periodo de retorno.	95
Tabla 5.21	Posición de ajuste de los modelos calculados, presa El Molinito.	102

1.- ANTECEDENTES Y MOTIVACIÓN.

1.1.- GENERALIDADES

Para satisfacer la demanda de agua se requieren más embalses superficiales a fin de modificar la desigual distribución de la precipitación en el tiempo, y con los acueductos y conducciones, la mala distribución en el espacio. Se ha estimado (Marengo, 1995) que la población crecerá en más de 3 mil millones en los próximos 30 años, por lo que el requerimiento total de comida se incrementará en más de 55 por ciento, equivalente a más de 800 millones de toneladas de comida adicional, hay por tanto un continuo incremento en la demanda de desarrollo de recursos de agua adicional para requerimientos de agua particularmente en la irrigación por lo que se puede concluir que se requiere implantar y desarrollar más recursos hidráulicos renovables. En cuanto a generación de energía existe también una distancia entre el suministro y la demanda, particularmente en la demanda pico. Mientras que el potencial hidroeléctrico aprovechado en los países desarrollados es entre un 80 y 85 por ciento en México solamente ha sido explotado el 20 por ciento (Marengo, 1999). También las implicaciones siempre crecientes de condiciones de avenidas y sequías que han sucedido recientemente en el mundo, requieren de proyectos de almacenamiento de agua. No puede haber mejoramiento ambiental ni de los estándares de vida de la población en el futuro, sin la realización de importantes desarrollos adicionales de grandes proyectos de infraestructura hidráulica (Marengo, 2005). Para afrontar los grandes retos en el manejo de recursos hidráulicos, cuyo uso no es ilimitado, será necesario construir nuevas presas, dichas presas deberán ser ambientalmente sustentables, económicas y viablemente seguras. No hay sustitutos para las presas como componentes principales para el manejo de recursos hidráulicos.

Así, las presas juegan un papel muy importante, ya que deben ser concebidas como proyectos de propósitos múltiples que permiten satisfacer las necesidades del consumo humano, las requeridas por la agricultura, y con el desnivel creado, la generación de energía eléctrica. Además, las presas producen grandes beneficios. Como por ejemplo el control de avenidas con la consecuente protección de vidas y propiedades en las llanuras de inundación y la creación de programas de acuicultura y pesca, así como la recreación.

En los últimos veinte años se ha dado gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las mismas y se puede decir que se ha establecido la base

técnica y científica para definir la seguridad que deben tener las presas tanto las obras de almacenamiento como las de desvío. Se han planteado bases científicas para entender los aspectos geológicos, hidrológicos y la naturaleza y comportamiento de los materiales así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas.

No hay duda que las presas diseñadas y construidas hoy en día son más seguras que las construidas con anterioridad, pero aún hace falta una revisión sistemática de la seguridad hidrológica de las presas más importantes de México mediante métodos científicos que aclaren aquellos procesos que se han simplificado o aquellas que se han entendido mejor para resolver problemas urgentes.

1.2.- ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

En general se conoce como diseño hidrológico al proceso de evaluación del posible impacto de los eventos hidrológicos en una estructura hidráulica y la selección de las dimensiones y políticas de operación para el correcto funcionamiento durante su vida útil.

La estimación de la avenida de diseño se refiere a la obtención de la o las características del hidrograma que se utilizará para diseñar la obra hidráulica por construir. Alternativamente, el proceso se puede seguir con el fin de evaluar la bondad del diseño de obras existentes. Dentro de los métodos que se usan para la estimación de avenidas de diseño están los empíricos, el análisis de frecuencia de avenidas y el enfoque meteorológico.

El análisis y la predicción de avenidas han sido tema de muchas investigaciones en el campo de la hidrología. Se han presentado numerosos métodos para mejorar el diseño de las obras hidráulicas o para estimar el error de los modelos existentes debido a que la estimación de avenidas de diseño es un problema en extremo difícil que no ha sido completamente resuelto. La ICOLD (1992) menciona que se debe prestar especial atención en recabar todos los datos posibles de las cuencas en estudio, y que las agencias deberán hacer énfasis en estimar con todos los métodos posibles las avenidas de diseño, ya que pueden presentarse estimaciones que son complementarias entre los diversos métodos en estudio.

El diseño de una estructura hidráulica se basa en una determinada avenida de diseño, la cual, se estima con base en un cierto riesgo hidrológico aceptado.

Dicho riesgo puede ser tomado en cuenta a través del denominado periodo de retorno el cual posee una clara definición probabilista.

La estimación de la avenida de diseño de una obra involucra la definición del nivel de riesgo aceptable para el diseñador. Esto implica la asociación de dicha avenida con una probabilidad de excedencia y, por tanto, con un periodo de retorno.

El fin perseguido mediante el proceso de estimación de la avenida de diseño es determinar, de la mejor manera posible, las características de tal evento.

Los métodos existentes de estimación de avenidas de diseño no están directamente relacionados con el tipo de obra para cuyo diseño se está determinando el evento. Por ejemplo, la avenida para el diseño de un canal de desvío o un bordo longitudinal de protección se estima de la misma manera que la avenida para el diseño de una presa. Si el periodo de retorno de diseño es el mismo en ambos casos, las avenidas obtenidas resultarán idénticas. Es decir, el tipo de obra bajo estudio no se ve involucrado de ninguna forma en el proceso de estimación de la avenida de diseño. La oportunidad de implicar a la obra en éste proceso se vería acrecentada si se utiliza una descripción multivariada de la avenida. Es obvio que el comportamiento de las obras hidráulicas no es el mismo ante diferentes eventos. Entonces también es razonable pensar que la respuesta de algunas obras será más sensible a variaciones en el gasto pico del hidrograma que en el volumen de escurrimiento, o viceversa. Así para algunas obras, sería más desfavorable que el evento de diseño fuera más bien esbelto pero alto mientras que para otras podría ser bajo pero extendido, por ejemplo el hecho de que exista una infinidad de avenidas para un mismo periodo de retorno sugiere la posibilidad de incorporar las características de la obra en el proceso de selección del evento de diseño (Ramírez, 2000).

1.3.- MOTIVACIÓN DEL TRABAJO

Un aspecto importante que no se toca en los métodos existentes es el hecho de que las variables involucradas en la determinación del evento de diseño no son necesariamente las más importantes para un diseño en particular desde el punto de vista físico. Por ejemplo, si se considera el diseño de una presa se sabe que la variable que define el dimensionamiento definitivo de la cortina es la elevación máxima que alcanza la superficie libre del agua dentro del vaso o alternativamente el almacenamiento máximo. Resulta entonces recomendable

que la probabilidad de excedencia o bien el periodo de retorno estuviera referido a dicha variable (elevación máxima o almacenamiento) más que gasto pico de la avenida de entrada. En otras palabras, sería mejor que la variable aleatoria en el análisis de frecuencias fuera dicha elevación máxima, ya que no se puede asegurar que un gasto pico con periodo de retorno de 10,000 años genere una elevación máxima del agua dentro del vaso con el mismo periodo de retorno.

Con base en esto, habrá estructuras en las cuales el parámetro más importante sea algún volumen, elevación o gasto de salida, más que el gasto pico de la avenida de entrada. Un aspecto importante que es necesario destacar, es que la función mediante la cual el gasto máximo del hidrograma de entrada, o éste y alguna otra característica de la avenida se transforman en la variable que se debe tomar en forma efectiva para el diseño, no es insignificante. En el diseño del vaso de almacenamiento, dicha función de transferencia está dada por el proceso de tránsito de la avenida por el embalse, lo cual complica la solución del problema.

Es recomendable asignar probabilidades de excedencia o periodo de retorno a las variables que efectivamente dictan el dimensionamiento o diseño final de las obras, a fin de establecer niveles de riesgo acordes con la realidad. Tal es el caso de la altura de la cortina de una presa, cuyo valor está directamente dictado por la elevación máxima que alcanza la superficie del agua al transitar la avenida por el vaso, no tanto por el hidrograma de entrada en sí. Por lo que existe la necesidad del desarrollo de nuevos procedimientos de estimación de avenidas de diseño que tengan base física y que involucren a otros parámetros de la avenida además del ya conocido gasto pico, para determinar el verdadero grado de seguridad de las cortinas.

Con la anterior motivación la presente tesis pretende encontrar una relación entre el periodo de retorno del gasto de entrada a un vaso de almacenamiento con el periodo de retorno de la elevación de la superficie del agua del mismo, para tratar de llevar el diseño de la presa hacia la variable que en realidad debe dictar el mismo: la elevación de la superficie del agua al transitar la avenida por el vaso.

Utilizando la solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos propuesta por Ramírez y Aldama (2000), para transitar un hidrograma triangular de entrada cualquiera, y así mediante la relación de elevaciones-capacidades obtener las elevaciones de la superficie del agua se tratará de obtener una relación entre los periodos de retorno del gasto de entrada

y los de la elevación del vaso de almacenamiento. Para esto se utilizarán como ejemplo las presas de El Molinito, Benito Juárez y La Boquilla, todas con vertedor de cresta libre pero de muy diferentes capacidades de almacenamiento y diferentes condiciones en la obra de excedencias.

2.- INTRODUCCIÓN.

En la ingeniería es usual tomar como válidos conceptos simplificadores para resolver los problemas más apremiantes, lo malo es que muchos de ellos terminan usándose de forma generalizada.

En la hidrología, la mayoría de las obras hidráulicas están diseñadas y construidas tomando sin mayor análisis conceptos tales como: Dado un periodo de retorno, existe una única avenida de diseño; la avenida de diseño es independiente del tipo de obra; la “mayoración” de la avenida máxima registrada conduce a un diseño razonablemente seguro.

En muchas aplicaciones de la ingeniería hidrológica es necesario calcular la variación del gasto en el tiempo y espacio. Estas aplicaciones incluyen el diseño de embalses, el control de inundaciones, el pronóstico inundaciones y el análisis y la planeación de recursos hídricos.

De entre todas las obras hidráulicas ligadas a una componente hidrológica de diseño son las presas o embalses las más importantes. Un embalse es una estructura natural o artificial diseñada para almacenar el agua entrante y regularla.

Los embalses de agua superficial, almacenan agua para diversos usos, incluyendo generación de energía hidroeléctrica, suministro de agua municipal e industrial, control inundaciones, irrigación, navegación, pesca, calidad del agua y recreación, entre otros.

Es bien sabido que los vasos de las presas exhiben diferente sensibilidad al gasto pico y al volumen de una avenida. En algunos casos la respuesta de un vaso al transitar una avenida a través del mismo, es más sensible al volumen que al gasto pico (Ramírez, 2000). El método de mayoración de la avenida máxima histórica subordina el volumen de la avenida al gasto pico, ya que una vez determinado éste, el volumen queda automáticamente definido. No está claro que ésta sea la práctica de diseño más apropiada para definir la capacidad de control de avenidas y por lo tanto las dimensiones de la obra de excedencias de una presa.

La seguridad de presas ha despertado una preocupación plenamente justificada a nivel mundial, ya que la súbita liberación de miles de toneladas de agua sobre asentamientos humanos importantes puede causar enormes pérdidas humanas y materiales, además de graves daños al medio ambiente. Por lo que se concluye en forma generalizada que las presas no deben fallar (Marengo, 1998a).

Aunque en México nunca se han presentado fallas en grandes presas (Ramos, 1999), la mayoría de éstas ya han alcanzado o incluso rebasado su vida útil, y debido a los azolves (en mayor medida por la deforestación de sus cuencas) han perdido total o parcialmente sus capacidades de proyecto. Por esta razón es necesario que se les rehabilite y en algunas de ellas se sobreeleve la cortina para así restituirles las condiciones con las que fueron diseñadas. Una de las fallas más importantes en presas en los últimos años en México se presentó durante la construcción de la presa Aguamilpa en 1992, en el estudio realizado del riesgo de falla por desbordamiento (Marengo, 1998b), se encontró que los sucesos presentados ocasionaron un escurrimiento que causó una falla total por desbordamiento de la ataguía, la cual no fue catastrófica debido a que el avance de la cortina era considerable y permitió que el recinto entre la ataguía y la cortina se llenara equilibrando las presiones, este estudio también definió que los valores de falla de la obra de desvió tenían un periodo de retorno de 126 años, 2,5 veces superiores a los obtenidos usando el criterio determinístico (50 años); mientras que las condiciones que realmente se presentaron en el sitio, con un gasto de 9,334 m³/s y elevación del embalse a la 123,60 msnm, correspondieron a un período de retorno de 311 años, valor fuera de lo usual para este tipo de diseños. En la mayoría de las presas, los estudios hidrológicos que sirvieron para su proyecto son obsoletos, ya que fueron elaborados hace años, con información escasa y con métodos que van quedando en desuso. Las obras de excedencia actuales, en general, no tienen la capacidad necesaria para las nuevas avenidas de diseño, siendo ésta una de las principales causas de fallas de presas a nivel mundial, particularmente cuando la cortina es de tierra o de materiales graduados. Como ejemplo podemos señalar el caso de la presa Eustaquio Buelna en Sinaloa, la cual se terminó de construir en el año de 1972 para una avenida de diseño de 8 mil 500 m³/seg y que en 1982 se le presentó una avenida con gasto pico de 13 mil 000 m³/seg, muy superior a la de diseño, no causando daños afortunadamente.

Son ya varias las presas que se han modificado para evitar su posible falla, tal es el caso de las presas Abelardo Rodríguez y Adolfo Ruiz Cortines en Sonora, la presa Valle de Bravo en el estado de México, El Infiernillo en los límites entre

Guerrero y Michoacán y la Miguel Hidalgo en Sinaloa entre otras (Del Razo, 1999).

Una de las soluciones más recurridas que se le ha dado al problema de las presas ha sido el darle una sobreelevación a la cortina como en el caso de las presas Miguel Hidalgo y Lázaro Cárdenas. La sobreelevación de la cortina puede realizarse con los mismos materiales de construcción usados originalmente, con tierras armadas, gaviones, muros de concreto, con agujas o con presas de hule (Rubber Dam).

El hecho de que la solución mas utilizada para resolver los problemas que se presentan en las presas por falta de capacidad de las mismas, así como para incrementar el control de avenidas (y por lo tanto recuperar seguridad hidrológica) sea actualmente el aumentar la elevación de la cortina, hace pensar si el gasto pico y su correspondiente periodo de retorno asignado para el diseño de las presas son los correspondientes en la realidad a la obra, por lo que no es difícil llegar a la conclusión de que la variable *elevación de la superficie del agua* es la que debe dictar el diseño de la misma y por lo tanto el periodo de retorno para la obra debe ser el correspondiente a dicha variable.

En cuanto al diseño (Marengo, 2005), los criterios usuales de factores de seguridad están empezando a ser cuestionados empleándose cada vez más los criterios probabilísticas, éstos son más científicos y el concepto de confiabilidad está inherente, aunque algunos expertos aún no lo consideran aceptado por la profesión. Se están haciendo esfuerzo para que puedan adoptarse en el diseño de presas y en la revisión de algunas ya construidas, lo cual permitirá tomar las medidas necesarias para que las nuevas presas sean más seguras y económicas, y se tomen las medidas pertinentes para que las ya construidas también resulten así (Marengo, 2005).

En la presente tesis se pretende probar si existe alguna relación entre la función de probabilidad que describe los gastos de entrada a un vaso de almacenamiento (propuesta) y la función de probabilidad correspondiente a los elevaciones que alcanza la superficie libre del agua (encontrada) o bien entre sus correspondientes periodos de retorno, y dada esa relación se deriva la propuesta de trabajar con el periodo de retorno de las elevaciones de la superficie del agua y así diseñar con la variable *elevación de la superficie del agua* como se planteo anteriormente. La primer propuesta para resolver lo anterior fue mediante el uso de distribuciones derivadas, sin embargo, (como podrá verse en el capítulo 3) no fue posible encontrar una solución. La metodología finalmente desarrollada

consiste en proponer una función de distribución para los gastos de entrada al vaso de almacenamiento y con dicha distribución obtener los gastos, el siguiente paso es transitar los gastos por el vaso y obtener los almacenamientos correspondientes, posteriormente estos almacenamientos se pasan a elevaciones, a continuación se realiza un análisis de frecuencias a las elevaciones obtenidas para encontrar la función de distribución que mejor se ajuste a ellas. Teniendo las funciones de distribución correspondientes a los gastos de entrada y a las elevaciones de la superficie del agua, se calculan sus respectivos periodos de retorno y se procede a buscar la relación entre ellos por medio de un ajuste de curvas (análisis de regresión y correlación). Una vez encontrada la curva que relaciona los periodos de retorno, se plantea la ecuación correspondiente. La metodología anterior se llevo a cabo para las presas: El Molinito, Sonora; La Boquilla, Chihuahua y Benito Juárez, Oaxaca. Los tres casos de estudio presentan como única obra de excedencias un vertedor de cresta libre.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada de la siguiente manera:

La teoría estadística necesaria para el desarrollo de la tesis se presenta en el capítulo 3, dicho capítulo se refiere principalmente a la teoría del análisis de frecuencias, así como un breve apartado sobre distribuciones derivadas, la cual fue utilizada como primer intento de resolver el problema planteado en este trabajo y se da una breve explicación del resultado obtenido.

En el capítulo 4 se muestra el desarrollo de la teoría existente sobre el tránsito de avenidas en vasos, este capítulo incluye además parte del desarrollo de la solución aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas (Ramírez y Aldama, 2000) con la cual se realizó el tránsito de los gastos de entrada para los casos de estudio.

El desarrollo de la metodología empleada así como su aplicación a los casos de estudio se presentan en el capítulo 5, se incluye también al principio del capítulo un breve resumen de las características de las presas utilizadas como casos de estudio.

Finalmente en el capítulo 6 se establecen las conclusiones obtenidas de los resultados de la aplicación de la metodología a las presas bajo estudio, así como

algunas recomendaciones al respecto y las posibles implicaciones que representa.

Adicionalmente al final se presentan los anexos referenciados en el capítulo 5, así como los apéndices que contienen una breve descripción de las pruebas no paramétricas y de bondad de ajuste realizadas por el software utilizado en el desarrollo de la tesis.

3.- TEORÍA ESTADÍSTICA. DISTRIBUCIONES DERIVADAS.

Los procesos hidrológicos se comportan mayormente de forma aleatoria que determinística, es decir, los procesos hidrológicos son generalmente descritos por leyes probabilísticas. Los registros de eventos de un mismo tipo medidos por una estación hidrométrica son una parte de la infinidad de eventos que se han presentado en ese lugar, la parte de la información que se tiene es tan solo una muestra de la población, por lo que diferentes muestras tomadas de la misma población pueden tener propiedades estadísticas diferentes.

El diseño y la planeación de obras hidráulicas están relacionadas con eventos hidrológicos futuros, por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedor de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado nunca, o por lo menos no en el período de datos disponible, pero es necesario conocerlo para determinar las características de la obra. Lo complejo de los procesos físicos que participan en la generación de esta avenida, en la mayoría de los casos, hace imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física, bien sea por insuficientes, o porque un modelo matemático sería exageradamente grande, complicado y difícil de manejar.

La naturaleza aleatoria de las variables hidrológicas es ampliamente reconocida, por lo que la hidrología fue de las primeras áreas de la ingeniería en utilizar conceptos de estadística y probabilidad para el análisis de los fenómenos naturales. La utilidad de un análisis de frecuencias para el diseño de una obra civil es innegable. A lo largo de la vida útil de una construcción se presentarán eventos que pondrán a prueba la estructura; si se tiene una idea de estos requerimientos el diseño podrá ser más eficiente. El análisis de frecuencias en hidrología es una técnica para la estimación de las probabilidades de ocurrencia o excedencia de eventos futuros, asociados generalmente con el diseño de una obra hidráulica, en otras palabras se refiere a las técnicas cuyo objetivo es analizar la ocurrencia de variables hidrológicas con una base probabilística. Por ejemplo por el uso de datos medidos y predicciones basadas en leyes estadísticas. Estas técnicas son aplicables al estudio de las propiedades estadísticas de series de precipitación o escurrimiento. En la ingeniería hidrológica, sin embargo, el análisis de frecuencias es comúnmente usado para calcular los gastos de diseño.

El análisis de frecuencias en hidrología se basa en el tratamiento probabilístico de los registros existentes, por lo que es muy susceptible a la cantidad y la

calidad de los datos. Algunos hidrólogos coinciden en que cuando se tienen registros menores a diez años, cualquier tipo de análisis de frecuencias debería evitarse (Viessman *et al*, 1977). El método más común para el análisis de frecuencias es el ajuste de distribuciones de probabilidad a la series de datos históricos (registro disponible). Con esto, la magnitud de los eventos se determina a partir de la línea de mejor ajuste (que es la distribución considerada) la probabilidad de ocurrencia de los eventos se toma en cuenta a través del denominado periodo de retorno el cual está definido en forma probabilista.

En principio, las técnicas de análisis de frecuencias son aplicables en cuencas con periodos largos de registros de avenidas. En la práctica, estas técnicas son primeramente usadas para grandes cuencas, porque estas son más probables de ser medidas. El análisis de frecuencias es también aplicable a cuencas medianas, siempre que la longitud de los registros sea adecuada. Para cuencas no aforadas (medianas o grandes), el análisis de frecuencias puede ser usado en un contexto regional para desarrollar las características del flujo a regiones hidrológicamente homogéneas. Estas técnicas son referidas como análisis regional.

La pregunta a responder por el análisis de frecuencias de gastos puede ser como sigue: dados n años de registros de gastos, cual es el gasto Q que es probable que ocurra con una frecuencia de una vez en T años de periodos de retorno? Alternativamente, el análisis de frecuencias trata de responder a la pregunta inversa: Cual es el periodo de retorno T asociado con un máximo (o mínimo) gasto Q ?

En términos más generales, las preguntas anteriores se pueden enunciar como sigue: dados n años de datos de gastos para una avenida S y L años de vida útil de diseño de una cierta estructura, ¿cuál es la probabilidad P de que una descarga Q sea excedida al menos una vez durante su vida útil de diseño L ?

Por su naturaleza, a la hidrología le interesa estudiar a las funciones continuas de probabilidad, ya que los eventos que le afectan no tienen un rango finito. (Por ejemplo los volúmenes de escurrimiento mensual de un río).

3.1.- ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

Las propiedades estadísticas de una muestra se pueden obtener fácilmente, pero si se quieren conocer las características de una población se vuelve complicado debido a que es imposible conocer el resto de los eventos o registros que

integran a dicha población. La manera de hacerlo es utilizando funciones de distribuciones de probabilidad. Si se ajusta una distribución de probabilidad a una muestra se pueden estimar las propiedades estadísticas de la población. El ajuste de una distribución se lleva a cabo calculando los parámetros de la distribución con base en las características de la muestra.

El problema del análisis de frecuencias se refiere a comparar las *frecuencias observadas* contra las *esperadas* previstas por la teoría usada. Así se puede comparar una teoría científica contra la realidad. Como la coincidencia entre ambas nunca es total, el problema se reduce a poder determinar si las diferencias observadas entre ellas se deben al azar y la teoría es correcta, o de lo contrario se debe rechazar el supuesto realizado. En otras palabras el objetivo primordial del análisis de frecuencias es relacionar la magnitud de los eventos con su frecuencia de ocurrencia por medio de distribuciones de probabilidad (Chow *et al*, 1993).

3.1.1.-Distribuciones de probabilidad continuas

Una distribución de probabilidad es una función que expresa en términos matemáticos la posibilidad de ocurrencia de cada uno de todos los posibles resultados de una variable aleatoria. En notación estadística, $P(X = x_i)$ es la probabilidad P que la variable aleatoria X tome el valor de x_i . Una notación más pequeña es $P(x_i)$ o simplemente $f(x)$. Una variable aleatoria sigue una cierta distribución de probabilidad, cuando el número de valores que puede tomar una variable aleatoria X es infinito, se dice que dicha variable aleatoria es continua, y la función que describe su comportamiento se llama *función de densidad de probabilidad*.

Una función de densidad de probabilidad (*fdp*) es una ecuación que relaciona la probabilidad, la variable aleatoria, y los parámetros de la distribución. En la función densidad, la probabilidad de que una variable aleatoria continua tome un valor exacto es cero. $P(X = x) = 0$ Solo es posible hablar de probabilidades diferentes a cero para intervalos finitos.

Si queremos conocer la probabilidad de que una variable aleatoria continua X tome un valor menor o igual que x . $F(x) = P(X \leq x)$. Entonces nos estaremos refiriendo a la *función de distribución de probabilidad*. En términos de densidad de probabilidad $f(x)$:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx \quad (3.1)$$

se debe cumplir que:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (3.2)$$

Y para encontrar la probabilidad de que una variable aleatoria continua X tome un valor entre a y b $P(a \leq X \leq b) = P(X \leq b) - P(X \leq a)$:

$$P(a \leq X \leq b) = \int_{-\infty}^b f(x)dx - \int_{-\infty}^a f(x)dx = F(b) - F(a) \quad (3.3)$$

Las *fdp* más usadas en ingeniería hidrológica son descritas a continuación.

a) Distribución Normal

La *distribución gaussiana* es una *fdp* simétrica, de forma de campana también conocida con el nombre de distribución normal, ya que una gran mayoría de las variables aleatorias continuas de la naturaleza siguen esta distribución, o bien llamada ley natural de errores. Tiene dos parámetros: μ (parámetro de posición), y σ (parámetro de dispersión). La *fdp* de la distribución normal es:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/(2\sigma^2)} \quad (3.4)$$

En donde x es la variable aleatoria y $f(x)$ es la probabilidad continua.

Sus parámetros μ y σ^2 coinciden además con la media (esperanza) y la varianza respectivamente de la distribución, por lo que en aplicaciones prácticas, la media

\bar{x} y la desviación estándar s obtenidas de una muestra son sustituidas por μ y σ . Los estimadores de dichos parámetros se calculan como sigue:

$$\mu = E[x] = \sum \frac{x_i}{n} \quad (3.5)$$

$$\sigma^2 = Var[x] = \frac{\sum (x_i - E[x])^2}{n-1} \quad (3.6)$$

Dado que la función e^{-x^2} no posee primitiva conocida, eso impide el que se pueda escribir de modo sencillo la función de distribución de probabilidades, por lo que su función de distribución de probabilidades (FDP) queda:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(x-\mu)^2/(2\sigma^2)} dx \quad (3.7)$$

Uno de los usos en hidrología de la distribución normal ha sido para representar la distribución del escurrimiento total anual (que no sea cero) basándose en la suposición de que el escurrimiento es la suma de varias contribuciones diarias individuales.

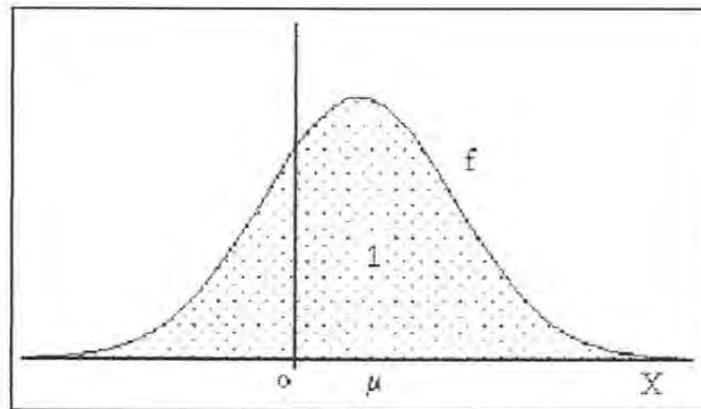


Figura 3.1.- Campana de Gauss o función de densidad de una variable aleatoria de distribución normal.

b) Distribución LogNormal

Para ciertos fenómenos naturales, los valores de la variable aleatoria no siguen una distribución normal, pero su logaritmo sí (por ejemplo cuando los datos manifiestan una curva cóncava hacia arriba). En estos casos, una *fdp* conveniente

puede ser obtenida por sustitución de y por x en la ecuación de la distribución normal, la población subyacente es asumida como LogNormal.. De la ecuación 3.4, en la cual $y = \ln x$, esta transformación crea una nueva variable aleatoria y . La distribución LogNormal también es conocida como Ley de Galton-Mac. Aliester o ley del efecto proporcional, según Calot (1988), y su *fdp* es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} \quad \text{para } x > 0 \quad (3.8)$$

donde α y β son los parámetros de la distribución.

Los parámetros de la distribución LogNormal se pueden estimar como la media y la desviación estándar de de la variable aleatoria y : μ_y , σ_y mediante las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \mu_y = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} \quad (3.9) \quad \beta = \sigma_y = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2} \quad (3.10)$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{2\pi} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx \quad \text{para } x > 0 \quad (3.11)$$

Es importante reconocer que el logaritmo de la media no es igual a la media de los logaritmos, lo mismo aplica para la desviación estándar, por lo que los parámetros a usar se calculan con la media y la desviación estándar de los logaritmos, bien sea el logaritmo natural o en base 10 puede usarse, aunque (Cabrera, 1998) es preferible considerar el logaritmo neperiano. El mismo procedimiento que es usado para ajustar la distribución normal puede ser usado para ajustar la distribución LogNormal.

Una condición para la validez de que una variable se distribuya LogNormal es que x sea la resultante de un número elevado de causas independientes con efectos positivos, que se componen de manera multiplicativa y cada una de estas causas tiene un efecto despreciable frente al global (Cabrera 1998).

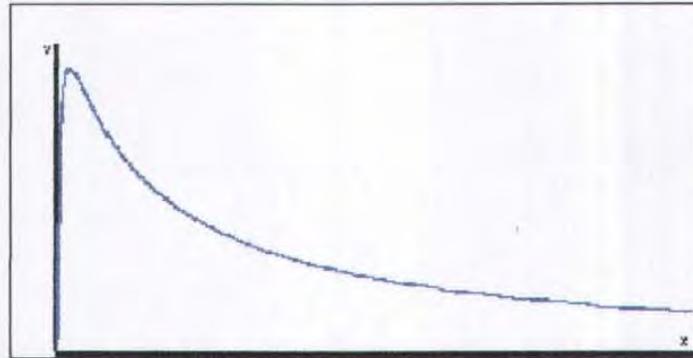


Figura 3.2.- Función de distribución LogNormal, (Koroliuk, 1981).

Esta distribución es característica de conjuntos de datos donde existe mayor frecuencia de valores pequeños, por lo cual la media se desplaza hacia la derecha y esto hace que el mejor estadígrafo de posición sea la moda y no la media aritmética (Conferencia UNACH, 1995). La función de distribución LogNormal fue adoptada desde los inicios de los estudios estadísticos de datos hidrológicos (Hazen, 1914), es frecuentemente encontrada en estudios de hidrología para modelos de avenidas diarias, descargas de caudales pico, caudales anuales, y la precipitación anual, mensual y diaria (Chow, 1954; Beard, 1953, 1962). Chow (1954) sugiere que los eventos de hidrológicos son el resultado la acción conjunta de muchos factores hidrológicos y geográficos que pueden ser expresados como:

$$Y = W_1 W_2 \dots W_n \quad (3.12)$$

Donde n es un número grande y W representa los diferentes factores que intervienen en el evento hidrológico considerado. Esta forma es típica de aquellas que resultan en la distribución de lognormal.

c) Distribución Gamma

La distribución Gamma es usada en muchas aplicaciones en ingeniería hidrológica. La *fdp* de la distribución Gamma es la siguiente:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-x/\beta}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad 0 \leq x \leq \infty \quad (3.13)$$

Con parámetros β y γ , y válido para $\gamma > 0$. Sus estimadores calculados por el método de los momentos son:

$$\hat{\gamma} = \left(\frac{\bar{x}}{S} \right)^2 \quad (3.14)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{S^2}{\bar{x}} \quad (3.15)$$

La media de la distribución Gamma es $\beta\gamma$, la varianza es $\beta^2\gamma$, y el sesgo es $2/(\gamma)^{1/2}$. El término $\Gamma(\gamma) = (\gamma-1)!$ es una integral definida importante llamada función Gamma que se define como:

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} x^{\gamma-1} e^{-x} dx \quad (3.16)$$

La función Gamma se puede usar para evaluar la función de distribución de probabilidad, la cual queda como:

$$F(x) = \frac{\Gamma(\gamma, \beta x)}{\Gamma(\gamma)} \quad (3.17)$$

La distribución Gamma se ha usado mucho en hidrología, sobre todo en datos de precipitación acumulada diaria, semanal, mensual, anual, también en el caso de volúmenes de escurrimiento anuales y gastos máximos anuales.

d) Distribuciones Pearson

Pearson obtuvo una serie de funciones de probabilidad que ajustan con prácticamente cualquier distribución. Estas funciones son usadas extensamente en estadística práctica para definir la forma de muchas curvas de distribución. La FDP general de las distribuciones Pearson es la siguiente:

$$f(x) = e^{\int_{-\infty}^x \left[\frac{(a+x)}{(b_0 + b_1x + b_2x^2)} \right] dx} \quad (3.18)$$

En donde a , b_0 , b_1 , y b_2 son constantes. El criterio para determinar el tipo de distribución es k , definida como sigue:

$$k = \frac{\beta_1(\beta_2 + 3)^2}{4(4\beta_2 - 3\beta_1)(2\beta_2 - 3\beta_1 - 6)} \quad (3.19)$$

En donde $\beta_1 = \mu_3^2/\mu_2^3$ y $\beta_2 = \mu_4/\mu_2^2$, con μ_2, μ_3 , y μ_4 son el segundo, tercero y cuarto momentos sobre la media. Con $\mu_3 = 0$ (por ejemplo, sesgo cero), $\beta_1 = 0$, $k = 0$, y la distribución Pearson se reduce a la distribución normal.

La distribución Pearson tipo III es ampliamente usada en el análisis de frecuencias de gastos. En la distribución Pearson tipo III, $k = \infty$, lo cual implica que $2\beta_2 = (\beta_1 + 6)$. Ésta es una distribución sesgada de tres parámetros con la siguiente FDP:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-(x-x_0)/\beta}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (3.20)$$

y parámetros β , γ , y x_0 . Para $\gamma = 0$, la distribución Pearson tipo III se reduce a una distribución Gamma (ecuación 3.6). Para $\gamma = 1$, la distribución Pearson tipo III se reduce a una distribución exponencial, con la siguiente FDP:

$$f(x) = \left(\frac{1}{\beta} \right) e^{-(x-x_0)/\beta} \quad (3.21)$$

La distribución LogPearson derivada de ésta es la función oficial para el análisis de frecuencias en Estados Unidos. La media de la distribución Pearson tipo III es $x_0 + \beta\gamma$, la varianza es $\beta^2\gamma$, y el sesgo es $2/(\gamma)^{1/2}$.

e) Distribuciones de valores extremos

Las distribuciones de valores extremos tipos I, II, y III están basadas en la teoría de valores extremos. La teoría de valores extremos implica que si una variable aleatoria Q es el máximo en una muestra de tamaño n de una población de x valores, entonces, siempre que n sea suficientemente larga, la distribución de Q es una de los tres tipos asintóticos (I, II, o III), dependiendo de la distribución de x . Las distribuciones de valores extremos pueden ser combinadas en una y expresadas como una distribución general de valores extremos (GEV). La función de distribución de probabilidad de la GEV es:

$$F(x) = e^{-[1-k(x-u)/\alpha]^{1/k}} \quad (3.22)$$

En donde k , u y α son parámetros. El parámetro k define el tipo de distribución, u es un parámetro de ubicación, y α es un parámetro de escala. Para $k = 0$, la distribución GEV se reduce a una distribución de valor extremo tipo I (EV1) o Gumbel. Para $k < 0$, la distribución GEV es una distribución de valor extremo tipo II (EV2) o Frechet. Para $k > 0$, la distribución GEV es una distribución de valor extremo tipo III (EV3) o Weibull. La distribución GEV es útil en aplicaciones donde una distribución de valor extremo esta siendo considerada pero su tipo no es conocido a priori.

Gumbel (1958) encontró que la distribución de valor extremo tipo I se ajusta bien para registros de caudales de ríos en muchos países, su principal virtud es la medición de la inestabilidad en las zonas de máximos, a continuación se explica.

Supóngase que se tienen N muestras cada una con n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que aumenta n , la función de probabilidad de x tiende a la siguiente función doble exponencial, función de distribución de probabilidad Gumbel:

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right)}} \quad (3.23)$$

La función de densidad de probabilidad es entonces:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right) - e^{-\left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right)}\right]} \quad (3.24)$$

donde α y β son los parámetros de la función. Para muestras muy grandes:

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (3.25)$$

$$\hat{\beta} = \bar{x} - 0.45S \quad (3.26)$$

Con $\beta \in \mathfrak{R}$ y $\alpha > 0$

La esperanza y la varianza de la distribución Gumbel están dadas por las siguientes expresiones:

$$E[X] = \beta + \alpha\gamma \quad (3.27)$$

$$V[X] = \frac{\alpha^2 \pi^2}{6} \quad (3.28)$$

donde γ es la constante de Euler-Mascheroni, cuyo valor es aproximadamente 0.5772156649...

La media \bar{x}_n y la desviación estándar σ_n de la variable de Gumbel son funciones de la longitud del registro n . Cuando la longitud del registro se acerca a ∞ , la media \bar{x}_n se aproxima al valor de la constante de Euler, y la desviación estándar σ_n se aproxima al valor de $\pi/\sqrt{6}$. El coeficiente de sesgo de la distribución Gumbel es 1.14.

El uso que se le ha dado en hidrología a la distribución de Gumbel es en el cálculo de los caudales de avenida para el dimensionamiento y diseño de los aliviaderos de las grandes presas hidráulicas. También es usada en ingeniería marítima y en general en el diseño de construcciones civiles que puedan estar sometidas a condiciones climatológicas extremas. La distribución de Gumbel es también conocida como distribución generalizada exponencial gamma,

La distribución de valores extremos tipo II es también conocida como LogGumbel. Su función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = e^{-y^{1/k}} \quad \text{para } k < 0 \quad (3.29)$$

En donde $y = (x - \beta) / \alpha$ es la variable reducida de Gumbel.

La distribución de valores extremos tipo III tiene la misma función de distribución de probabilidad que la tipo II, pero en este caso $k > 0$. Cuando k se acerca a 0, las distribuciones EV2 y EV3 convergen a la distribución EV1.

3.1.2.- Análisis de frecuencias de avenidas

El análisis de frecuencias de avenidas se refiere a la aplicación del análisis de frecuencias al estudio de gastos. Históricamente, muchas distribuciones de probabilidad han sido usadas para este propósito. La distribución normal fue la primera usada por Horton en 1913, y poco después por Fuller. Hazen usó la distribución lognormal para reducir el sesgo, mientras que Foster prefirió usar las distribuciones sesgadas Pearson (Ponce 1989).

La versión logarítmica de la distribución Pearson tipo III, la log Pearson III, ha sido aprobada por la *U.S. Interagency Advisory Comite on Water Data* para uso general en Estados Unidos. La distribución Gumbel es también extensamente usada en Estados Unidos y en todo el mundo.

3.1.3.- Selección de las series de datos

El registro completo de una avenida de una estación aforada se denomina serie de duración completa. Para efectuar un análisis de frecuencias de gastos, es necesario seleccionar una serie de gastos, por ejemplo una muestra de eventos extraída de la serie de duración completa.

Existen dos tipos de series de avenidas: (1) las series de duración parcial y (2) las series de valores extremos. Las series de duración parcial consisten en caudales cuya magnitud es más grande que un cierto valor base llamado usualmente "umbral". Cuando el umbral es tal que el número de eventos en la serie es igual al número de años de registro, es llamada serie de excedencias anual.

En la serie de valores extremos, cada año de registro contribuye con un valor a la serie, ya sea el valor mínimo (serie anual de mínimos) o el valor máximo (serie anual de máximos).

La serie anual de excedencias toma en cuenta todos los eventos extremos por encima de un cierto umbral, independientemente de cuando éstos ocurren. Sin embargo, la serie anual de máximos considera sólo un evento extremo por periodo anual. La diferencia entre estas dos series es probablemente más marcada para registros cortos en los cuales el segundo registro anual más grande puede influir en gran medida en la calidad de la serie anual de excedencias. En la práctica, la serie anual de excedencias es usada para análisis de frecuencias que involucran periodos de retorno cortos, en el rango de 2 a 10 años. Para periodos de retorno grandes la diferencia entre estas series es pequeña. La serie anual de máximos es usada para periodos de retorno en el rango de 10 a 100 años o más.

3.1.4.- Periodo de retorno, frecuencia, y riesgo

El tiempo transcurrido entre picos de caudales sucesivos que exceden un cierto gasto Q es una variable aleatoria cuyo valor medio es llamado el período de retorno T (o intervalo de recurrencia) del gasto Q . La relación entre la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno es la siguiente:

$$P(Q) = \frac{1}{T} \quad (3.30)$$

En donde $P(Q)$ es la probabilidad de excedencia de Q . Los términos frecuencia y periodo de retorno son a menudo usados indistintamente, aunque estrictamente hablando, frecuencia es el recíproco del periodo de retorno. Una frecuencia de $1/T$, o uno en T años, corresponde a un periodo de retorno de T años. La probabilidad de no excedencia $P(\bar{Q})$ es la probabilidad complementaria de la probabilidad de excedencia $P(Q)$, definida como:

$$P(\bar{Q}) = 1 - P(Q) = 1 - \frac{1}{T} \quad (3.31)$$

La probabilidad de no excedencia en n años sucesivos es:

$$P(\bar{Q}) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (3.32)$$

Por lo tanto, la probabilidad, o riesgo, que Q pueda ocurrir al menos una vez en n años consecutivos es:

$$R = 1 - P(\bar{Q}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (3.33)$$

El ajuste de distribuciones de probabilidad a las series de datos es el método más común para el análisis de frecuencias. Con esto, la magnitud de los eventos se determina a partir de la línea de mejor ajuste (que es la distribución considerada). La probabilidad de ocurrencia de los eventos se toma en cuenta a través del denominado período de retorno el cual está definido en forma probabilista.

En otras palabras el periodo de retorno (T) corresponde al tiempo promedio transcurrido entre ocurrencias de un evento de magnitud dada o uno de magnitud mayor y está definido como inverso de la probabilidad de excedencia, es decir:

$$T = \frac{1}{P(x \geq x)} \quad (3.34)$$

O bien como:

$$T = \frac{1}{1 - P(x \leq x)} = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (3.35)$$

donde $F(x)$ es la función de distribución acumulada de X .

A partir de esta última expresión, la determinación de eventos para diferentes periodos de retorno, una vez que se ha elegido una función de distribución de probabilidad, es prácticamente directa, ya que para un T dado, se calcula $F(x)$ y

con la función de distribución de probabilidad considerada se determina el valor de la variable aleatoria.

3.1.5 Ejemplo de análisis de frecuencias

A continuación se presenta un ejemplo sencillo de cómo se realiza el análisis de frecuencias utilizando las funciones de distribución de probabilidad Gumbel y LogNormal, las cuales a la postre resultaron ser la usada y la encontrada, respectivamente, en el desarrollo de la presente tesis.

Con los datos mostrados en la tabla 3.1:

- Calcular el gasto Q correspondiente a un periodo de retorno de $Tr=500$ años
- Calcular el periodo de retorno Tr correspondiente a un gasto $Q=2000 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Año	Qmax (m ³ /s)	log (Qmax)
1968	413	6.02344759
1969	87	4.46590812
1970	31	3.4339872
1971	1133	7.03262426
1972	396	5.98141421
1973	62	4.12713439
1974	35	3.55534806
1975	280	5.6347896
1976	252	5.52942909
1977	201	5.30330491
1978	252	5.52942909
1979	336	5.81711116
1980	239	5.47646355
1981	142	4.95582706
1982	13	2.56494936
1983	100	4.60517019
1984	1977	7.58933582
1985	165	5.10594547
1986	110	4.70048037
1987	119	4.77912349
1988	50	3.91202301

Tabla 3.1.- Datos del ejemplo.

I. Cálculo de Medias y desviación estándar:

Distribución	Gumbel	LogNormal
N Datos	21	21
suma	6,393	106.123246
media (\bar{x})	304.428571	5.053488
desv. Estándar (S)	452.168948	1.177801

II. Cálculo de parámetros:

LogNormal: de acuerdo a las ecuaciones 3.9 y 3.10

$$\alpha = \mu_y = 5.053488$$

$$\beta = \sigma_y = 1.177801$$

Gumbel: de las ecuación 3.25 Y 3.26

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} (452.168948) = 352.554682 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\hat{\beta} = 304.428571 - 0.45(452.168948) = 100.952544 \text{ m}^3/\text{seg}$$

III. Cálculo del gasto para $Tr = 500$ años

LogNormal: despejando $F(x)$ [$F(Q)$] de la ecuación 3.35

$$F(Q) = -\frac{1}{500} + 1 = 0.998$$

Este valor se busca en el cuerpo de la tabla 3.2 correspondiente al área bajo la curva normal tipificada obteniendo un valor de $Z=2.88$ siendo Z la variable estandarizada cuya fórmula es:

$$Z = \frac{x - \bar{x}}{S} \quad (3.36)$$

Despejando x de la ecuación 3.36

$$x = 2.88(1.177801) + 5.053488 = 8.445555$$

Que es el valor de la variable con distribución normal transformada con el logaritmo, para obtener el gasto simplemente regresamos la variable a su forma original mediante la operación inversa al logaritmo natural:

$$Q = e^{8.445555} = 4654.337595 \quad m^3/seg$$

Gumbel: despejando $F(x)$ [$F(Q)$] de la ecuación 3.35 y x (Q) de la ecuación 3.23

$$F(Q) = -\frac{1}{500} + 1 = 0.998$$

$$Q = 352.554682 \{- \ln[- \ln(0.998)]\} + 100.952544 = 2291.589 \quad m^3/seg$$

IV. Cálculo del periodo de retorno para $Q = 2000 \quad m^3/seg$

LogNormal: primero obtenemos el logaritmo de $Q = 2000 \quad m^3/seg$

$$\ln(2000) = 7.600902$$

Entonces podemos calcular la variable estandarizada de la ecuación 3.36

$$Z = \frac{7.600902 - 5.053488}{1.177801} = 2.162856$$

Con este valor y la con la tabla 3.2 obtenemos $F(Z)$

$$F(Z) = 0.9847$$

Y con este valor podemos ya calcular el periodo de retorno con la ecuación 3.35:

$$Tr = \frac{1}{1 - 0.9847} = 65.3595 \approx 65 \text{ años}$$

Gumbel: de la ecuación 3.23 y con la ecuación 3.35

$$F(Q) = e^{-e^{-\left(\frac{2000 - 100.952544}{352.554682}\right)}} = 0.995433$$

$$Tr = \frac{1}{1 - 0.995433} = 218.96212 \approx 219 \text{ años}$$

z	segundo decimal de z									
	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3335	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3935	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8105	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9618	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9685	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9916	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9935	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Figura 3.3.- Área bajo la curva normal estandarizada: $P(Z < z)$ donde $Z \sim N(0, 1)$.

3.2 DISTRIBUCIONES DERIVADAS

3.2.1.- Introducción

Mucha de la ciencia e ingeniería está basada en relaciones funcionales las cuales predicen el valor de una variable (dependiente) dado algún valor de otra variable (independiente). La presión estática es una función de la densidad del fluido; la fuerza de torsión, del área de la sección transversal; y así en adelante. Si en una formulación probabilística, la variable independiente se considera una variable aleatoria, ésta aleatoriedad se transmite a aquellas variables las cuales son funcionalmente dependientes sobre ésta. La finalidad es determinar la ley de probabilidad de las variables aleatorias dependientes funcionalmente cuando la ley de probabilidad de la variable independiente es conocida.

Las distribuciones derivadas pueden ser usadas en situaciones donde se conoce la distribución de probabilidad de una serie de variables aleatorias y se desea una función o transformación de estas variables. Por ejemplo en hidrología, la distribución de probabilidad de los caudales en dos tributarios de una corriente puede ser conocida mientras que el objeto de interés puede ser la suma de los flujos en los dos tributarios. Algunas transformaciones comúnmente usadas son la traslación y/o rotaciones, transformaciones logarítmicas, transformaciones de n raíz para n igual a 2 y 3 y ciertas transformaciones trigonométricas.

En base a la teoría de las distribuciones derivadas se intento encontrar la función de distribución de probabilidad correspondiente a los niveles o elevaciones de la superficie libre del agua considerando conocida la función de distribución de probabilidad de los gastos de entrada al vaso, utilizando un hidrograma rectangular para representar la avenida arbitraria de entrada. Considerando la FDP de las elevaciones como una función o transformación de la FDP de los gastos. Se utilizo la solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito en vasos (Ramírez y Aldama, 2000) como la función a usar y la avenida arbitraria de entrada caracterizada únicamente por el gasto pico, la principal dificultad para resolver nuestro problema mediante este enfoque se presento en el momento de tratar de encontrar la solución analítica de primer orden del problema del tránsito de avenidas en vasos (la de orden 0 si fue posible obtenerla), ya que al momento de realizar la integración de la solución analítica se encontró con que no tenia solución cerrada, por esta razón se decidió no utilizar el enfoque de las distribuciones derivadas para resolver el problema planteado.

3.2.2. Distribuciones derivadas

Para distribuciones continuas univariadas (Haan, 1977) de la variable aleatoria X , la distribución de U donde

$$U = u(X) \quad (3.37)$$

es una función monótonica ($u(X)$ es monotonicamente creciente si $u(x_2) > u(x_1)$ para $x_2 > x_1$ y monotonicamente decreciente si $u(x_2) < u(x_1)$ para $x_2 > x_1$) se puede encontrar como:

$$p_u(u) = p_x(x) dx / du \quad (3.38)$$

En el caso de una densidad bivariada continua, la transformación de $p_{x,y}(x,y)$ a $p_{u,v}(u,v)$ donde $U=u(X, Y)$ y $V=v(X, Y)$ son transformaciones diferenciables continuamente puede ser hecha por la relación:

$$p_{u,v}(u,v) = p_{x,y}(x,y) \left| J \left(\begin{array}{c} x,y \\ u,v \end{array} \right) \right| \quad (3.39)$$

donde $\left| J \left(\begin{array}{c} x,y \\ u,v \end{array} \right) \right|$ es el Jacobiano de las transformaciones calculado como el determinante de la matriz de las derivadas parciales

$$\left| J \left(\begin{array}{c} x,y \\ u,v \end{array} \right) \right| = \begin{vmatrix} \frac{\partial x}{\partial u} & \frac{\partial x}{\partial v} \\ \frac{\partial y}{\partial u} & \frac{\partial y}{\partial v} \end{vmatrix} \quad (3.40)$$

Los límites en U y V deben determinarse del problema individual cercano.

Un caso especial de una transformación bivariada es cuando se busca la distribución de $U=u(X, Y)$. En este caso un método para obtener $p_u(u)$ es definir una variable aleatoria muda $V=v(X, Y)$. La ecuación 3.39 entonces se usa para

encontrar la densidad conjunta de U y V , $p_{u,v}(u,v)$. La densidad univariada de U es ahora la distribución marginal de U se encuentra integrando en todo V .

En algunos casos la función $U=u(X, Y)$ puede ser de tal forma que es difícil de determinar analíticamente la distribución de U de la distribución de X . En estos casos podría ser posible generar una muestra grande de X 's, calcular las correspondientes U 's y entonces ajustar una distribución de probabilidad para las U 's. Debe notarse, sin embargo que este método tan empírico no satisfará en general la ecuación 3.38.

Finalmente parte de este enfoque es el que fue utilizado para el desarrollo de la tesis, debido a la dificultad de establecer de forma analítica la distribución de los almacenamientos, por lo que, como se menciona en el párrafo anterior, para salvar este problema se generó una muestra de gastos y con estos gastos y siguiendo la metodología propuesta se calcularon las correspondientes elevaciones y se ajustó una distribución de probabilidad a dichas elevaciones.

4.- TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS.

El tránsito de avenidas en vasos constituye, sin duda el problema más simple del tránsito de avenidas. La velocidad del flujo que entra a un vaso de gran capacidad es muy baja y la superficie libre del agua en él puede considerarse prácticamente horizontal en todo momento. Consecuentemente, tanto el volumen almacenado como la descarga pueden expresarse en función del nivel en el vaso.

El tránsito en embalses usa relaciones matemáticas para calcular el gasto de salida de un embalse una vez que el gasto de entrada, las condiciones iniciales, las características del embalse y las reglas de operación son conocidas. La aproximación clásica al tránsito de avenidas en embalses está basada en el concepto de almacenamiento. Estas técnicas son referidas como métodos hidrológicos para el tránsito de avenidas en embalses, o métodos de tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento, para distinguirlos de los métodos de tránsito hidráulico.

Posteriormente se usa los principios de conservación del momento y masa para obtener soluciones detalladas para descargas y estaciones en cualquier parte del embalse. En la práctica, la mayoría de las aplicaciones del tránsito de avenidas en embalses se realizan usando el concepto de almacenamiento.

Los embalses pueden ser de diferentes tamaños; pueden fluctuar desde pequeños estanques de detención diseñados para controlar el gasto de inundaciones en lugares con desarrollo urbano, hasta embalses que ocupan segmentos sustanciales de grandes ríos.

Para un solo embalse, el gasto de entrada es dependiente del gasto natural proveniente de aguas arriba. El gasto de salida, sin embargo puede ser controlado, no controlado o una combinación de ambos. El gasto de salida no controlado no es sujeto a la intervención de un operador, por ejemplo, el gasto de salida directo por un vertedor de cresta libre. En cambio, el gasto de salida controlado está sujeto a la intervención de un operador como en un vertedor con compuerta.

Los estanques de detención pequeños y los embalses de retención de inundaciones son ejemplos típicos de embalses con gasto de salida no controlado. En estos casos un vertedor de cresta libre (o un vertedor con compuerta que es totalmente abierto durante la temporada de lluvias) sirve como

estructura de salida. Por lo tanto, el gasto de salida de los embalses con vertedores no controlados es solamente función del estado del embalse.

Hay dos tipos de tránsito en embalses con gasto de salida no controlado: *simulado* y *real*. El primero usa relaciones matemáticas para simular el proceso de difusión natural existente en la naturaleza; un ejemplo de esto es el método de tránsito lineal, el cual es ampliamente usado en el tránsito de desagües. El segundo se refiere al tránsito directo de un embalse existente o planeado, para propósitos de diseño o de operación. En este caso, las características del gasto de salida son determinadas por las características geométricas del embalse y las propiedades hidráulicas de la o las estructuras del gasto de salida. El método más ampliamente usado para este tipo de tránsito con gasto de salida no controlado es el método del almacenamiento índice (Ponce, 1989).

En un embalse con gasto de salida controlado se usan compuertas con el propósito de regular el gasto directo que sale de la estructura. Las compuertas se operan siguiendo reglas establecidas, las cuales determinan la relación entre el gasto de entrada, el gasto de salida del almacenamiento tomando en cuenta las demandas de agua diarias, mensuales o temporales aguas abajo. Los embalses más grandes operan en condiciones de gasto de salida controlado.

En ciertos casos, el gasto de salida puede ser una combinación de modo controlado y no controlado, por ejemplo, cuando las características del embalse combinan el gasto de salida regulado y un vertedor de emergencia que opera sólo bajo un cierto nivel de agua. El gasto directo en un vertedor de emergencia es usualmente del tipo no controlado, el gasto de salida es gobernado solamente por las propiedades hidráulicas del vertedor, sin la necesidad de la intervención de un operador.

Las técnicas para el tránsito de almacenamientos se basan en la ecuación diferencial de almacenamiento de agua. Esta ecuación se funda en el principio de conservación de masa, de modo que el cambio en el gasto por unidad de longitud en un volumen de control es balanceado por el cambio en el área de gasto por unidad de tiempo. En forma de ecuación diferencial parcial:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (4.1)$$

En la cual Q = gasto, A = Área, x = longitud, y t = tiempo

La ecuación diferencial de almacenamiento se obtiene acumulando variaciones espaciales, para este propósito la ecuación anterior es expresada en incrementos finitos:

$$\frac{\Delta Q}{\Delta x} = \frac{\Delta A}{\Delta t} = 0 \quad (4.2)$$

Con $\Delta Q = O - I$, donde: O = gasto de entrada y I = Gasto de salida; y $\Delta S = \Delta A \Delta x$, donde ΔS = variación en el volumen de almacenamiento, lo que reduce la ecuación anterior a su forma más simple, entonces la ecuación diferencial de almacenamiento en un vaso se puede escribir como:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (4.3)$$

Donde:

- I es el gasto de entrada al vaso,
- O es el gasto de salida del vaso,
- S es el volumen almacenado dentro del vaso y
- t es el tiempo

La ecuación anterior establece que cualquier diferencia entre el gasto de entrada y el flujo de salida se balancea con un cambio del almacenamiento en el tiempo.

En una aplicación típica del tránsito de avenidas por un vaso, se conocen el hidrograma del gasto de entrada (I) (condición de frontera aguas arriba), el gasto de salida inicial (O_0) y el almacenamiento inicial (S_0) (condiciones iniciales), además de las características físicas y operacionales del vaso y las características de la obra de excedencias. Así, el objetivo del tránsito es calcular el hidrograma del gasto de salida para las condiciones iniciales dadas, las condiciones de frontera aguas arriba, características del embalse, y reglas de operación.

Al contrario que en un canal ideal para el cual el almacenamiento es función del flujo de entrada y el de salida, en un embalse ideal el almacenamiento es función solo de del gasto de salida. La relación entre el almacenamiento y el gasto de salida puede ser expresada en la forma general siguiente:

$$S = f(O) \quad (4.4)$$

Una relación común entre el gasto de salida y el almacenamiento es la siguiente función de potencia:

$$S = KO^n \quad (4.5)$$

En donde K =coeficiente de almacenamiento y n =exponente. Para $n=1$, la ecuación anterior se reduce a la forma lineal mostrada en la ecuación 4.6 donde K se denomina coeficiente de almacenamiento lineal.

$$S = KO \quad (4.6)$$

Los embalses reales usualmente tienen una relación almacenamiento-gasto de salida no lineal; por lo tanto la función de potencia es aplicable a embalses existentes o planeados. Excepciones son los casos donde dicha relación es efectivamente lineal, como en el caso de una presa proporcional. Lo anterior es usado en conexión con divisiones de riego o en la medición de gastos muy pequeños.

Los embalses simulados son usualmente del tipo lineal, aunque embalses no lineales también se usan en la simulación. Varios embalses lineales en serie encabezan una "cascada de embalses lineales", un procedimiento matemático que es útil en el tránsito en desagües. En embalses lineales, la constante K es el coeficiente de almacenamiento lineal. Al incrementar el valor de K aumenta la cantidad de almacenamiento simulado por el sistema. En otras palabras, grandes valores de K resultan en el incremento de la difusión del hidrograma del gasto de salida.

Para el tránsito en embalses reales, las propiedades no lineales de la relación almacenamiento-gasto de salida deben determinarse con anticipación. El gasto de salida de un embalse real depende de si el gasto es descargado por un conducto(s) cerrado, por un vertedor de cresta libre, o una combinación de ambos. La ecuación diferencial de almacenamiento en un vaso se soluciona usualmente mediante la inclusión de una ecuación de descarga la cual generalmente puede expresarse en función de la carga hidráulica, una fórmula general hidráulica de gasto de salida es la siguiente:

$$O = C_d Z H^y \quad (4.7)$$

Donde O = gasto de salida; C_d = coeficiente de descarga; Z = variable que representa el área transversal (para conductos cerrados de salida libre) o la longitud de la cresta del vertedor (para vertedores de cresta libre); H = carga hidráulica, arriba de la elevación de salida (para conductos cerrados) o arriba de la cresta del vertedor (para un vertedor de cresta libre); y y = exponente de capacidad.

Teóricamente los valores del coeficiente de descarga C_d y del coeficiente de capacidad se determinan usando principios hidráulicos. Para conductos cerrados de salida libre, la conservación de energía entre la elevación del agua en la presa y las elevaciones de salida (sin tomar en cuenta las pérdidas de entrada y por fricción) esta dada por:

$$H = \frac{V^2}{2g} \quad (4.8)$$

Donde V = velocidad media, y g = aceleración de la gravedad. Por lo tanto, el flujo de salida es:

$$O = (2gH)^{1/2} Z \quad (4.9)$$

Estos valores teóricos del coeficiente de descarga son reducidos en cerca del 30 por ciento por efecto de la contracción del gasto en la entrada y por las pérdidas por fricción.

Para un vertedor sin compuerta, la condición de gasto crítico en la proximidad de la cresta resulta:

$$O = \left[g \left(\frac{2}{3} \right) H \right]^{1/2} \left[\left(\frac{2}{3} \right) H \right] Z \quad (4.10)$$

Que se reduce a:

$$O = \left(\frac{2}{3} \right) \left[\left(\frac{2}{3} \right) g \right]^{1/2} Z H^{3/2} \quad (4.11)$$

Es muy común encontrar que el gasto de salida de un vertedor con descarga libre puede expresarse como:

$$O = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (4.12)$$

En donde O es el gasto de salida; μ , un coeficiente de descarga adimensional; L , la longitud de la cresta vertedora y H , la carga hidráulica.

En la práctica, el coeficiente de descarga de un vertedor no es constante, sino que varía con la carga hidráulica aproximadamente entre un 95 y un 130 por ciento del valor teórico dado por la ecuación 4.11 (Ponce, 1989).

En una presa proporcional, el área transversal del gasto crece en proporción a la mitad de la energía de la carga hidráulica. Por lo tanto, el gasto de salida está linealmente relacionado con la carga hidráulica, y una descarga por el vertedor basada en la ecuación 4.6 es aplicable.

4.1- TRÁNSITO LINEAL DE VASOS DE ALMACENAMIENTO

La ecuación diferencial de almacenamiento puede resolverse por medios analíticos o numéricos. La aproximación numérica es usualmente preferida porque puede tomar en cuenta un hidrograma de entrada arbitrario y porque se presta para solucionarse por computadora fácilmente. La solución se obtiene por la discretización de la ecuación diferencial de almacenamiento en el plano xt . El plano xt es una gráfica que muestra los valores de una cierta variable en puntos discretos en el tiempo y espacio.

La figura 4.1 muestra dos niveles consecutivos de tiempo, 1 y 2, separados entre ellos un intervalo Δt , y dos lugares espaciales representados por el gasto de entrada y de salida, con el embalse localizado entre ellos.

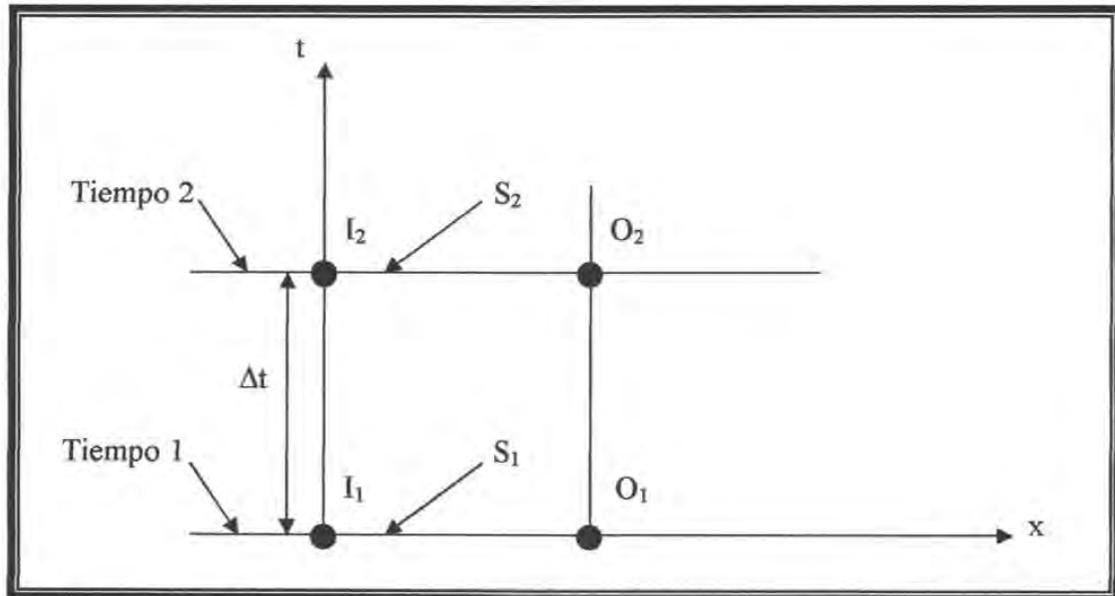


Figura 4.1.- Discretización de la ecuación de almacenamiento en el plano xt .

La discretización en el plano xt resulta entonces:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \quad (4.13)$$

Donde I_1 = gasto de entrada en el tiempo 1; I_2 = gasto de entrada en el tiempo 2; O_1 = gasto de salida en el tiempo 1; O_2 = gasto de salida en el tiempo 2; S_1 = almacenamiento en el tiempo 1; S_2 = almacenamiento en el tiempo 2; y Δt = intervalo de tiempo. La ecuación anterior dice que entre dos niveles de tiempo separados por un intervalo de tiempo Δt , el promedio de gastos de entrada menos el de gastos de salida es igual al cambio en el almacenamiento.

Para almacenamientos lineales, la relación entre el almacenamiento y el gasto de salida es por lo tanto:

$$S = KO_1 \quad (4.14a)$$

y

$$S = KO_2 \quad (4.14b)$$

Donde K es la constante de almacenamiento.

Sustituyendo las ecuaciones 4.14 en la ecuación 4.13, y resolviendo para O_2 :

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (4.15)$$

En donde C_0 , C_1 y C_2 son coeficientes de tránsito definidos como sigue:

$$C_0 = \frac{\Delta t/k}{2 + (\Delta t/k)} \quad (4.16)$$

$$C_1 = C_0 \quad (4.17)$$

$$C_2 = \frac{2 - \left(\frac{\Delta t}{k}\right)}{2 + \left(\frac{\Delta t}{k}\right)} \quad (4.18)$$

Debido a que $C_0 + C_1 + C_2 = 1$, los coeficientes de tránsito son interpretados como coeficientes de peso. Estos coeficientes de tránsito son una función de $\frac{\Delta t}{k}$, la proporción del intervalo de tiempo a la constante de almacenamiento.

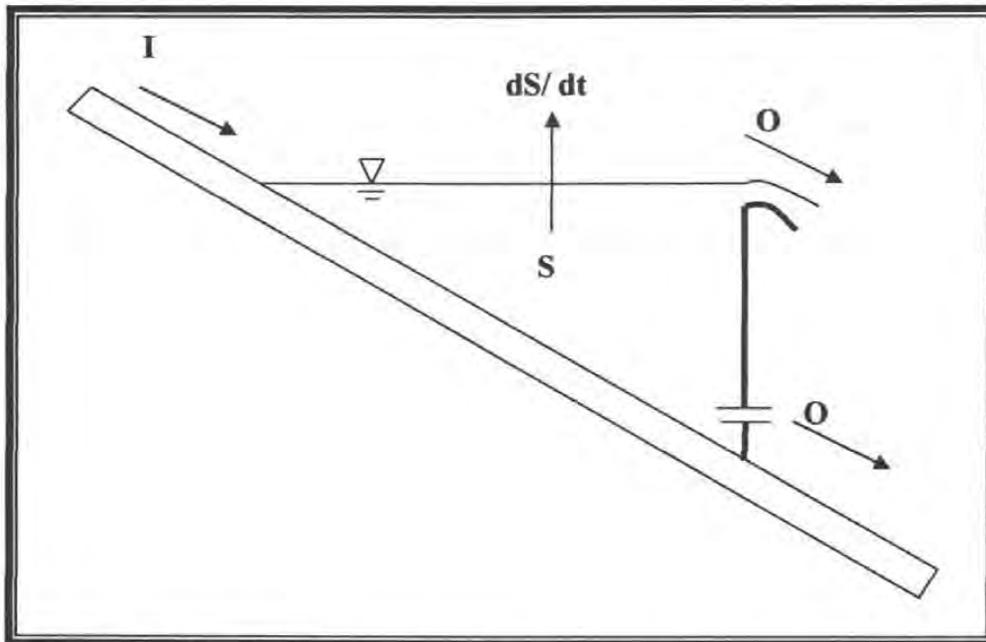


Figura 4.2.- Nomenclatura para el tránsito de avenidas en vasos.

4.2.- MÉTODO DEL ALMACENAMIENTO ÍNDICE

El método del almacenamiento índice es también conocido como el método puls modificado. Este método es usado para transitar avenidas a través de embalses reales, para los cuales la relación entre el gasto de salida y el almacenamiento es usualmente de naturaleza no lineal.

El método está basado en la ecuación diferencial de almacenamiento. La discretización de esta ecuación en el plano xt está dada por la ecuación de gasto crítico en la proximidad de la cresta de un vertedor sin compuerta. Dicha ecuación en el método del almacenamiento índice se transforma en la forma equivalente:

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \quad (4.19)$$

En donde las incógnitas (s_2 y o_2) están en el lado izquierdo de la ecuación y los valores conocidos (gasto de entrada, gasto de salida inicial y almacenamiento) están del lado derecho. La parte izquierda de la ecuación es conocida como la cantidad índice de almacenamiento.

En el presente método es necesario primero reunir los datos geométricos e hidráulicos del embalse. Para este propósito, se preparan las siguientes curvas (o tablas): Elevación-Almacenamiento, Elevación-Gasto de Salida, Almacenamiento-Gasto de salida e índice de almacenamiento-Gasto de Salida. Para aplicaciones computacionales, estas curvas son reemplazadas por tablas de cantidades de Elevación-Gasto de Salida-Almacenamiento-Índice de almacenamiento.

La relación elevación-almacenamiento se determina con base en información topográfica. La elevación mínima es aquella para la cual el almacenamiento es cero, y la elevación máxima es la elevación mínima de la cresta de la presa. Para la solución del problema de tránsito en vasos, la ecuación diferencial de almacenamiento en un vaso se complementa con la relación entre el volumen almacenado dentro del mismo y la elevación de la superficie libre del agua del vaso. Esta relación depende de las características batimétricas del sitio y permite intercambiar al almacenamiento y la elevación como variables en el proceso de tránsito, siendo una expresión indispensable para determinar la operación de las obras de excedencia.

La relación elevación-gasto de salida se determina con base en las propiedades hidráulicas de las obras de salidas, bien sea un conducto cerrado, un vertedor, o una combinación de los dos. En una aplicación típica, la elevación del agua de un embalse provee una carga sobre la salida o la cresta del vertedor, y el gasto de salida puede calcularse con una ecuación como la fórmula hidráulica general de gasto de salida. Cuando el tránsito se desborda a través de vertedores de emergencia, el almacenamiento se expresa alternativamente en términos de la *recarga del almacenamiento*, por ejemplo, el almacenamiento por encima de cierto nivel, usualmente la elevación de la cresta del vertedor de emergencia.

Las relaciones elevación-almacenamiento y elevación-gasto de salida conducen a la relación almacenamiento-gasto de salida, y a su vez, la relación almacenamiento-gasto de salida se usa para desarrollar la relación índice de almacenamiento-gasto de salida. En general, el índice de almacenamiento es $[2S/\Delta t + O]$, con S = almacenamiento, O = gasto de salida, y Δt = intervalo de tiempo. Para desarrollar esta última relación es necesario primero seleccionar un intervalo de tiempo tal que el resultado de la linealización del hidrograma quede como una aproximación cercana de la forma actual no lineal del hidrograma. Para aumentar suavemente a un valor mínimo de $t_p/\Delta t = 5$, en donde t_p es el tiempo al pico del hidrograma de entrada. En la práctica, con ayuda de la computadora en el cálculo se usaría normalmente una proporción mucho más grande, por decir de 10 a 20.

Una vez preparados los datos, se utiliza la ecuación 4.19 para llevar a cabo el tránsito del embalse.

Para poder plantear nuevos métodos para la determinación de eventos para el diseño de embalses conviene contar con una solución analítica de la ecuación de tránsito. Mediante dicha solución se podría obtener de manera explícita la relación entre las características del hidrograma de entrada al vaso y los almacenamientos y elevaciones en el mismo, además de las características del hidrograma de salida.

Una solución analítica se presenta a continuación con detalle ya que será ésta la que se utilice en el presente trabajo.

4.3.- SOLUCIÓN ANALÍTICA APROXIMADA DE LA ECUACIÓN DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASO (Ramírez y Aldama, 2000)

La solución analítica aproximada propuesta por Ramírez y Aldama (2000) tiene como base un enfoque perturbatorio, el primer paso para encontrar dicha solución consiste en encontrar la versión adimensional de la ecuación diferencial del almacenamiento.

Suponiendo que la relación de elevaciones-capacidades para el vaso de almacenamiento se comporta de acuerdo a la función:

$$\frac{S - S_c}{S_m - S_c} = \left(\frac{h - h_c}{h_m - h_c} \right)^\alpha \quad (4.20)$$

Donde

- h_m estimado de la elevación máxima del vaso
- h_c elevación a la cresta vertedora o una elevación de referencia (el NAMO por ejemplo)
- S_m almacenamiento correspondiente al nivel h_m
- S_c almacenamiento al nivel h_c
- α exponente de ajuste

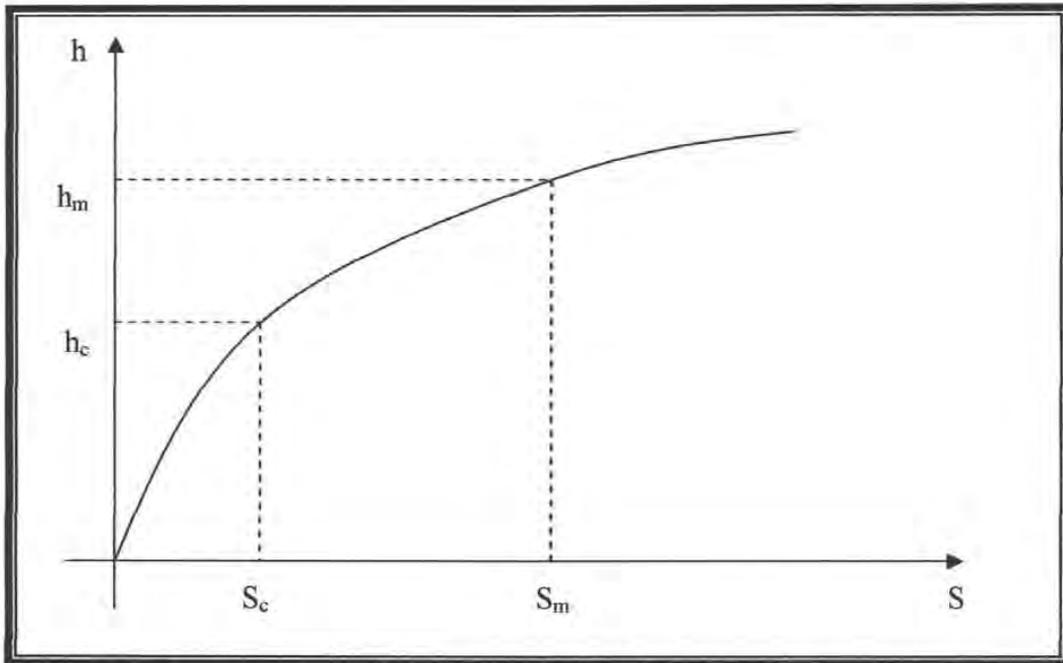


Figura 4.3.- Curva elevaciones-capacidades de un vaso de almacenamiento.

Considerando que el almacenamiento inicial coincide con S_c , una forma sencilla de estimar a priori S_m es la siguiente: $S_m = S_c + V$, lo cual representa una altura superior del almacenamiento en el vaso, correspondiente al caso de descarga nula.

Si llamamos $\beta = 1/\alpha$ se tiene que:

$$\frac{h-h_c}{h_m-h_c} = \left(\frac{S-S_c}{S_m-S_c} \right)^\beta \quad (4.21)$$

La ley de descarga libre de un vertedor está dada por:

$$O = \mu L \sqrt{2g} (h-h_c)^{3/2} \quad (4.22)$$

Las escalas características de la adimensionalización están dadas por:

Escala de almacenamientos:

$$S_e = S_m - S_c \quad (4.23)$$

Escala de gastos:

$$Q_e = \mu L \sqrt{2g} (h_m - h_c)^{3/2} \quad (4.24)$$

Escala de elevaciones:

$$h_e = h_m - h_c \quad (4.25)$$

Escala de tiempos:

$$t_e = \frac{S_e}{Q_e} \quad (4.26)$$

De forma que, las variables adimensionales son:

$$S^* = \frac{S-S_c}{S_e}, \quad h^* = \frac{h-h_c}{h_e}, \quad I^* = \frac{I}{Q_e}, \quad t^* = \frac{t}{t_e} = \frac{Q_e}{S_e} t \quad (4.27)$$

La ecuación de elevaciones-capacidades se reduce a:

$$h^* = S^{*\beta} \quad (4.28)$$

Y la ecuación de descarga libre resulta:

$$O = \mu L \sqrt{2g} [h_e S^{*\beta}]^{3/2} \quad (4.29)$$

En particular cuando $\beta = 2/3$, el problema se vuelve lineal resultando la ecuación:

$$\frac{dS^*}{dt^*} = I^* - S^* \quad (4.30)$$

Considerando que α es muy cercano a $3/2$, con lo cual β sería muy cercano a $2/3$, entonces se puede tomar $\beta = 2/3 + \delta$, en donde $\delta \ll 1$. Si llamamos $\varepsilon = 3/2 \delta$, se obtiene la ecuación adimensional general de continuidad para el tránsito de avenidas en vasos:

$$\frac{dS^*}{dt^*} + S^{*1+\varepsilon} = I^* \quad (4.31)$$

donde $I^* = I^*(t)$ y $S^* = S^*(t; \varepsilon)$ y $\varepsilon \ll 1$.

En dicha ecuación no se involucra explícitamente a las características del pico de la avenida sino a todo el hidrograma. La ecuación 4.31 está sujeta a la condición inicial $S=B$, con $B=O(1)$. Si el vertedor es de descarga libre y para los fines de diseño del volumen de control de avenidas se tiene que $B=0$, pero si existe un vertedor con descarga controlada se puede tener cualquier valor dentro de un rango determinado.

El principio de la teoría de los métodos perturbatorios señala que al ser ε arbitrariamente pequeño, todos los coeficientes de las potencias de éste deben ser iguales cero. Así, se forman tres ecuaciones ordinarias denominadas problemas de orden ε :

Problema de orden $O(\varepsilon^0)$:

$$\frac{dS_0}{dt} + S_0 = I(t) \quad (4.32)$$

Problema de orden $O(\varepsilon)$:

$$\frac{dS_1}{dt} + S_1 = S_0 \ln S_0 \quad (4.33)$$

Problema de orden $O(\varepsilon^2)$:

$$\frac{dS_2}{dt} + S_2 = -S_1 - S_1 \ln S_0 - \frac{S_0}{2} \ln^2 S_0 \quad (4.34)$$

Donde $S_0(t)$, $S_1(t)$ y $S_2(t)$ son funciones por determinar.

Las condiciones iniciales para la solución son $S_0(0) = B$, $S_1(0) = 0$ y $S_2(0) = 0$, ya que de acuerdo con la teoría de los métodos perturbatorios, las condiciones iniciales son tomadas por la solución de orden cero ($O(\varepsilon^0)$)

La solución de estos tres problemas produce expresiones para $S_0(t)$, $S_1(t)$ y $S_2(t)$, las cuales proporcionan la solución completa del problema.

Las soluciones generales de los problemas anteriores, mediante el uso de la siguiente notación:

$$A(t) = \int_0^t e^{\eta} I(\eta) d\eta \quad (4.35)$$

Resultan:

$$\begin{aligned} S_0(t) &= [B + A(t)]e^{-t} \\ S_1(t) &= -e^{-t} \int_0^t [B + A(\tau)] \{-\tau + \ln[B + A(\tau)]\} d\tau \\ S_2(t) &= -e^{-t} \int_0^t \left\{ \frac{1}{2} [B + A(\tau)] \{-\tau + \ln[B + A(\tau)]\}^2 \right. \\ &\quad \left. - \int_0^t [B + A(\tau')] \{-\tau' + \ln[B + A(\tau')]\} d\tau' (-\tau + \ln[B + A(\tau)]) \right\} d\tau \end{aligned} \quad (4.36)$$

Estas dos últimas ecuaciones pueden escribirse también como:

$$\begin{aligned} S_1(t) &= -e^{-t} \int_0^t e^t S_0(\tau) \ln S_0(\tau) d\tau \\ S_2(t) &= -e^{-t} \int_0^t e^t \left\{ \frac{1}{2} S_0(\tau) \ln^2 S_0(\tau) + S_1(\tau) [1 + \ln S_0(\tau)] \right\} dt \end{aligned} \quad (4.37)$$

Estas ecuaciones proporcionan una solución analítica hasta de segundo orden del problema del tránsito de avenidas en vasos. La función $I(t)$ corresponde a la avenida arbitraria de entrada y $S(t)$ es la función que proporciona la evolución en el tiempo de los volúmenes almacenados dentro del vaso.

Las expresiones anteriores permiten la solución del problema adimensional. Una vez resuelto este, bastará regresar al problema dimensional mediante las ecuaciones 4.23 a 4.26. Para el caso de un hidrograma triangular de entrada que constituye el Hidrograma Triparamétrico Hermitiano (HTH) (Aldama y Ramírez, 1998) de orden cero como el mostrado en la figura 4.4, es posible encontrar expresiones para $S(t)$ en función de cuadraturas.

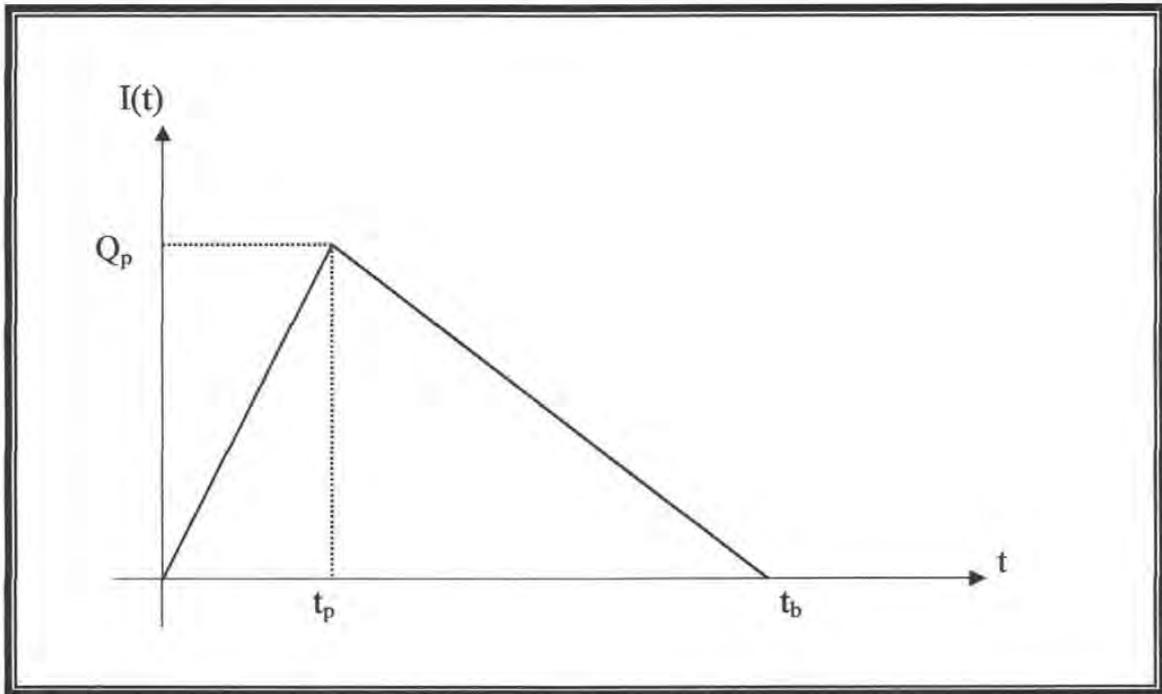


Figura 4.4.- Hidrograma triangular de entrada.

Siendo Q_p el gasto pico, t_p el tiempo pico y t_b el tiempo base, y con base en la figura 4.4 el volumen de escurrimiento para el hidrograma será $V = (Q_p t_b)/2$.

Este hidrograma debe adimensionalizarse de acuerdo con: el gasto pico adimensional es $\xi = Q_p/Q_e$, el tiempo pico adimensional es $\gamma = t_p/t_e = S_e t_p/Q_e$. Considerando que el volumen de escurrimiento adimensional está dado por $\sigma = V/S_e$, el tiempo base adimensional es por lo tanto $t_b = 2\sigma/\xi$. Siendo su hidrograma adimensional la figura 4.5.

El hidrograma de entrada queda entonces descrito por: $I^*(t^*) = \frac{\xi}{\gamma} t^*$, para

$$0 \leq t^* \leq \gamma, \quad I^*(t^*) = \xi \left(\frac{2\sigma - \xi t^*}{2\sigma - \xi \gamma} \right), \quad \text{para } \gamma \leq t^* \leq \frac{2\sigma}{\xi} \quad \text{y} \quad I^*(t^*) = 0, \quad \text{para } t^* \geq \frac{2\sigma}{\xi}.$$

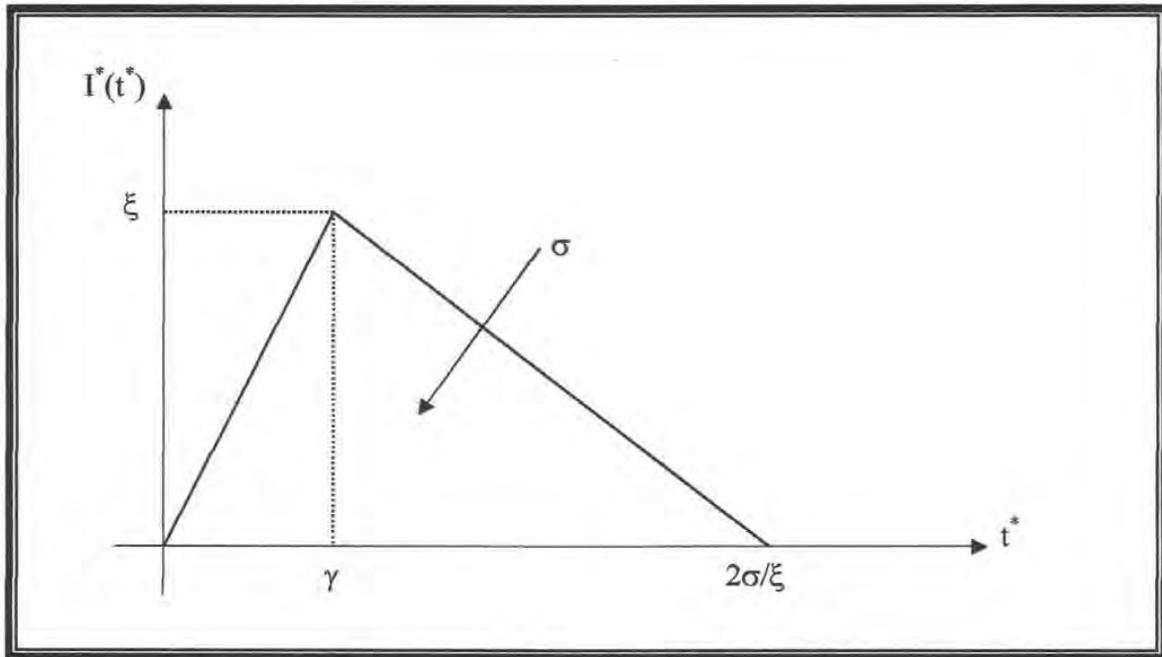


Figura 4.5.- Hidrograma triangular adimensional de entrada.

La solución obtenida para este caso es:

Para $0 \leq t^* \leq \gamma$:

$$\begin{aligned}
 S(t, \varepsilon) = & \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^t(t-1) + 1\} \right] e^{-t} - \varepsilon^{-1} \int_0^t \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \left\{ \tau + \ln \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \right\} d\tau \\
 & - \varepsilon^2 e^{-t} \int_0^t \frac{1}{2} \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \left\{ \tau + \ln \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \right\}^2 d\tau \\
 & - \int_0^t \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \left\{ \tau + \ln \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \right\}^2 d\tau \\
 & * \left(1 - \tau + \ln \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^\tau(\tau-1) + 1\} \right] \right) d\tau
 \end{aligned} \tag{4.38}$$

Para $\gamma \leq t^* \leq \frac{2\sigma}{\xi}$:

$$\begin{aligned}
 S(t; \varepsilon) = & \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^t - m_5 \right] - m_3 \left[e^t (t - 1) - m_4 \right] \right\} \right] e^{-t} \\
 & - \varepsilon^{-t} \int_0^t \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \\
 & \left\{ -\tau + \ln \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \right\} d\tau \\
 & - \varepsilon^2 e^t \int_0^t \left\{ \frac{1}{2} \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \right\} \\
 & \left\{ -\tau + \ln \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \right\}^2 d\tau \quad (4.39) \\
 & - \int_0^t \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \\
 & \left\{ -\tau + \ln \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \right\} d\tau \\
 & \left(1 - \tau + \ln \left[B + \left\{ m_1 + m_2 \left[e^\tau - m_5 \right] - m_3 \left[e^\tau (\tau - 1) - m_4 \right] \right\} \right] \right) d\tau
 \end{aligned}$$

Donde:

$$m_1 = \frac{\xi}{\gamma} \left[e^\gamma (\gamma - 1) + 1 \right]; \quad m_2 = \frac{2\sigma\xi}{2\sigma - \gamma\xi}; \quad m_3 = \frac{\xi^2}{2\sigma - \gamma\xi}; \quad m_4 = e^\gamma (\gamma - 1); \quad m_5 = e^\gamma \quad (4.40)$$

Para $t^* > \frac{2\sigma}{\gamma}$:

$$S(t > t_b; \varepsilon) = \frac{1}{\left[\varepsilon \left(t - \frac{2\sigma}{\xi} + \frac{1}{S_b^\varepsilon} \right) \right]^{\frac{1}{\varepsilon}}} \quad (4.41)$$

Donde: $S_b = S\varepsilon \left(\frac{2\sigma}{\xi}; \varepsilon \right)$

Estas ecuaciones proveen una solución cerrada al problema del tránsito de avenidas triangulares y pueden tomarse para el análisis posterior del comportamiento de los vasos. En el presente trabajo se utilizaron las ecuaciones 4.38 y 4.39 para realizar el tránsito de las avenidas en las tres presas presentadas como casos de estudio.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

En el presente capítulo se trabaja en la obtención de una relación entre el periodo de retorno del gasto de entrada a un vaso de almacenamiento y el periodo de retorno de la elevación de la superficie del agua del mismo, con el propósito de asignar las probabilidades de excedencia y por lo tanto el periodo de retorno a la variable más importante que efectivamente dicta el dimensionamiento o diseño final de un vaso de almacenamiento. Tal es el caso de la altura de la cortina, cuyo valor está directamente dictado por la elevación máxima que alcanza la superficie del agua o el almacenamiento máximo al transitar la avenida por el vaso, en otras palabras, que la variable aleatoria en el análisis de frecuencias sea dicha elevación máxima.

La metodología desarrollada en el presente capítulo para los tres casos de estudio es la siguiente: como primer paso se generó una muestra de gastos de entrada al vaso con una función de distribución conocida, utilizando para este propósito una distribución Gumbel y se calculó el periodo de retorno correspondiente a cada gasto de entrada. Como segundo paso se transitaron las avenidas, compuestas por los gastos obtenidos en el primer paso, por el vaso de almacenamiento, realizando dicho tránsito mediante el empleo de la solución analítica de tránsito en avenidas en vasos propuesta por Ramírez y Aldama (2000), la cual se describió en el capítulo 1, considerando hidrogramas triangulares de entrada y pasándolos a una forma adimensional. Con el tránsito se obtuvieron los almacenamientos correspondientes a los hidrogramas triangulares adimensionales para diferentes tiempos para cada gasto considerado. El tercer paso fue seleccionar el máximo almacenamiento adimensional obtenido con cada hidrograma adimensional de entrada, y dicho almacenamiento máximo se regresó a su forma dimensional mediante las curvas características de la adimensionalización, obteniendo así un registro de almacenamientos dimensionales de los vasos. El cuarto paso consistió en, mediante la función de potencia que relaciona elevaciones-capacidades, convertir los almacenamientos dimensionales del paso anterior a sus correspondientes elevaciones de la superficie libre del agua del vaso. En el quinto paso se aplicó un análisis de frecuencias a las elevaciones obtenidas en el paso anterior para encontrar la distribución de probabilidad que mejor se ajustara a ellas y se calculó con la FDP escogida en el análisis de frecuencias los periodos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de retorno correspondientes a cada elevación. Como sexto paso se realizó un análisis de regresión (ajuste de curvas) para encontrar la relación entre los periodos de retorno de los gastos de entrada al vaso y los periodos de retorno de las elevaciones de la superficie libre del agua, encontrando una curva que se ajuste a dichos periodos de retorno. Una vez que se eligió la curva ajustada, como paso final, se calculó el promedio de cada uno de los parámetros de la curva seleccionada para los tres casos de estudio y, finalmente, se planteó una ecuación para estimar la FDP de las elevaciones utilizando como constantes los promedios de los parámetros obtenidos con el análisis de regresión.

Se presenta primeramente una breve descripción de cada una de las presas que serán tomadas como casos de estudio para la aplicación del presente procedimiento así como algunas de sus características.

5.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LOS CASOS DE ESTUDIO

5.1.1.- Presa El Molinito, Sonora

La presa se destina a proteger a la ciudad de Hermosillo contra las inundaciones provocadas por el desbordamiento del río Sonora y a resolver los problemas del desarrollo urbano que se presentan al incorporar a ésta cerca de 800 ha de terrenos del cauce de dicha corriente, que cruza la ciudad, afectando un área muy importante que se encontraba sometida a un uso inadecuado del suelo.

La presa consiste esencialmente en una cortina que forma un embalse con capacidad de 272 millones de m^3 , una obra del tipo de torre de operación y conducto para descargar un gasto máximo de 55.00 m^3/s , situada en la ladera derecha y una obra de excedencias consistente en un vertedor de descarga libre con perfil en cimacio Creager, que tiene capacidad para un gasto máximo de 326 m^3/s , ubicada en la ladera izquierda.

La presa El Molinito está ubicada sobre el río Sonora, a unos 23 Km. aguas arriba de la ciudad de Hermosillo, en el municipio del mismo nombre, del estado de Sonora, en la región hidrológica Núm. 9 Sonora Sur. Cuenca del río Sonora. En el sitio de coordenadas: $X = 29^{\circ}12'30''$ latitud norte, $Y = 110^{\circ}43'30''$ longitud oeste.

La cortina es de materiales graduados; tiene 520 m de longitud y 10 m de ancho en la corona que se encuentra a la elevación 295.40 m, la altura máxima es de

31.40 m. La sección está constituida por un corazón impermeable de arcilla compactada de 6 m de ancho en la parte superior, que se extiende hacia aguas arriba sobre el cauce, a la elevación 264 m formando un delantal del mismo material, de 100 m de longitud; sobre el corazón se colocaron en ambos lados zonas de transición constituidas por filtros de arena y grava seleccionada, de 2 m de espesor; esta zona se prolonga sobre el cauce formando una capa del mismo espesor; siguen a continuación los respaldos constituidos por material permeable, grava y arena.

La obra de toma es una estructura de concreto reforzado del tipo de torre de operación y conducto de descarga, localizada en la ladera derecha provista de un puente de acceso desde la corona de la cortina. La torre tiene 25.40 m de altura. Es de sección rectangular de 7.40 m de largo por 6.90 m de ancho y dispone en la parte inferior de una estructura de rejillas de 4.10 m de ancho por 7 m de altura. La toma está provista de 3 compuertas rodantes para emergencia de 2 m de ancho por 3 m de altura, instaladas respectivamente en las elevaciones 281.40, 275.70 y 270 m y una compuerta de iguales características, para operación, instalada a la entrada del conducto; todas las compuertas se maniobran desde la plataforma de operación de la torre, ubicada a la elevación 295.40 m.

Área de cuenca hasta el sitio	11 608 km ²
Período observado	1941-1988
Escurrecimiento anual (millones de m ³)	
Mínimo	18.5
Medio	118.3
Máximo	348.3

Tabla 5.1.- Características hidrológicas.

Capacidades	Almacenamiento millones de m ³	Elevación (m)
Azolves	60.00	233.80
Útil	90.00	289.36 NAMO
Superalmacenamiento	122.00	293.40 NAME
Total	272.00	

Tabla 5.2.- Capacidades de almacenamiento de la presa El Molinito.

Gastos	
Máximo observado:	1,157 m ³ /s
Avenida de diseño:	1,311 m ³ /s
Período de retorno:	10,000 años

Tabla 5.3.- Datos de diseño.

Otras características	
Bordo libre	2.00 m
Áreas de Embale	2,117 ha al NAMO
	2,981 ha al NAME

Tabla 5.4.- Otras características.

El conducto se inicia después de una transición; tiene 105 m de longitud y sección portal de 3 m de ancho, 4 m de altura; descarga en una rápida que remata en un deflector. La toma permite extraer un gasto máximo de 55.00 m³/s para desaguar el vaso en corto tiempo a fin de cumplir con los requerimientos del proyecto.

El puente de acceso de la torre consta de dos tramos iguales de 25.19 m de longitud de centro a centro de los apoyos, tipo pasarela, con una pila intermedia; tiene un ancho útil de 2 m, con guarniciones exteriores y barandales de tubo galvanizado; estructuralmente está constituido por 2 traveses de concreto reforzado de 0.30 m por 1 m, espaciadas 1.20 m.

La obra de excedencias es una estructura de concreto reforzado alojado en la ladera izquierda de la boquilla y ligada a la cortina. Consta de un canal de acceso de 13.50 m de longitud y 16.18 m de ancho de plantilla, que se encuentra a la elevación 287.54 m; cuenta en el lado derecho con un muro de encauzamiento. A continuación se encuentra la sección vertedora que es del tipo de cresta libre, recta en planta y con perfil Creager; tiene 18 m de longitud de cresta, que esta a la elevación 289.36 m, la sección se prolonga 12.36 m y termina a la elevación 285.65 m, donde se inicia una rápida de 17.63 m de longitud, que termina a la elevación 283.02 m, en cuyo extremo se inicia el canal de descarga que se prolonga en una rápida que tiene 140 m de longitud, 10 m de ancho en la

plantilla y remata en una estructura deflectora a la elevación 273.59m. Los taludes están revestidos con losas de concreto de 3.20 m de altura.

Esta obra tiene capacidad para descargar el gasto de diseño de 326 m³/s, con una carga de 4.04 m sobre la cresta, quedando un bordo libre de 2.00 m.

La construcción se realizó de enero de 1990 a agosto de 1991 por parte de la Cía. Desarrollo Canoras, S.A. Se realizaron dos modificaciones al proyecto original; la primera fue el cambio del talud de aguas arriba de 2:1 a 5:1 y la segunda, el cambio de la sección portal de la galería de la obra de toma, que era de 2.50 m de base y 3 000 m de altura y se amplió a 3.50 de base y 4.00 m de altura. Su operación inicio en Septiembre de 1991, la compuerta de operación presenta un ligero desplome lateral que no impide su operación totalmente, pero requiere revisión a la brevedad. Existen filtraciones pero se han tomado medidas para determinar su magnitud.

Al 15 de julio de 1993 se reportó que por no existir encauzamiento del río entre la presa El Molinito y la presa Abelardo L. Rodríguez, cualquier descarga que se hiciera de la primera, inundaría los establos ubicados en esa zona, los que a la fecha se están protegiendo mediante bordos para evitar la contaminación del agua, que se destina para el abastecimiento de la ciudad de Hermosillo.

5.1.2.- Presa La Boquilla, Chihuahua

La presa La Boquilla fue construida entre los años de 1910 y 1916 sobre el río Conchos, Chihuahua, en la región hidrológica Núm. 24 Bravo, en las coordenadas: X= 105°25'24" Longitud oeste Y=27°32'34" Latitud norte, por parte de la compañía agrícola de fuerza eléctrica del Conchos a la que se le otorgó la concesión para generar energía. Posteriormente, con auxilio de una presa derivadora las descargas de las turbinas se aprovecharon en riego. Es una presa con sección de gravedad en planta curva, de 74 metros de altura, de mampostería con chapa de concreto y capacidad de 3,350 millones de m³; el bordo libre en la presa es de 0.9 metros y en el dique de 1.9 metros.

El río Conchos es uno de los afluentes importantes del río Bravo, (Frontera Internacional entre México y Estados Unidos) y la presa La Boquilla constituye una de las principales obras hidráulicas del vasto sistema a que integran el Distrito de Riego de Delicias en el Estado de Chihuahua. Es la primera presa de almacenamiento a lo largo del río que regulariza sus aguas para generación

hidroeléctrica y para el riego de una zona en que el régimen de lluvias es bastante escaso, unos 300 mm que ocurren en un período de 35 días en los meses de junio a octubre y con prácticamente nada en el resto del año. La presa y el vaso se localizan sobre formaciones de calizas del Cretácico Medio. Su cuenca es de 18,960 km² con una precipitación media anual 450 mm. y un escurrimiento medio anual de 1,172 millones m³.

La presa La Boquilla es ligeramente asimétrica, con la ladera derecha algo más tendida que la izquierda, tiene un ancho de unos 80 m en el lecho del río y se amplía a la altura de la corona a unos 220 m.



Figura 5.1.- Presa La Boquilla.

La presa es una estructura del tipo de gravedad, curva en planta, de 74 m de altura máxima y 259 m de longitud de corona. El paramento de aguas arriba es vertical y el de aguas abajo tiene un talud de 0.73:1; el ancho en la base es de 54.35 m y en la corona de 6 m. El paramento de aguas arriba se construyó un dentellón de concreto de 6 m de profundidad y 10 m de ancho en la base. En el

interior de la presa y a unos 12 km del paramento mojado se construyó una galería de inspección de 8 m de ancho por 9 m de altura, con una longitud de 100 m.

Capacidades	Almacenamiento millones de m ³	Elevación (m)
Azolves	159.00	
Útil	2839.00	1,317.0 NAMO
Superalmacenamiento	368.00	1,319.1 NAME
Total	3,366.00	

Tabla 5.5.- Capacidades de almacenamiento de la presa La Boquilla.

Para cerrar el vaso se construyó en el puerto del Tigre un dique de 900 m de longitud con altura máxima de 32.5 m, de tierra y enrocamiento con revestimiento de mampostería en el talud de aguas arriba.

La obra de excedencias con que cuenta la presa es un vertedor de cresta libre con una longitud de 720 m, cuyo gasto de diseño es de 10,000 m³/s, con un caudal máximo de descarga de 3,850 m³/s con una carga de 2.10 m.

5.1.3.- Presa Benito Juárez, Oaxaca

Con el fin de aprovechar en riego de 47,000 Ha. en el Distrito de Riego de Tehuantepec y otros usos secundarios, las aguas del río Tehuantepec, se construyó la presa "Presidente Benito Juárez", que consiste esencialmente en una cortina de roca, provista en su margen derecha de una obra de toma integrada por dos conductos en túnel y en su margen izquierda de una obra de excedencias del tipo de vertedor de cresta libre. Se construyó de 1957 a 1961 por la Compañía Constructora Industrial, S.A., y la Compañía Mexicana de Fomento, S.A., además se construyó un nuevo poblado: El Marqués para alojar 4,500 habitantes.

La presa se ubica en la región hidrológica Núm. 22 Tehuantepec, sobre la vertiente del Pacífico de la Sierra Madre Occidental sobre el río Tehuantepec, a 30 Km aproximadamente al noroeste de la ciudad de Tehuantepec, 5 Km aguas

abajo de la confluencia de los ríos Tequisistlán (su principal afluente) y Tehuantepec, en el municipio de Jalapa del Marqués, del Estado de Oaxaca.

Tiene un área de embalse a la elevación 124.25 m (cresta del vertedor) de 5,088 Ha. y de 7,817 Ha. a la elevación 139.85 m (nivel aguas de máximas). La cuenca cuenta con un área de 9 660 Km², localizada en el Estado de Oaxaca, con una precipitación media anual de 600 mm.

La elevación del desplante de la cimentación es de 57 m; del fondo del cauce es de 75 m y de la corona 142.5 m.

La cortina es de roca, con corazón impermeable central angosto y simétrico y respaldos de materiales friccionantes, formados por filtros de grava y arena y zonas permeables de grava y arena o rezagas, con chapas de roca aguas arriba y aguas abajo para protección contra oleaje y erosión. Su altura total es de 85.5 m; sobre el lecho del río es 67.5 m; la longitud por la corona es de 375 m; anchura de la corona 10 m y la anchura en la base es de 350 m., el bordo libre es de 2.65 m.

Periodo	Datos observados de 1936 a 1965.
Máximo:	3,303 millones de m ³ .
Mínimo:	353 millones de m ³ .
Promedio:	1,238 millones de m ³ .
Avenida máx registrada: 5,850 m ³ /seg el 24 de septiembre de 1944.	

Tabla 5.6.- Esguerrimiento anual de la presa Benito Juárez.

Capacidades	Almacenamiento millones de m ³	Elevación (m)
Azolves	280.00	
Útil	667.00	124.25 NAM0
Superalmacenamiento	993.00	139.85 NAME
Total	1940.00	
Volumen estimado de azolves de 45 millones de metros cúbicos		

Tabla 5.7.- Capacidades de almacenamiento de la presa Benito Juárez.

La obra de toma está ubicada en la ladera derecha y constituida esencialmente por dos túneles de sección circular revestidos de concreto y en cuyo extremo de aguas arriba se localizan las estructuras de entrada. El control de las extracciones se hace por medio de compuertas del tipo "Broome" alojadas en lumbreras que se localizan en la parte central de los túneles. En el extremo de aguas abajo se dispone de un tanque amortiguador para disipación de la energía de la descarga. El Gasto máximo de diseño es de $60 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Las diferentes partes que componen la obra de toma son: Torres de entrada, Rejillas, en la parte superior de las torres, Túneles de sección circular, de 5 m de diámetro con revestimiento de concreto y longitud de 378 m el Núm. 1 y de 420 m el Núm. 2, Lumbreras excavadas en roca y revestidas de concreto con sección rectangular en cada túnel y zona de compuertas en la parte central de los túneles, Tajo de salidas y portales de salida y Tanque amortiguador.

La presa entró en servicio en Septiembre de 1961, su extracción media es de 599 millones de m^3 para riego de 22,000 Ha., con un gasto máximo derramado de $45 \text{ m}^3/\text{seg}$ el 5 de octubre de 1964. No se han observado pérdidas de agua en el vaso por infiltración, únicamente se tiene una filtración en la margen izquierda al pie de la descarga del vertedor de excedencias que tiene un gasto máximo de 210 l/s, la cual fluctúa muy poco con los niveles de agua del almacenamiento. Durante los trabajos de cimentación del tanque amortiguador del vertedor de excedencias, se observó un manantial en esta zona con gasto máximo del orden de 150 l/s.

Se dispone de una compuerta de emergencia para cada túnel, la cual se puede desplazar a fin de obturar, indistintamente, cualquiera de los 2 conductos de su zona de compuertas. Para servicio se dispone de 2 compuertas, las compuertas son de tipo Broome de deslizamiento vertical de 2 m de ancho por 5 m de alto con mecanismos de operación manual y eléctrico.

La obra de excedencias se encuentra situada en la margen Izquierda, en el extremo de la cortina. Es del tipo de cresta libre, con cimacio de perfil Creager, recto en planta que derrama a un canal de descarga con eje curvo en planta, de fuerte pendiente, terminado en un deflector que arroja las aguas al cauce del río Tehuantepec. Su avenida de diseño es de $10,000 \text{ m}^3/\text{seg}$., la longitud de la cresta libre es de 45 m. y la capacidad máxima de descarga es de $5,500 \text{ m}^3/\text{seg}$ con una carga de 15.6 m.



Figura 5.2.- Presa Benito Juárez.

Las características generales de las diferentes partes que componen la obra de excedencias son: Cimacio de 4 m de altura de concreto, la cresta del cimacio está a la elevación 124.25 m. y tiene una longitud de 45.00 m., Transición de encauce Aguas arriba del cimacio, Canal de descarga de sección trapezoidal con 30 m de ancho de plantilla, longitud de aproximadamente 300 m, un deflector en el extremo inferior del canal de descarga de concreto reforzado.

El resumen de las características necesarias de las presas para aplicar el tránsito utilizando la solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos se presentan en la tabla 5.8.

	El Molinito	Benito Juárez	La Boquilla
Elevación máxima en el vaso NAME, hm (m)	293.4	139.85	1,319.1
Elevación a la cresta vertedora NAMO, hc (m)	289.36	124.25	1,317
Almacenamiento en hm, Sm (m ³)	272,000,000	1,939,600,000	3,366,000,000
Almacenamiento en hc, Sc (m ³)	150,000,000	976,500,000	2,903,300,000
Longitud de la cresta vertedora, L (m)	18	45	720

Tabla 5.8.- Características de las presas a utilizar.

5.2 DEFINICIÓN DEL TIEMPO PICO Y TIEMPO BASE DE LOS HIDROGRAMAS HISTÓRICOS

Otro de los datos necesarios para aplicar la solución analítica de tránsito en avenidas en vasos es el tiempo pico y el tiempo base de los hidrogramas de cada presa. El hidrograma seleccionado para simplificar la solución es un hidrograma triparamétrico hermitiano (HTH) de orden uno, que resulta ser un hidrograma triangular. Dado que vamos a generar los registros de gastos se trata del caso de cuencas no aforadas, por lo que se seleccionó el HTH de orden uno porque es fácil de usar y dado que los hidrogramas triangulares se usan mucho como hidrogramas unitarios sintéticos, además se ha comprobado (Aldama y Ramírez, 1998) que los HTH no son muy diferentes a los hidrogramas curvos y preservan el gasto pico, el tiempo pico y el volumen de manera muy sencilla. El hidrograma triangular para ser definido solo necesita el gasto de diseño (Q_p), el tiempo pico t_p y el tiempo base t_b . Además conociendo uno de los tiempos es posible estimar el otro, ya que para un hidrograma triangular el tiempo pico se puede calcular como:

$$t_p = \frac{3}{8} t_b \quad (5.1)$$

Para la presa El Molinito el hidrograma parametrizado con forma triangular se presenta en la figura 5.3 (Ramírez y Aldama, 2000), de cual se obtuvieron los tiempos pico y base, así como el gasto de entrada.

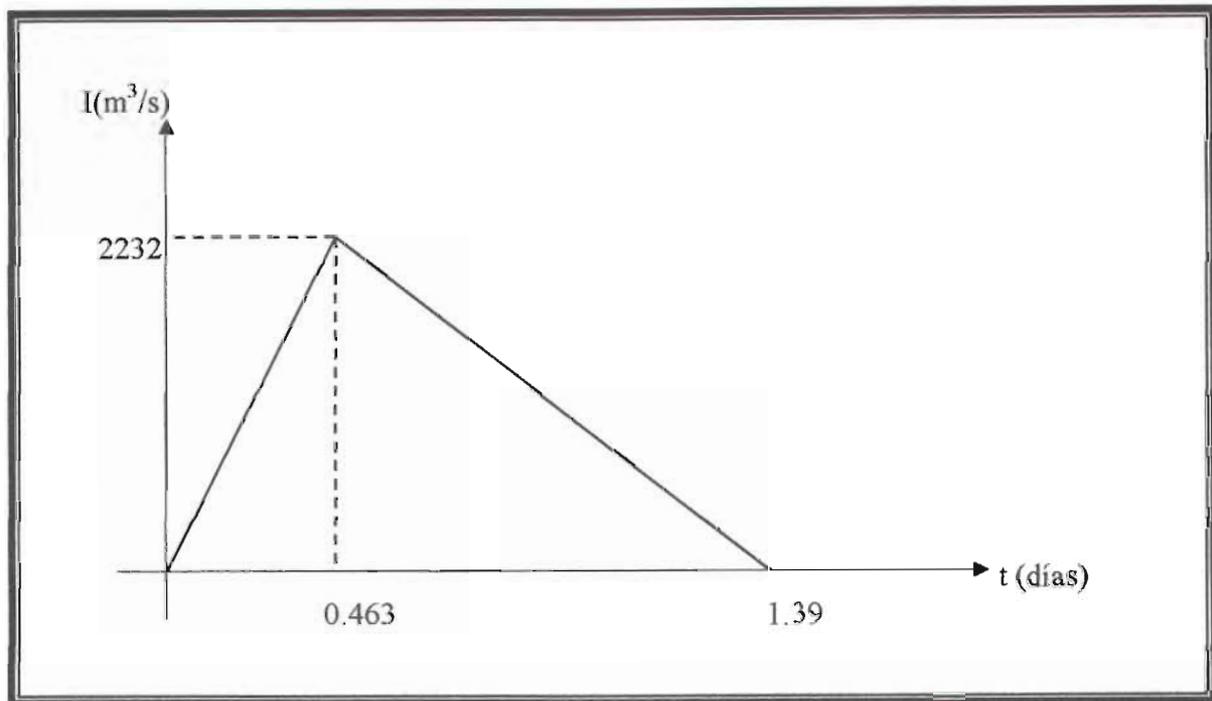


Figura 5.3.- Hidrograma triangular de entrada a la presa El Molinito.

Para la presa Benito Juárez no se contaba con estos datos precisos sino que se contaba en la bibliografía con el gasto de diseño $Q_p=10000 m^3/s$, así que para obtener los datos faltantes se procedió a localizar las estaciones hidrométricas más cercanas a la ubicación de la presa para obtener los hidrogramas históricos, las estaciones más cercanas a la presa resultaron ser las siguientes: las Cuevas, Tequisistlan y la Boquilla 1, cuya ubicación se muestra en la figura 5.4. En dicha figura se observa como la estación la Boquilla 1 está bastante alejada de la ubicación de la presa, de las dos restantes la más conveniente fue la estación Las Cuevas que se encuentra más cercana a la presa (seis kilómetros aguas abajo de la presa) y además por su ubicación a la salida de la presa resultó la mejor elección, para poder asumir como hidrogramas de entrada al vaso se debió buscar los datos a régimen natural, por lo que se buscaron los registros de avenidas que correspondieran al periodo anterior al inicio de la construcción de la presa (inicio su construcción en 1957) para obtener registros que no estuvieran afectados por su construcción. Estos registros fueron obtenidos por medio del

software de consulta llamado “Banco de Datos de Consulta de Aguas Superficiales” conocido como “BANDAS” (IMTA, CNA, 1997) desarrollado por parte del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Los reportes que presenta el programa de dichos registros se encuentran en el anexo 7.1, cabe mencionar que solo se consideraron los registros de aquellas avenidas cuyo máximo fuera más grande a $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ con el propósito de tomar en cuenta sólo aquellas avenidas que por su magnitud fueran importantes para la cuenca, una vez contando con los registros se construyeron los hidrogramas correspondientes a dichas avenidas (los hidrogramas obtenidos se muestran en la figura 5.5). De cada uno de los hidrogramas se obtuvo su tiempo base y se promedió entre ellos, fueron tomados en cuenta únicamente aquellos que presentaron un hidrograma con una forma aproximadamente regular, el tiempo base obtenido fue $t_b=35 \text{ hrs}$, por lo tanto aplicando la fórmula 5.1 el tiempo pico es $t_p=11.67 \text{ hrs}$, el hidrograma triangular resultante se muestra en la figura 5.6.



Figura 5.4 Ubicación de las estaciones cercanas a la presa Benito Juárez, Oaxaca.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

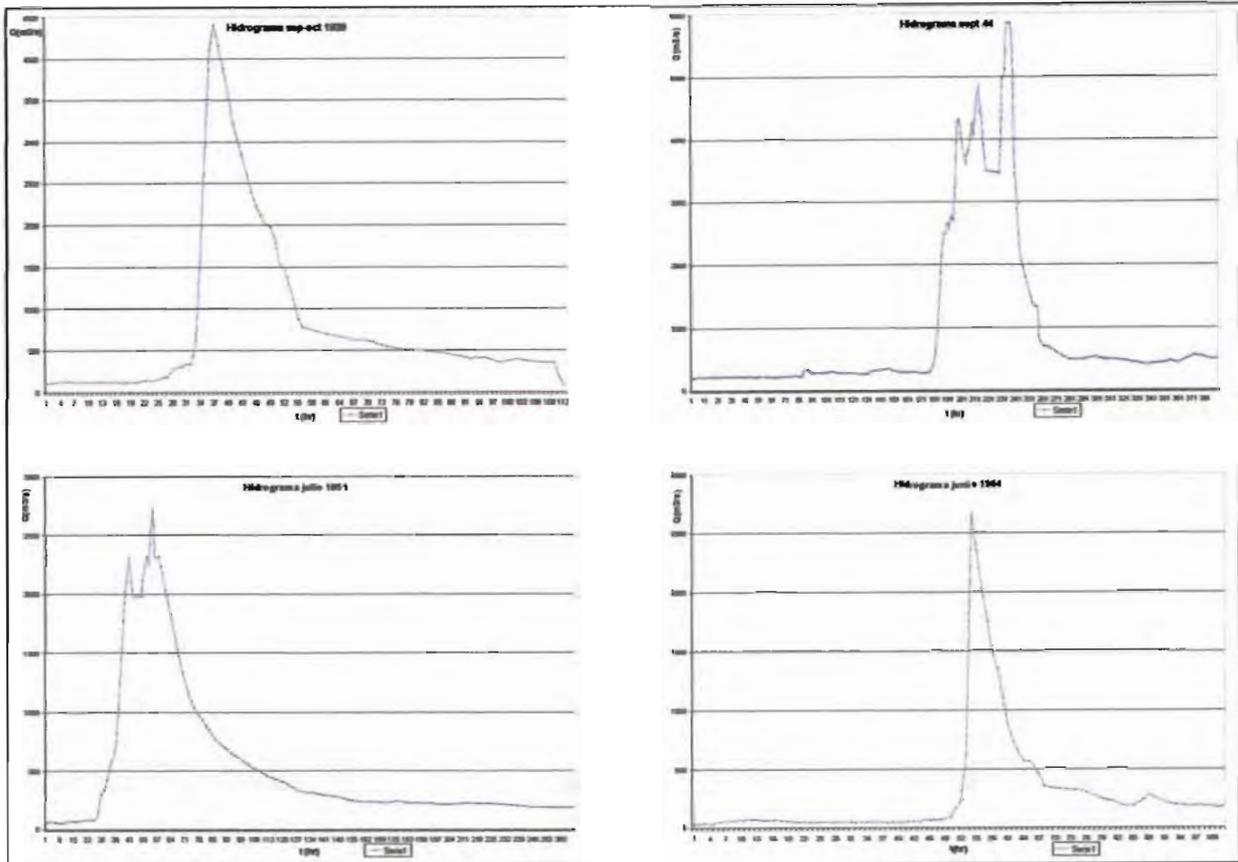


Figura 5.5.- Hidrogramas de avenidas históricas de la estación Las Cuevas hasta antes de la construcción de la presa Benito Juárez, Oaxaca en 1957 ($>2500m^3/s$).

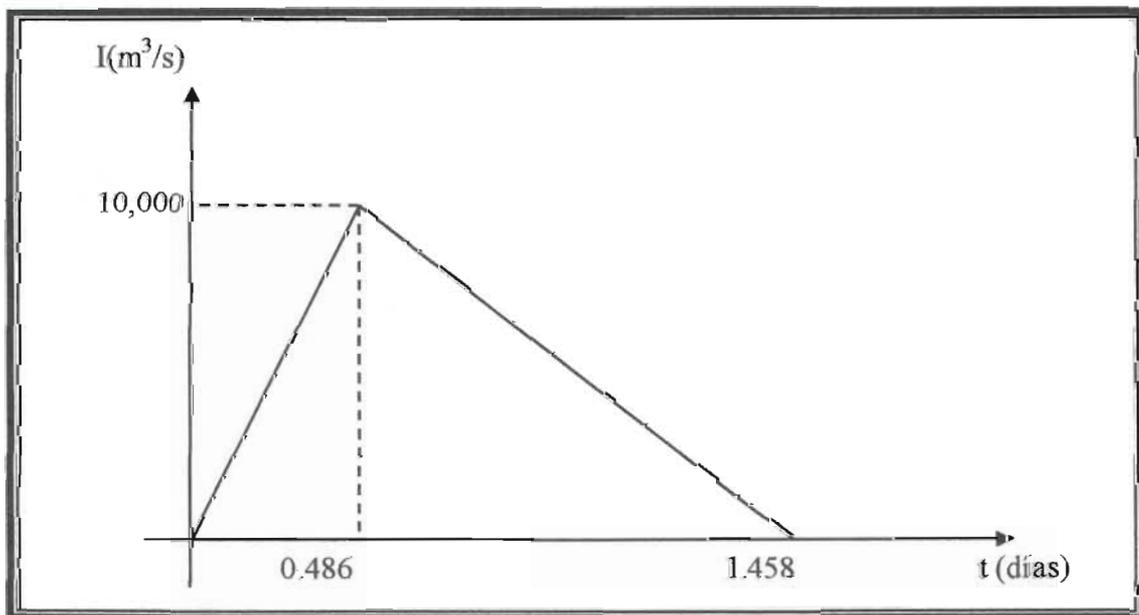


Figura 5.6.- Hidrograma triangular de entrada a la presa Benito Juárez.

En el caso de la presa La Boquilla además de el gasto de diseño $Q_p=10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (igual que para la presa Benito Juárez), se logró calcular el dato del tiempo de concentración de la cuenca donde esta ubicada la presa, el cual fue $t_c=191.88 \text{ hrs}$, con este dato se procedió a calcular el tiempo pico con la fórmula 5.2 (Mockus, 1957), dando como resultado un tiempo pico de $t_p=108 \text{ hrs}$, y aplicando la fórmula 5.1 se obtuvo el tiempo base $t_b=324 \text{ hrs}$. El hidrograma parametrizado con forma triangular para la presa La Boquilla queda como se muestra en la figura 5.7.

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \quad (5.2)$$

La ecuación anterior aplica para cuencas grandes con áreas $A > 500 \text{ Km}^2$.

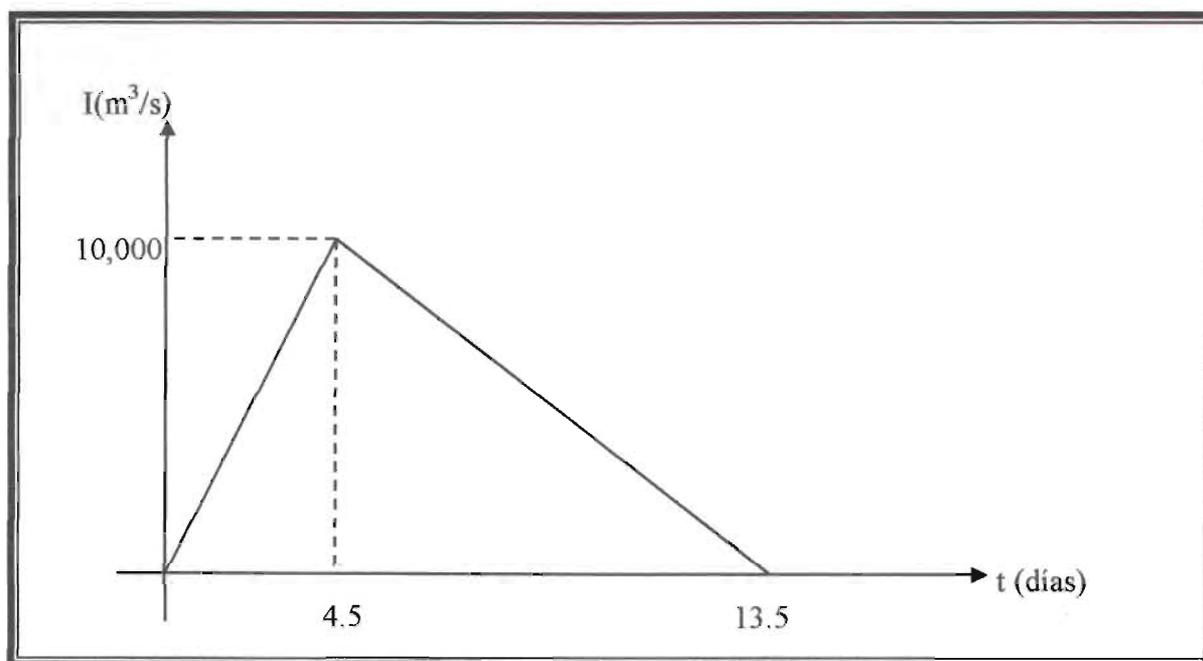


Figura 5.7.- Hidrograma triangular de entrada a la presa La Boquilla.

Finalmente a continuación se presenta una tabla con el resumen de los tiempos base y pico obtenidos en esta sección para las diferentes presas.

	El Molinito	Benito Juarez	La Boquilla
t_b (días-horas)	1.39-33.36	1.458-35	13.5-324
t_p (días-horas)	0.463-11.12	0.486-11.67	4.5-108

Tabla 5.9.- Tiempos pico y base para las diferentes presas.

5.3 CONSTRUCCIÓN DE LAS AVENIDAS DE ENTRADA

El primer paso fue seleccionar una función de distribución que describiera teóricamente a los gastos arbitrarios de entrada al vaso de almacenamiento que utilizaremos, cada gasto será el gasto pico para su correspondiente periodo de retorno. Se eligió la función de distribución Gumbel o de valor extremo I, ya que se trata de una herramienta de cálculo de probabilidades de constatada validez en el estudio de máximos de una serie, es habitual su uso en el cálculo de los caudales de avenida para el dimensionamiento y diseño de los aliviaderos de las grandes presas hidráulicas. También es usada en ingeniería marítima y en general en el diseño de construcciones civiles que puedan estar sometidas a condiciones climatológicas extremas. Una aplicación muy conocida de la función Gumbel fue hecha por Chow (1952) para describir la descarga máxima horaria anual durante una avenida. Para nuestro caso de estudio la función de distribución de probabilidad acumulada queda:

$$F(Q) = e^{-e^{-\frac{Q-\beta}{\alpha}}} \quad (5.3)$$

donde Q es el gasto pico de los hidrogramas de entrada al vaso, α y β son los parámetros de escala y de ubicación, respectivamente, de la función, los cuales se calibraron de tal forma que para un periodo de retorno de 10,000 años (periodo de retorno para el cual fueron diseñadas las presas bajo estudio) dieran aproximadamente el gasto de diseño de la presa en cuestión. Primeramente se enlistaron diferentes valores propuestos para la función $F(Q)$. Con estos valores y con los parámetros se calcularon los gastos arbitrarios del hidrograma de entrada. Para cada valor de $F(Q)$ se obtuvo su correspondiente gasto Q despejando la ecuación 5.3, la cual queda como sigue:

$$Q = \alpha [- \text{Log} (- \text{Log} F (Q))] + \beta \quad (5.4)$$

Después el periodo de retorno de cada gasto Q fue calculado utilizando la siguiente fórmula:

$$T = \frac{1}{1 - F(Q)} \quad (5.5)$$

En la tabla 5.10 se presentan los valores calibrados de los parámetros α y β para cada uno de las presas de estudio, como se puede observar en la tabla, los valores de los parámetros para las presas Benito Juárez y La Boquilla son los mismos debido a que el gasto de diseño de ambos es el mismo.

	El Molinito $Q_{\text{dis}}=2232 \text{ m}^3/\text{s}$	Benito Juárez $Q_{\text{dis}}=10000 \text{ m}^3/\text{s}$	La Boquilla $Q_{\text{dis}}=10000 \text{ m}^3/\text{s}$
$\alpha \text{ m}^3/\text{s}$	800	2400	2400
$\beta \text{ m}^3/\text{s}$	300	830	830

Tabla 5.10.- Parámetros de la función Gumbel y gastos de diseño.

En la tabla 5.11 se muestran los resultados obtenidos de la aplicación del procedimiento anterior para cada una de las presas que se tienen como casos de estudio.

Como puede observarse en dicha tabla, los gastos de entrada y periodo de retorno son los mismos para las presas Benito Juárez y La Boquilla, ya que lo único que dicta este primer paso es el gasto de diseño, el cual es el mismo en ambos, lo que los diferenciará serán las características propias de cada presa., ya que al existir una infinidad de avenidas para un mismo periodo de retorno es necesario incorporar las características de la obra en el proceso de selección del evento de diseño.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

El Molinito			Benito Juárez			La Boquilla		
F(Q)	Q	T(Q)	F(Q)	Q	T(Q)	F(Q)	Q	T(Q)
0.05	470.843	1.053	0.05	1489.333	1.053	0.05	1489.333	1.053
0.1	549.790	1.111	0.1	1707.753	1.111	0.1	1707.753	1.111
0.15	607.899	1.176	0.15	1868.520	1.176	0.15	1868.520	1.176
0.2	657.235	1.250	0.2	2005.015	1.250	0.2	2005.015	1.250
0.25	702.010	1.333	0.25	2128.894	1.333	0.25	2128.894	1.333
0.3	744.312	1.429	0.3	2245.930	1.429	0.3	2245.930	1.429
0.35	785.414	1.538	0.35	2359.645	1.538	0.35	2359.645	1.538
0.4	826.226	1.667	0.4	2472.560	1.667	0.4	2472.560	1.667
0.45	867.503	1.818	0.45	2586.759	1.818	0.45	2586.759	1.818
0.5	909.954	2.000	0.5	2704.206	2.000	0.5	2704.206	2.000
0.55	954.331	2.222	0.55	2826.983	2.222	0.55	2826.983	2.222
0.6	1001.518	2.500	0.6	2957.533	2.500	0.6	2957.533	2.500
0.65	1052.645	2.857	0.65	3098.985	2.857	0.65	3098.985	2.857
0.7	1109.279	3.333	0.7	3255.672	3.333	0.7	3255.672	3.333
0.75	1173.770	4.000	0.75	3434.096	4.000	0.75	3434.096	4.000
0.8	1249.982	5.000	0.8	3644.950	5.000	0.8	3644.950	5.000
0.85	1345.088	6.667	0.85	3908.077	6.667	0.85	3908.077	6.667
0.9	1475.110	10.000	0.9	4267.805	10.000	0.9	4267.805	10.000
0.91	1508.348	11.111	0.91	4359.764	11.111	0.91	4359.764	11.111
0.92	1545.298	12.500	0.92	4461.992	12.500	0.92	4461.992	12.500
0.93	1586.958	14.286	0.93	4577.251	14.286	0.93	4577.251	14.286
0.94	1634.790	16.667	0.94	4709.585	16.667	0.94	4709.585	16.667
0.95	1691.059	20.000	0.95	4865.262	20.000	0.95	4865.262	20.000
0.96	1759.560	25.000	0.96	5054.783	25.000	0.96	5054.783	25.000
0.97	1847.410	33.333	0.97	5297.835	33.333	0.97	5297.835	33.333
0.98	1970.582	50.000	0.98	5638.609	50.000	0.98	5638.609	50.000
0.99	2180.045	100.000	0.99	6218.124	100.000	0.99	6218.124	100.000
0.991	2211.804	111.111	0.991	6305.991	111.111	0.991	6305.991	111.111
0.992	2247.290	125.000	0.992	6404.169	125.000	0.992	6404.169	125.000
0.993	2287.500	142.857	0.993	6515.418	142.857	0.993	6515.418	142.857
0.994	2333.896	166.667	0.994	6643.780	166.667	0.994	6643.780	166.667
0.995	2388.744	200.000	0.995	6795.524	200.000	0.995	6795.524	200.000
0.996	2455.837	250.000	0.996	6981.150	250.000	0.996	6981.150	250.000
0.997	2542.292	333.333	0.997	7220.342	333.333	0.997	7220.342	333.333
0.998	2664.082	500.000	0.998	7557.294	500.000	0.998	7557.294	500.000
0.999	2872.177	1000.000	0.999	8133.022	1000.000	0.999	8133.022	1000.000
0.9991	2903.800	1111.111	0.9991	8220.512	1111.111	0.9991	8220.512	1111.111
0.9992	2939.150	1250.000	0.9992	8318.314	1250.000	0.9992	8318.314	1250.000
0.9993	2979.224	1428.571	0.9993	8429.187	1428.571	0.9993	8429.187	1428.571
0.9994	3025.484	1666.667	0.9994	8557.173	1666.667	0.9994	8557.173	1666.667
0.9995	3080.196	2000.000	0.9995	8708.541	2000.000	0.9995	8708.541	2000.000
0.9996	3147.154	2500.000	0.9996	8893.792	2500.000	0.9996	8893.792	2500.000
0.9997	3233.473	3333.333	0.9997	9132.610	3333.333	0.9997	9132.610	3333.333
0.9998	3355.128	5000.000	0.9998	9469.187	5000.000	0.9998	9469.187	5000.000
0.9999	3563.087	10000.000	0.9999	10044.541	10000.000	0.9999	10044.541	10000.000

Tabla 5.11.- Diferentes gastos pico de los hidrogramas y su periodo de retorno.

5.4 APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ANALÍTICA APROXIMADA DE LA ECUACIÓN DE TRÁNSITO A VASOS

La función de transferencia mediante la cual transformaremos el gasto pico del hidrograma de entrada en la variable almacenamiento está dada por el proceso de tránsito de la avenida por el embalse. En nuestro caso mediante la aplicación de la solución analítica aproximada. Como ya se mencionó anteriormente las tres presas cuentan como única obra de excedencias un vertedor de cresta libre con perfil en cimacio Creager por lo que aplica para las tres presas la ley de descarga libre de un vertedor ($O = \mu L \sqrt{2g}(h - h_c)^{3/2}$).

Las escalas características de la adimensionalización se calcularon de acuerdo a las siguientes ecuaciones (del capítulo 4):

Escala de almacenamientos:

$$S_e = S_m - S_c \quad (5.6)$$

Escala de gastos:

$$Q_e = \mu L \sqrt{2g}(h_m - h_c)^{3/2} \quad (5.7)$$

Escala de elevaciones:

$$h_e = h_m - h_c \quad (5.8)$$

Escala de tiempos:

$$t_e = \frac{S_e}{Q_e} \quad (5.9)$$

Para conocer el volumen de escurrimiento de cada uno de los hidrogramas para la posterior adimensionalización de los mismos se aplicó la ecuación 5.10 (Aldama y Ramírez, 1998) dado que todos los HTH poseen el mismo volumen de escurrimiento.

$$V = \frac{Q_p t_b}{2} \quad (5.10)$$

Dicho volumen varía con cada gasto pico con distribución Gumbel, en la tabla 5.13 se presentan estos volúmenes calculados con la ecuación 5.10 para los diferentes gastos.

Para la estimación de la escala de gastos fue necesario contar con el coeficiente de descarga adimensional de los vertedores de las presas consideradas. Para el caso de la presa El Molinito dicho coeficiente fue obtenido del libro de Ramírez y Aldama (2000). Para las presas Benito Juárez y La Boquilla el coeficiente de descarga adimensional fue estimado de tal manera (de acuerdo a como se plantea en la ecuación 5.7) que la escala de gastos resultara igual al gasto máximo de descarga del vertedor correspondiente.

En la tabla 5.12 se presentan los coeficientes de descarga adimensionales obtenidos, así como las escalas características resultantes de aplicar las ecuaciones 5.6-5.9 a los datos de las presas bajo estudio.

	El Molinito	Benito Juárez	La Boquilla
Coef. de descarga adimensional, μ	0.504	0.448	0.397
S_e (m^3)	122,000,000	963,100,000	462,700,000
Q_e (m^3/s)	326.3057	5502.0803	3,853.0216
h_e (m)	4.04	15.6	2.1
t_e (s)	373,882.588	175042.882	120087.5688

Tabla 5.12.- Coef. de descarga adimensional y Escalas características de la adimensionalización

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

Tr (Q) (años)	El Molinito		Benito Juárez		La Boquilla	
	Q (M ³ /s)	V (M ³)	Q (M ³ /s)	V (M ³)	Q (M ³ /s)	V (M ³)
1.053	470.843	28,273,204	1489.333	93,828,003	1489.333	868,579,226
1.111	549.790	33,013,806	1707.753	107,588,443	1707.753	995,961,591
1.176	607.899	36,503,114	1868.520	117,716,781	1868.520	1,089,721,063
1.250	657.235	39,465,617	2005.015	126,315,974	2005.015	1,169,325,013
1.333	702.010	42,154,280	2128.894	134,120,295	2128.894	1,241,570,727
1.429	744.312	44,694,445	2245.930	141,493,577	2245.930	1,309,826,254
1.538	785.414	47,162,526	2359.645	148,657,621	2359.645	1,376,144,837
1.667	826.226	49,613,247	2472.560	155,771,274	2472.560	1,441,996,936
1.818	867.503	52,091,832	2586.759	162,965,808	2586.759	1,508,597,766
2.000	909.954	54,640,910	2704.206	170,364,961	2704.206	1,577,092,778
2.222	954.331	57,305,676	2826.983	178,099,918	2826.983	1,648,696,382
2.500	1001.518	60,139,159	2957.533	186,324,604	2957.533	1,724,833,481
2.857	1052.645	63,209,245	3098.985	195,236,075	3098.985	1,807,328,240
3.333	1109.279	66,609,993	3255.672	205,107,352	3255.672	1,898,708,062
4.000	1173.770	70,482,529	3434.096	216,348,076	3434.096	2,002,765,043
5.000	1249.982	75,058,919	3644.950	229,631,862	3644.950	2,125,734,950
6.667	1345.088	80,769,859	3908.077	246,208,880	3908.077	2,279,190,774
10.000	1475.110	88,577,417	4267.805	268,871,708	4267.805	2,488,983,807
11.111	1508.348	90,573,296	4359.764	274,665,101	4359.764	2,542,614,074
12.500	1545.298	92,792,070	4461.992	281,105,486	4461.992	2,602,233,637
14.286	1586.958	95,293,668	4577.251	288,366,820	4577.251	2,669,452,852
16.667	1634.790	98,165,856	4709.585	296,703,855	4709.585	2,746,629,974
20.000	1691.059	101,544,685	4865.262	306,511,510	4865.262	2,837,420,831
25.000	1759.560	105,658,076	5054.783	318,451,357	5054.783	2,947,949,700
33.333	1847.410	110,933,281	5297.835	333,763,578	5297.835	3,089,697,120
50.000	1970.582	118,329,484	5638.609	355,232,372	5638.609	3,288,436,819
100.000	2180.045	130,907,328	6218.124	391,741,803	6218.124	3,626,409,834
111.111	2211.804	132,814,414	6305.991	397,277,458	6305.991	3,677,654,184
125.000	2247.290	134,945,276	6404.169	403,462,665	6404.169	3,734,911,525
142.857	2287.500	137,359,828	6515.418	410,471,331	6515.418	3,799,791,748
166.667	2333.896	140,145,816	6643.780	418,558,157	6643.780	3,874,652,656
200.000	2388.744	143,439,278	6795.524	428,118,017	6795.524	3,963,149,642
250.000	2455.837	147,468,117	6981.150	439,812,437	6981.150	4,071,406,557
333.333	2542.292	152,659,570	7220.342	454,881,554	7220.342	4,210,903,526
500.000	2664.082	159,972,807	7557.294	476,109,524	7557.294	4,407,413,878
1000.000	2872.177	172,468,456	8133.022	512,380,368	8133.022	4,743,178,260
1111.111	2903.800	174,367,364	8220.512	517,892,286	8220.512	4,794,202,872
1250.000	2939.150	176,490,056	8318.314	524,053,777	8318.314	4,851,240,677
1428.571	2979.224	178,896,445	8429.187	531,038,750	8429.187	4,915,901,567
1666.667	3025.484	181,674,278	8557.173	539,101,904	8557.173	4,990,543,344
2000.000	3080.196	184,959,593	8708.541	548,638,114	8708.541	5,078,821,402
2500.000	3147.154	188,980,291	8893.792	560,308,906	8893.792	5,186,859,588
3333.333	3233.473	194,163,612	9132.610	575,354,417	9132.610	5,326,138,032
5000.000	3355.128	201,468,723	9469.187	596,558,803	9469.187	5,522,430,058
10000.000	3563.087	213,956,255	10044.541	632,806,083	10044.541	5,857,976,315

Tabla 5.13.- Gastos y volúmenes de los hidrogramas para cada uno de los gastos.

La adimensionalización de los hidrogramas se hizo de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

Gasto pico adimensional:

$$\xi = Q_p / Q_e \quad (5.11)$$

Tiempo pico adimensional:

$$\gamma = t_p / t_e = S_e t_p / Q_e \quad (5.12)$$

Volumen de escurrimiento adimensional:

$$\sigma = V / S_e \quad (5.13)$$

Tiempo base adimensional:

$$t_b = 2\sigma / \xi \quad (5.14)$$

En la tabla 5.14 se muestran los resultados de la adimensionalización tras aplicar las ecuaciones 5.11-5.14 a los datos de las presas, los resultados están ordenados de acuerdo al orden que guardan con los gastos con distribución Gumbel que se mostraron en la tabla 5.11. Tanto el tiempo base adimensional como el tiempo pico adimensional no cambian para los diferentes gastos de entrada, su resultado único se presenta en la parte inferior de la tabla 5.14. El hecho de no mover el tiempo pico y el tiempo base, sólo hace que la variable implicada sea el gasto ya que el volumen esta asociado a dicho gasto.

El tránsito se realizó haciendo uso de la solución analítica para el Hidrograma Triparamétrico Hermitiano (HTH) de orden cero que como es sabido corresponde a un hidrograma triangular (Aldama y Ramírez, 1998).

Para la rama ascendente del hidrograma triangular adimensional la solución presentada en la ecuación 4.38 queda:

$$0 \leq t \leq \gamma \quad S_0(t) = \left[B + \frac{\xi}{\gamma} \{e^t(t-1) + 1\} \right] e^{-t} \quad (5.15)$$

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

Tr (Q) (años)	El Molinito		Benito Juárez		La Boquilla	
	ξ	σ	ξ	σ	ξ	σ
1.053	1.4430	0.2317	0.2707	0.0974	0.3865	1.8772
1.111	1.6849	0.2706	0.3104	0.1117	0.4432	2.1525
1.176	1.8630	0.2992	0.3396	0.1222	0.4849	2.3551
1.250	2.0142	0.3235	0.3644	0.1312	0.5204	2.5272
1.333	2.1514	0.3455	0.3869	0.1393	0.5525	2.6833
1.429	2.2810	0.3663	0.4082	0.1469	0.5829	2.8308
1.538	2.4070	0.3866	0.4289	0.1544	0.6124	2.9742
1.667	2.5321	0.4067	0.4494	0.1617	0.6417	3.1165
1.818	2.6586	0.4270	0.4701	0.1692	0.6714	3.2604
2.000	2.7887	0.4479	0.4915	0.1769	0.7018	3.4085
2.222	2.9247	0.4697	0.5138	0.1849	0.7337	3.5632
2.500	3.0693	0.4929	0.5375	0.1935	0.7676	3.7278
2.857	3.2259	0.5181	0.5632	0.2027	0.8043	3.9060
3.333	3.3995	0.5460	0.5917	0.2130	0.8450	4.1035
4.000	3.5971	0.5777	0.6241	0.2246	0.8913	4.3284
5.000	3.8307	0.6152	0.6625	0.2384	0.9460	4.5942
6.667	4.1222	0.6620	0.7103	0.2556	1.0143	4.9258
10.000	4.5206	0.7260	0.7757	0.2792	1.1077	5.3793
11.111	4.6225	0.7424	0.7924	0.2852	1.1315	5.4952
12.500	4.7357	0.7606	0.8110	0.2919	1.1581	5.6240
14.286	4.8634	0.7811	0.8319	0.2994	1.1880	5.7693
16.667	5.0100	0.8046	0.8560	0.3081	1.2223	5.9361
20.000	5.1824	0.8323	0.8843	0.3183	1.2627	6.1323
25.000	5.3924	0.8660	0.9187	0.3307	1.3119	6.3712
33.333	5.6616	0.9093	0.9629	0.3466	1.3750	6.6775
50.000	6.0391	0.9699	1.0248	0.3688	1.4634	7.1071
100.000	6.6810	1.0730	1.1301	0.4068	1.6138	7.8375
111.111	6.7783	1.0886	1.1461	0.4125	1.6366	7.9482
125.000	6.8871	1.1061	1.1640	0.4189	1.6621	8.0720
142.857	7.0103	1.1259	1.1842	0.4262	1.6910	8.2122
166.667	7.1525	1.1487	1.2075	0.4346	1.7243	8.3740
200.000	7.3206	1.1757	1.2351	0.4445	1.7637	8.5653
250.000	7.5262	1.2088	1.2688	0.4567	1.8119	8.7992
333.333	7.7911	1.2513	1.3123	0.4723	1.8739	9.1007
500.000	8.1644	1.3113	1.3735	0.4944	1.9614	9.5254
1000.000	8.8021	1.4137	1.4782	0.5320	2.1108	10.2511
1111.111	8.8990	1.4292	1.4941	0.5377	2.1335	10.3614
1250.000	9.0074	1.4466	1.5118	0.5441	2.1589	10.4846
1428.571	9.1302	1.4664	1.5320	0.5514	2.1877	10.6244
1666.667	9.2719	1.4891	1.5553	0.5598	2.2209	10.7857
2000.000	9.4396	1.5161	1.5828	0.5697	2.2602	10.9765
2500.000	9.6448	1.5490	1.6164	0.5818	2.3083	11.2100
3333.333	9.9093	1.5915	1.6598	0.5974	2.3702	11.5110
5000.000	10.2822	1.6514	1.7210	0.6194	2.4576	11.9352
10000.000	10.9195	1.7537	1.8256	0.6571	2.6069	12.6604
Tiempos Adimensionales: base v pico						
	El Molinito		Benito Juárez		La Boquilla	
$2\sigma/\xi=$	0.3212		$2\sigma/\xi=$	0.7198	$2\sigma/\xi=$	9.7129
$\gamma=$	0.1071		$\gamma=$	0.2399	$\gamma=$	3.2376

Tabla 5.14.- Gasto pico y volumen de escurrimiento adimensionales.

Ya que B es la condición inicial $S_0(0)=B$, la ecuación 5.15 finalmente queda:

$$S_0(t) = \left[\frac{\xi}{\gamma} \{e^t(t-1) + 1\} \right] e^{-t} \quad (5.16)$$

Para la rama descendente del hidrograma triangular la ecuación 4.39 queda:

$$\gamma \leq t^* \leq \frac{2\sigma}{\xi} \quad S_0(t) = \left[B + \left\{ \frac{\xi}{\gamma} [e^\gamma(\gamma-1) + 1] + \frac{2\sigma\xi}{2\sigma - \gamma\xi} [e^t - e^\gamma] - \frac{\xi^2}{2\sigma - \gamma\xi} [e^t(t-1) - e^\gamma(\gamma-1)] \right\} \right] e^{-t} \quad (5.17)$$

Igualmente, sustituyendo la condición inicial B , $S_0(0)=B$, la ecuación 5.17 resulta ser:

$$S_0(t) = \left[\left\{ \frac{\xi}{\gamma} [e^\gamma(\gamma-1) + 1] + \frac{2\sigma\xi}{2\sigma - \gamma\xi} [e^t - e^\gamma] - \frac{\xi^2}{2\sigma - \gamma\xi} [e^t(t-1) - e^\gamma(\gamma-1)] \right\} \right] e^{-t} \quad (5.18)$$

En la tabla 5.15 se presenta cómo se calcula (para un solo gasto) el tránsito de la avenida, tomando en cuenta que el paso para llegar de 0 al t_p y del t_p al t_b fue tomado de acuerdo a la magnitud de los tiempos base y pico de cada presa, es decir a un tiempo mayor le corresponde un paso mayor, así para El Molinito el paso fue de 0.01, para Benito Juárez de 0.025 y para La Boquilla de 0.4. Lo anterior para cada gasto de entrada de cada una de las diferentes presas en estudio, el ejemplo de cálculo para las dos presas restantes puede verse en el anexo 7.2.

De todos los almacenamientos adimensionales obtenidos para las diferentes corridas se toma el máximo de ellos para traducirlo en un almacenamiento dimensional mediante la aplicación de la escala de almacenamientos con la siguiente ecuación.

$$S = S_e S_{\max}(t) + S_c \quad (5.19)$$

Donde $S_{\max}(t)$ es el almacenamiento adimensional máximo obtenido para cada gasto.

En el encabezado de la tabla 5.15 se presenta el gasto pico de entrada del hidrograma correspondiente al tránsito presentado, debajo de este en la primera columna se indican los tiempos en los que se irá realizando el tránsito, indicando tanto el tiempo pico como el tiempo base. La segunda columna se calcula elevando la constante e al tiempo (t) correspondiente a la columna uno, siendo e la base de los logaritmos naturales e igual a:

$$e = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{n}\right)^n \cong 2.71828 \quad (5.20)$$

De igual forma se calcula la tercera columna pero esta vez elevando e al tiempo negativo $(-t)$ obtenido de la multiplicación de cada elemento de la columna uno por -1 . Para calcular las siguientes tres columnas se multiplica la columna uno elevada a la uno, al cuadrado y al cubo por la columna dos para obtener así las columnas cuatro, cinco y seis, respectivamente. En la columna siete se calculan los almacenamientos adimensionales, para la rama ascendente del hidrograma correspondiente a $0 \leq t \leq \gamma$ se utiliza la ecuación 5.16 hasta donde se indica el tiempo pico (t_p) y para la rama descendente correspondiente a $\gamma \leq t^* \leq \frac{2\sigma}{\xi}$ se calculan con la ecuación 5.18 hasta el tiempo base (t_b) . En la última columna se localiza el máximo de los almacenamientos adimensionales obtenidos en la columna anterior y se pasa dicho almacenamiento a la forma dimensional aplicando la ecuación 5.19

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

$Q_p = 2979.224$							
t	Exp(t)	Exp(-t)	t Exp (t)	t ² Exp(t)	t ³ Exp(t)	S(t) Triangular	S dimensional max
0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0	
0.01	1.010	0.990	0.010	0.000	0.000	0.00424942	
0.02	1.020	0.980	0.020	0.000	0.000	0.01694127	
0.03	1.030	0.970	0.031	0.001	0.000	0.03799154	
0.04	1.041	0.961	0.042	0.002	0.000	0.06731707	
0.05	1.051	0.951	0.053	0.003	0.000	0.1048355	
0.06	1.062	0.942	0.064	0.004	0.000	0.15046533	
0.07	1.073	0.932	0.075	0.005	0.000	0.20412585	
0.08	1.083	0.923	0.087	0.007	0.001	0.26573714	
0.09	1.094	0.914	0.098	0.009	0.001	0.33522009	
0.1	1.105	0.905	0.111	0.011	0.001	0.41249638	
(t _p) 0.1071	1.113	0.898	0.119	0.013	0.001	0.47180022	
0.11	1.116	0.896	0.123	0.014	0.001	0.49694036	
0.12	1.127	0.887	0.135	0.016	0.002	0.57947509	
0.13	1.139	0.878	0.148	0.019	0.003	0.65694623	
0.14	1.150	0.869	0.161	0.023	0.003	0.72940417	
0.15	1.162	0.861	0.174	0.026	0.004	0.79689879	
0.16	1.174	0.852	0.188	0.030	0.005	0.85947947	
0.17	1.185	0.844	0.202	0.034	0.006	0.91719511	
0.18	1.197	0.835	0.215	0.039	0.007	0.97009412	
0.19	1.209	0.827	0.230	0.044	0.008	1.01822441	
0.2	1.221	0.819	0.244	0.049	0.010	1.06163345	
0.21	1.234	0.811	0.259	0.054	0.011	1.10036821	
0.22	1.246	0.803	0.274	0.060	0.013	1.13447520	
0.23	1.259	0.795	0.289	0.067	0.015	1.16400046	
0.24	1.271	0.787	0.305	0.073	0.018	1.18898959	
0.25	1.284	0.779	0.321	0.080	0.020	1.20948772	
0.26	1.297	0.771	0.337	0.088	0.023	1.22553954	
0.27	1.310	0.763	0.354	0.095	0.026	1.23718928	
0.28	1.323	0.756	0.370	0.104	0.029	1.24448076	
0.29	1.336	0.748	0.388	0.112	0.033	1.24745733	302,189,794
0.3	1.350	0.741	0.405	0.121	0.036	1.24616192	
0.31	1.363	0.733	0.423	0.131	0.041	1.24063706	
0.32	1.377	0.726	0.441	0.141	0.045	1.23092481	
(t _s) 0.3212	1.379	0.725	0.443	0.142	0.046	1.22946378	

Tabla 5.15.- Cálculo del transito de un gasto pico de la presa El Molinito, Sonora.

Una vez obtenidos los almacenamientos dimensionales para cada presa se procedió a calcular la elevación correspondiente a dichos almacenamientos mediante la aplicación de la relación elevaciones-capacidades para el vaso aplicando la función de potencia dada por la ecuación:

$$\frac{S - S_c}{S_m - S_c} = \left(\frac{h - h_c}{h_m - h_c} \right)^\alpha \quad (5.21)$$

Llamando $\beta=1/\alpha$ se tiene que:

$$\frac{h - h_c}{h_m - h_c} = \left(\frac{S - S_c}{S_m - S_c} \right)^\beta \quad (5.22)$$

Y finalmente despejando h tenemos:

$$h = \left(\frac{S - S_c}{S_m - S_c} \right)^\beta (h_m - h_c) + h_c \quad (5.23)$$

Para estimar el valor de β y por tanto de α se procedió como sigue. Calculando el valor de ε , ya que como se mencionó en el capítulo 4 encontrando el valor de ε se puede calcular δ y por tanto β y α . Para las presas El Molinito y Benito Juárez, ε fue encontrado en la bibliografía (Ramírez y Aldama, 2001), de dicha referencia se extrajo la tabla 5.16 que muestra los valores de ε para diferentes presas de México.

Embalse	Valor absoluto de ε
Villa Victoria	0.105881
Trigomil	0.135581
Huites	0.059296
<i>El Molinito</i>	<i>0.237587</i>
Abelardo L. Rodríguez	0.192250
El Infiernillo	0.071361
Álvaro Obregón	0.271386
<i>Benito Juárez</i>	<i>0.255562</i>

Tabla 5.16.- Valor de ε para diferentes embalses.

Para la presa La Boquilla no se encontró dicho valor, por lo que se procedió a calcular directamente el valor de β con los datos de elevaciones-capacidades registrados en la presa, los cuales se presentan gráficamente en la figura 5.8. Con estos datos se realizó un ajuste para la ecuación 5.23 obteniendo de esa forma su exponente de ajuste β . La obtención de β de La Boquilla se hizo mediante el uso de la herramienta computacional comercial denominada CurveExpert en su versión 1.3 (<http://curveexpert.webhop.net/>, 2001), en la cual se colocó la ecuación 5.23 y se le aplicó el ajuste para dicha ecuación a los datos elevaciones-capacidades de la presa.

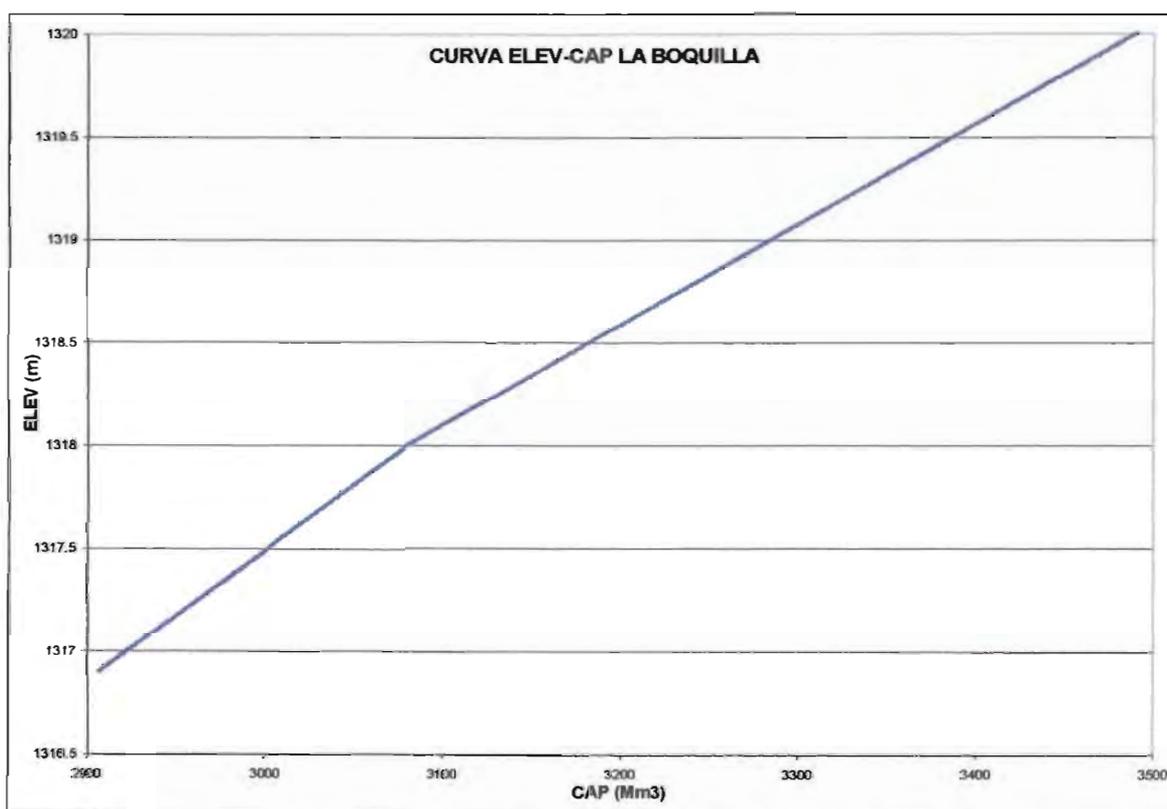


Figura 5.8.- Curva elevaciones-capacidades de la presa La Boquilla, Chihuahua.

En la figura 5.9 se observa una captura de la pantalla del programa en la que se pueden ver los datos en la parte izquierda de la pantalla, en la primera columna se presenta como x a las capacidades en m³ y en la segunda columna y que corresponde a las elevaciones dadas en metros, en la esquina inferior derecha se puede observar una gráfica con los datos hecha por el programa y finalmente en la parte central de la captura se observa como el programa nos muestra la

fórmula que introducimos previamente. Para que inicie con el ajuste del parámetro a (β en nuestro caso), se puede ver que el programa toma como valor predeterminado de a un 1 para el inicio de las iteraciones pero también puede ser modificado si se conoce una aproximación al valor buscado. Después hace falta simplemente pulsar el botón **OK** que inicia con el cálculo. Se obtuvo como resultado un valor del parámetro a igual a **0.92178555** con un error estándar **0.03425953** y con un coeficiente de correlación de **0.99989253**, a corresponde al exponente de ajuste β que buscamos.

Para las presas El Molinito y Benito Juárez al contar con el valor de ε simplemente se procedió a calcular el valor de β con el procedimiento mencionado en el capítulo 4.

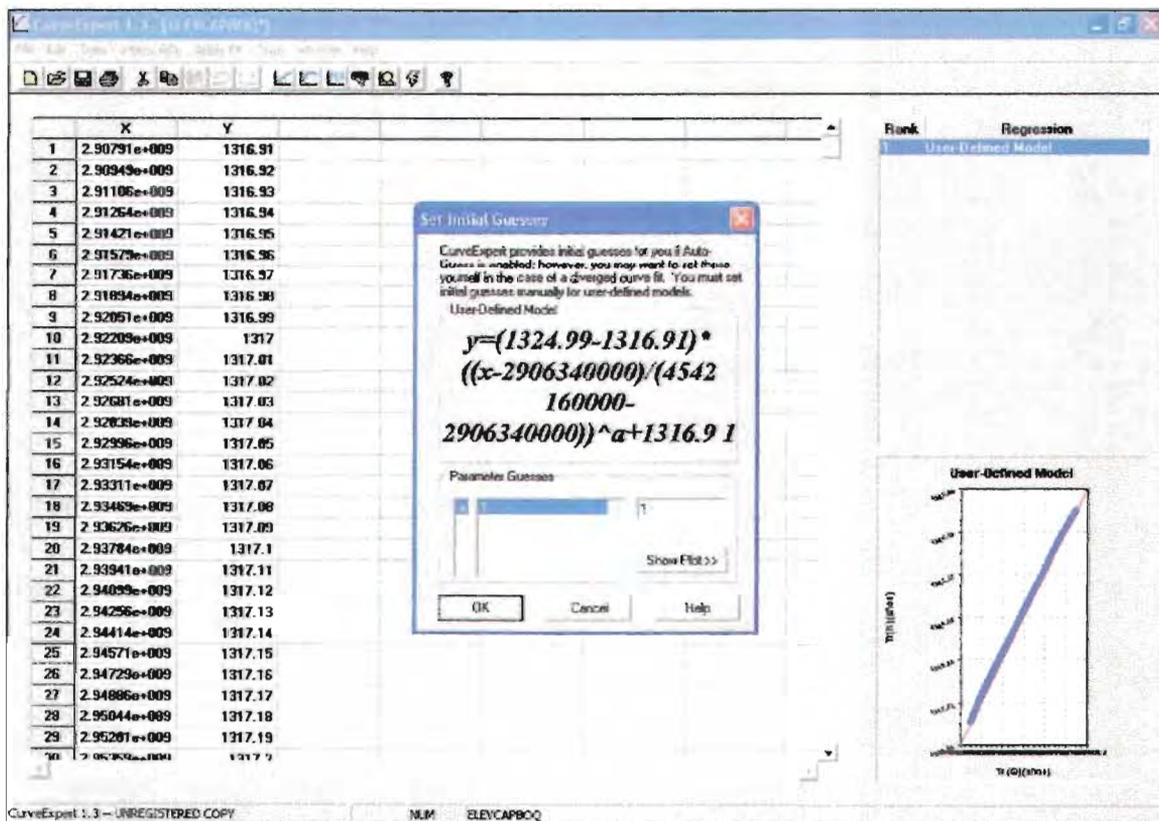


Figura 5.9.- Captura de pantalla del programa CurveExpert para el cálculo de β .

Así pues, los valores del exponente de ajuste β para las tres presas resultaron ser los mostrados en la tabla 5.17, adicionalmente se muestra en esta misma tabla el cálculo para obtener β para las presas El Molinito y Benito Juárez.

Presa	ϵ	$\delta = 2\epsilon/3$	$\beta = \delta + 2/3$
El Molinito	0.237587	0.158391333	0.825058
Benito Juárez	0.255562	0.170374667	0.837041
La Boquilla	0.382678	0.255118883	0.921786

Tabla 5.17.- Valores del parámetro de ajuste β .

Una vez contando con estos valores del exponente de ajuste se pudieron calcular las elevaciones correspondientes a los almacenamientos dimensionales de acuerdo con la función de potencia dada por la ecuación 5.23. Los almacenamientos dimensionales obtenidos con la ecuación 5.19 así como las elevaciones obtenidas con éstos para las tres presas se muestran en la tabla 5.18.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

T (Q) años	El Molinito		Benito Juárez		La Boquilla	
	S (m ³)	h (m)	S (m ³)	h (m)	S (m ³)	h (m)
1.053	174,052,424	290.4181559	1,044,157,161	125.9393382	3,052,366,134	1317.739221
1.111	178,085,322	290.562522	1,054,079,491	126.1443691	3,074,227,578	1317.838608
1.176	181,053,727	290.6664532	1,061,382,797	126.2925379	3,090,318,640	1317.91112
1.250	183,573,972	290.7533308	1,067,583,472	126.4167073	3,103,980,322	1317.9723
1.333	185,861,256	290.8311932	1,073,210,983	126.5282094	3,116,379,179	1318.027544
1.429	188,022,211	290.9039597	1,078,527,683	126.6325847	3,128,093,237	1318.079505
1.538	190,121,844	290.973971	1,083,693,507	126.7331517	3,139,474,875	1318.129789
1.667	192,206,707	291.042858	1,088,822,994	126.8322326	3,150,776,455	1318.179532
1.818	194,315,275	291.1119253	1,094,010,803	126.9316927	3,162,206,533	1318.22966
2.000	196,483,813	291.1823599	1,099,346,158	127.0332379	3,173,961,692	1318.281034
2.222	198,750,768	291.2553792	1,104,923,653	127.1386263	3,186,250,349	1318.334553
2.500	201,161,252	291.3323731	1,110,854,281	127.2498726	3,199,317,048	1318.391262
2.857	203,773,019	291.4150837	1,117,280,133	127.3695091	3,213,474,852	1318.452485
3.333	206,666,085	291.5058869	1,124,398,078	127.5009976	3,229,157,517	1318.520048
4.000	209,960,507	291.6083063	1,132,503,498	127.6494794	3,247,015,844	1318.596676
5.000	213,853,708	291.7280821	1,142,082,124	127.8233397	3,268,120,020	1318.686832
6.667	218,712,087	291.8757784	1,154,035,421	128.0380251	3,294,456,208	1318.79877
10.000	225,354,090	292.0747854	1,170,377,051	128.3277677	3,330,461,026	1318.95086
11.111	227,052,013	292.1251565	1,174,554,531	128.4011853	3,339,665,087	1318.989575
12.500	228,939,556	292.1809257	1,179,198,540	128.4825066	3,349,897,035	1319.032539
14.286	231,067,702	292.2435248	1,184,434,518	128.5738308	3,361,433,241	1319.080887
16.667	233,511,113	292.3150442	1,190,446,157	128.6782232	3,374,678,429	1319.136281
20.000	236,385,533	292.3987127	1,197,518,226	128.8004206	3,390,260,015	1319.20129
25.000	239,884,853	292.4999171	1,206,127,768	128.9483281	3,409,229,052	1319.280213
33.333	244,372,547	292.6287049	1,217,169,050	129.136698	3,433,555,837	1319.381091
50.000	250,664,604	292.80749	1,232,649,692	129.3984585	3,467,663,673	1319.521925
100.000	261,364,758	293.1071331	1,258,975,782	129.8378008	3,525,666,823	1319.759919
111.111	262,987,143	293.1521152	1,262,967,412	129.9038183	3,534,461,412	1319.795849
125.000	264,799,899	293.202242	1,267,427,419	129.9774053	3,544,287,954	1319.835949
142.857	266,853,993	293.2588754	1,272,481,203	130.0605675	3,555,422,740	1319.881329
166.667	269,224,073	293.324005	1,278,312,423	130.1562358	3,568,270,418	1319.933615
200.000	272,025,869	293.4007068	1,285,205,812	130.268943	3,583,458,329	1319.995323
250.000	275,453,260	293.4941175	1,293,638,382	130.4062601	3,602,037,451	1320.070664
333.333	279,869,705	293.6138293	1,304,504,368	130.5823303	3,625,978,012	1320.167515
500.000	286,091,181	293.7812696	1,319,811,357	130.8287614	3,659,703,247	1320.303528
1000.000	296,721,410	294.0643138	1,345,965,407	131.2457408	3,717,327,349	1320.534839
1111.111	298,336,839	294.107007	1,349,939,921	131.3086786	3,726,084,226	1320.569876
1250.000	300,142,644	294.1546353	1,354,382,827	131.3789045	3,735,873,092	1320.609008
1428.571	302,189,794	294.2085082	1,359,419,527	131.4583536	3,746,970,236	1320.653326
1666.667	304,552,937	294.2705394	1,365,233,678	131.5498549	3,759,780,306	1320.704428
2000.000	307,347,801	294.3436895	1,372,110,014	131.6577853	3,774,930,644	1320.764789
2500.000	310,768,268	294.432905	1,380,525,547	131.7894601	3,793,472,228	1320.83855
3333.333	315,177,794	294.5474301	1,391,374,510	131.9585529	3,817,375,286	1320.933463
5000.000	321,392,358	294.7079337	1,406,664,493	132.1956478	3,851,063,051	1321.0669
10000.000	332,015,681	294.9799745	1,432,801,553	132.5978016	3,908,649,719	1321.29415

Tabla 5.18.- Almacenamientos máximos y elevaciones de la superficie del agua.

5.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE LAS ELEVACIONES

Una vez que se obtuvieron las elevaciones correspondientes a los almacenamientos resultantes del tránsito obtenidos mediante el tránsito para cada una de las presas, se les aplicó un análisis de frecuencias para encontrar la función de probabilidad que mejor se ajustara a ellas.

Para este propósito se hizo uso del software denominado “SEAF” (Expert System for Frequency Analysis) Sistema Experto para Análisis de Frecuencias (SEAF) por sus siglas en portugués, el cual es de uso libre. El sistema fue desarrollado por Marcio de Olivera Candido por parte de *la Universidad Federal de Minas Gerais*, de Brasil. Este programa cuenta con la posibilidad de aplicar el análisis para las siguientes funciones de distribución: Normal, LogNormal, Gumbel, Exponencial, Pearson III, LogPearson III, General de Valores Extremos (GEV) y Pareto Generalizada (GPA). El cálculo de los parámetros lo realiza por el ampliamente conocido método de los momentos. Los datos (en nuestro caso elevaciones) deben estar colocados en un archivo con extensión *.dat.

Como primer paso se creó un archivo de datos con las elevaciones para cada presa en el orden en que las obtuvimos. Estas elevaciones corresponden a las columnas h (m) de la tabla 5.18, después se procedió a abrir un nuevo proyecto con el programa SEAF y (como puede verse en la figura 5.10). Se creó así un proyecto para cada presa.

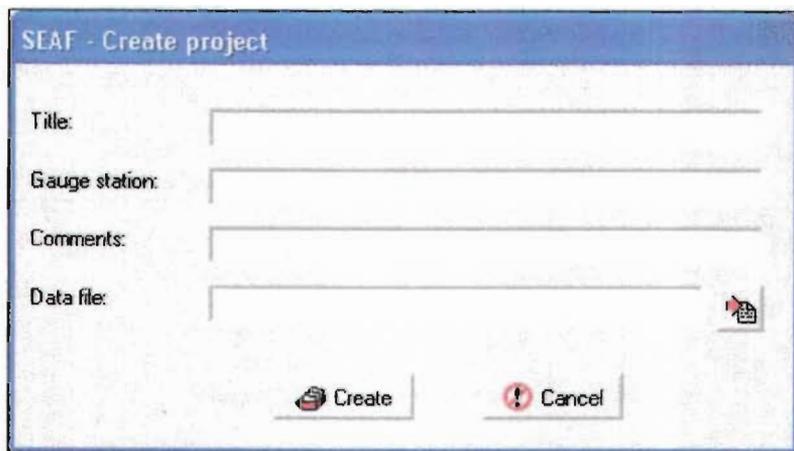


Figura 5.10.- Creación de un nuevo proyecto de análisis de frecuencias con SEAF.

El primer cálculo que nos presenta el programa son los estadísticos básicos en la parte izquierda de la pantalla, los cuales son: el máximo, el mínimo, la media, la desviación estándar, el sesgo, así como los estadísticos logarítmicos y los momentos-L de la muestra, además en la parte derecha de la pantalla nos muestra el histograma. Un ejemplo de esta pantalla se muestra en la figura 5.11 para el caso de la presa El Molinito. En el resumen final de cada presa que presenta el programa se pueden ver dichos estadísticos, dichos resúmenes pueden verse en el Anexo 7. 3.

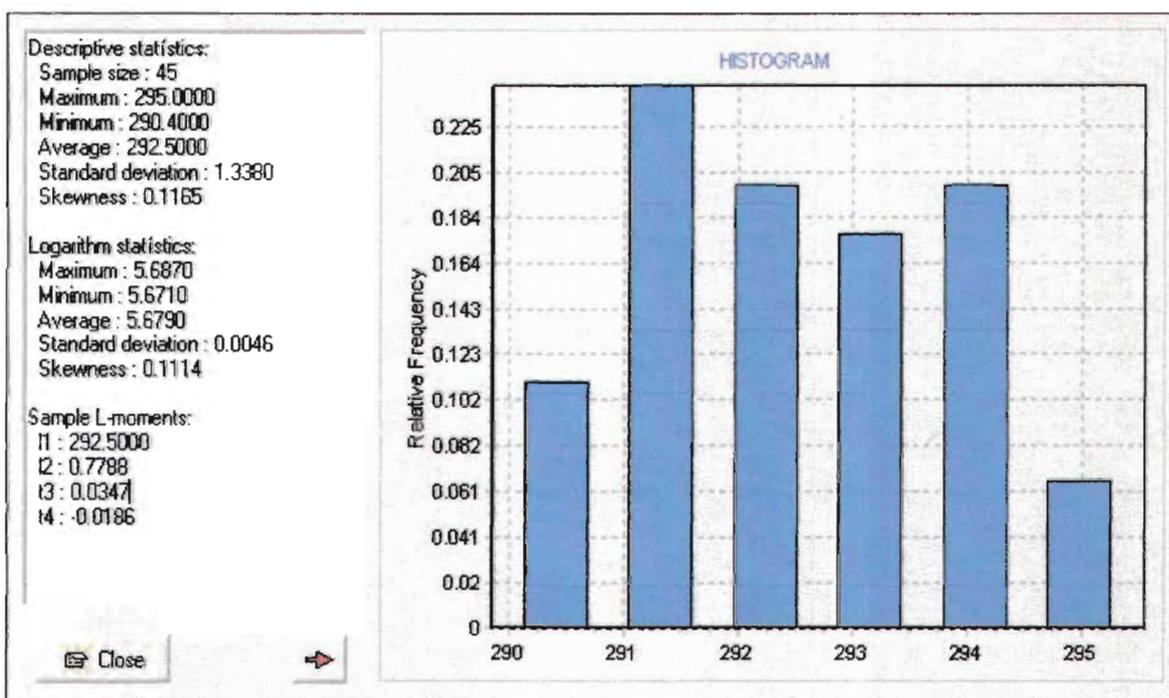


Figura 5.11.- Presentación de los estadísticos básicos e histograma para El Molinito.

La siguiente pantalla que se muestra es la correspondiente a las pruebas no paramétricas convencionales que realiza el programa, las cuales se encuentran del lado izquierdo de la pantalla y son las siguientes: *Kendall*, *Mann-Kendall*, *Grubbs* y *Beck* y de *Sesgo* (los detalles de estas pruebas se encuentran en el Apéndice A). La pantalla también muestra, en su parte derecha, la posibilidad de ver los datos de la muestra en forma gráfica, dicha pantalla puede verse en la figura 5.12, para el primer caso correspondiente a la presa El Molinito.

En dichas pruebas, como era de esperarse, se pudo apreciar que los datos presentan la posibilidad de no ser independientes según la prueba de Kendall y también la posibilidad de no ser homogéneos de acuerdo a la prueba de Mann-Kendall, características propias de las series de caudales que al transitar se convirtieron en elevaciones, también nos indica que la muestra no tiene outliers (la definición de estos se encuentra en el en el Apéndice B) de acuerdo con la prueba de Grubbs y Beck, además de acuerdo con la prueba del Sesgo el hecho de quitar el máximo de la muestra no cambia el sesgo significativamente y tampoco el quitar el mínimo lo afecta significativamente, estos resultados fueron en general los mismos para las tres presas bajo estudio. Los resultados para cada una de las presas se presentan también en su resumen final, colocado como ya se mencionó en el Anexo 7.3.

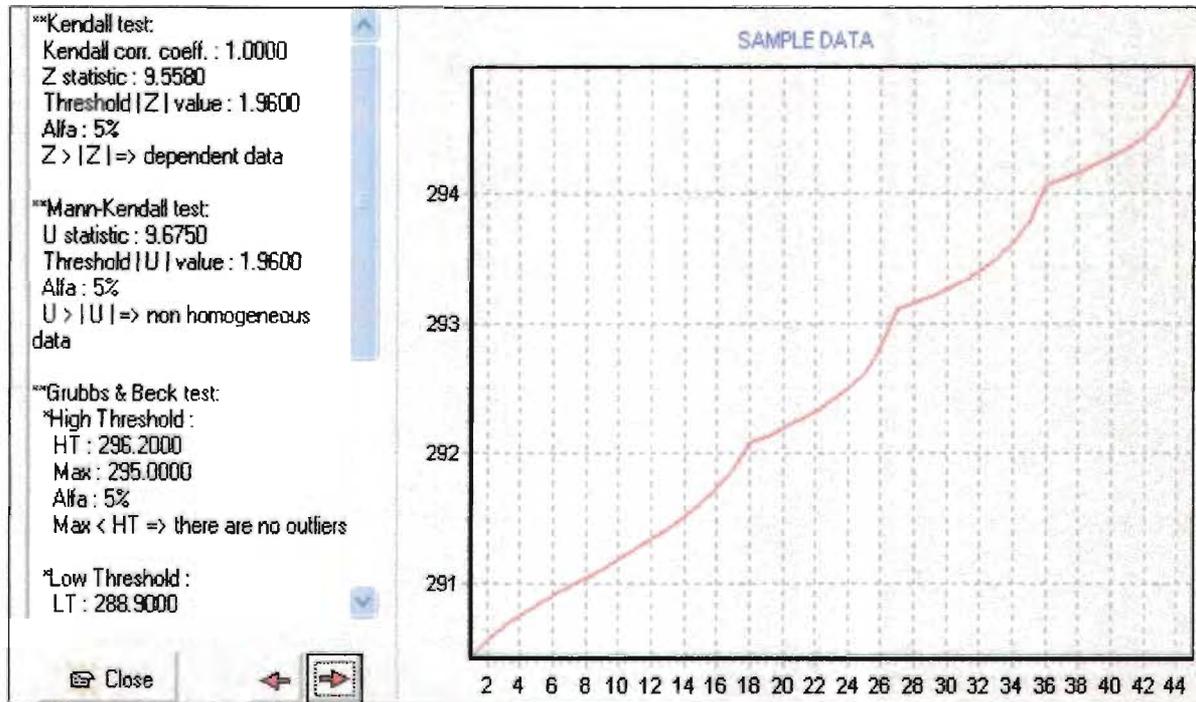


Figura 5.12.- Pruebas no paramétricas y gráfico de la muestra de elevaciones, presa El Molinito.

La siguiente pantalla de cálculo del programa es la correspondiente a la estimación de los parámetros para las diferentes funciones de distribución, en ella se muestra el valor de cada uno de los parámetros de cada distribución en el lado izquierdo, y en la parte derecha de la pantalla se muestra el gráfico correspondiente a la comparativa entre el cuantil observado y el cuantil esperado

para diferentes periodos de retorno considerados de una sola de las distribuciones sujeta a análisis, para cambiar el gráfico para que muestre otra función de distribución que deseemos ver, basta con pulsar el botón derecho del ratón para que aparezca un menú contextual donde se pueden escoger las diferentes funciones de distribución y verlas en el gráfico.

Los resultados obtenidos para la presa El Molinito se muestran en las figuras 5.13 a 5.14 mostrando las gráficas correspondientes a la distribución LogNormal (que al final resultó ser la más adecuada) y la distribución Pareto Generalizada de tres parámetros (que también presenta un ajuste adecuado). Adicionalmente en la figura 5.15 se muestran los gráficos con las comparativas para el resto de las distribuciones consideradas.

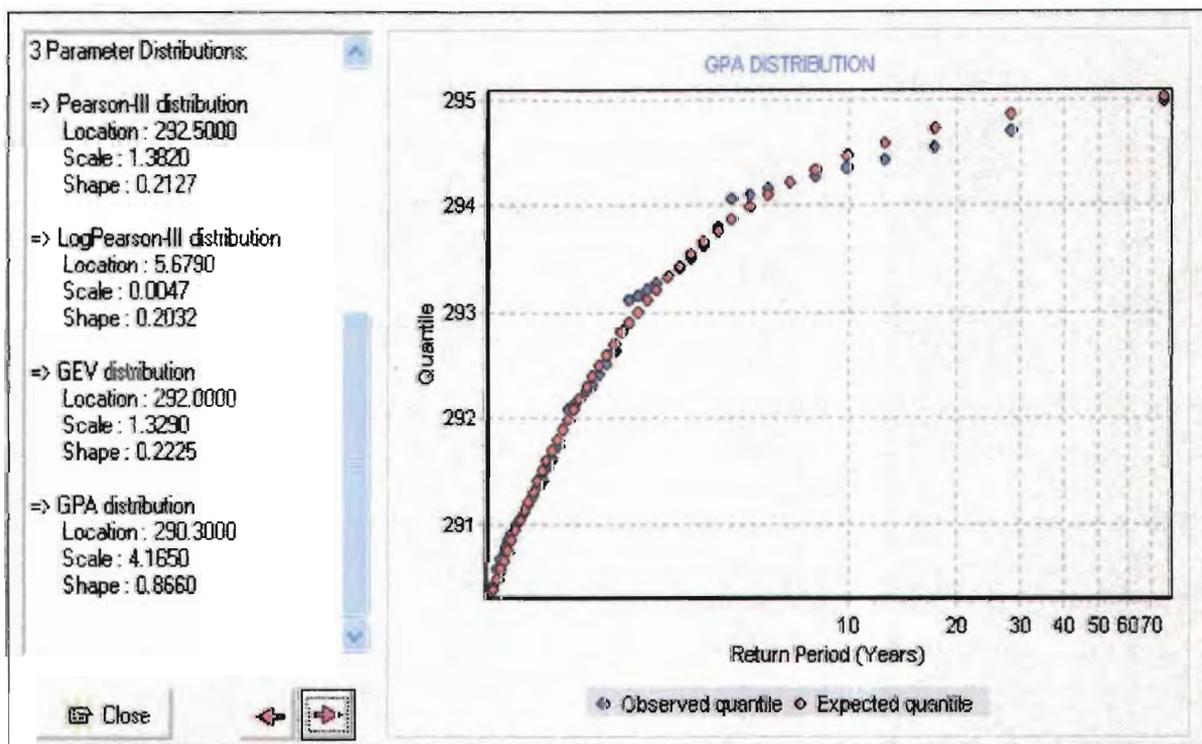


Figura 5.13.- Estimación de Parámetros de las distribuciones y gráfico comparativo de la distribución Pareto Generalizada de tres parámetros, presa El Molinito.

Mediante un juicio visual se pudo notar que la distribución de mejor se ajustaba resultaba ser la distribución Pareto Generalizada de tres parámetros (GPA) y la distribución General de Valores Extremos (GEV) también ajustaba bastante bien visualmente para los tres casos de estudio. El resumen de los valores de los parámetros estimados se muestran en la tabla 5.19 para todas las distribuciones

consideradas y para las tres presas estudiadas (también pueden verse dentro del resumen final del programa para cada presa, Anexo 7.3).

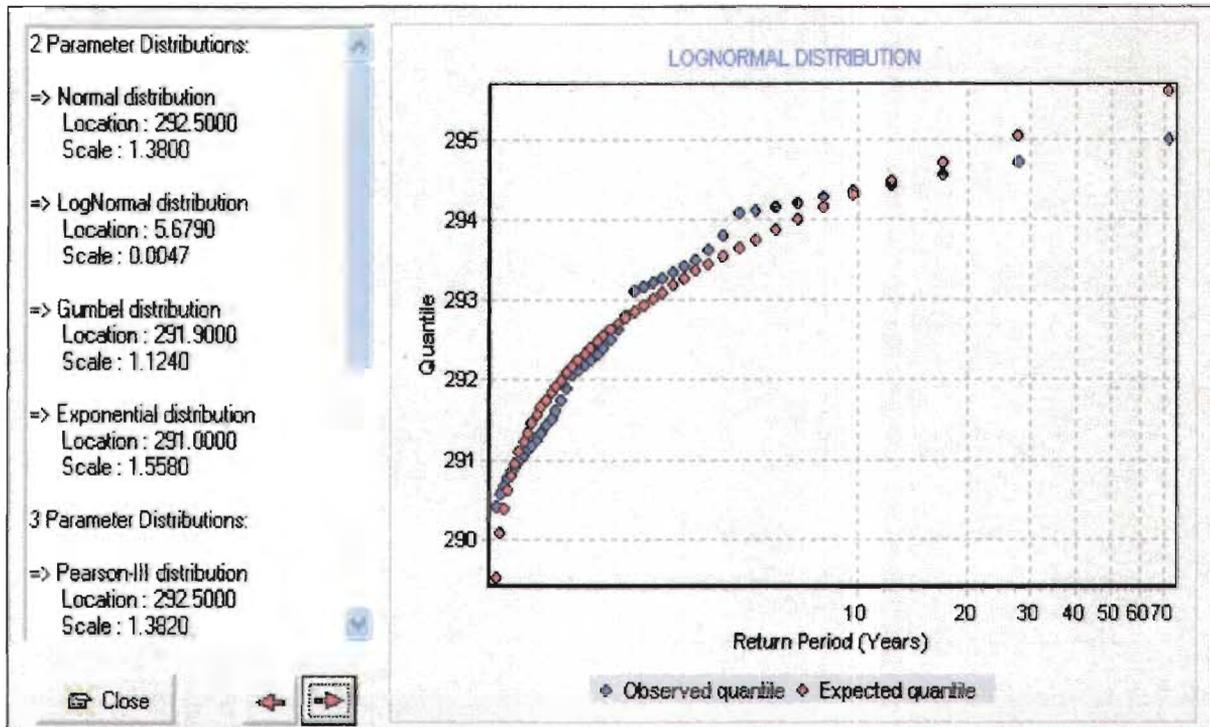


Figura 5.14.- Estimación de Parámetros de las distribuciones y gráfico comparativo de la distribución LogNormal, presa El Molinito.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

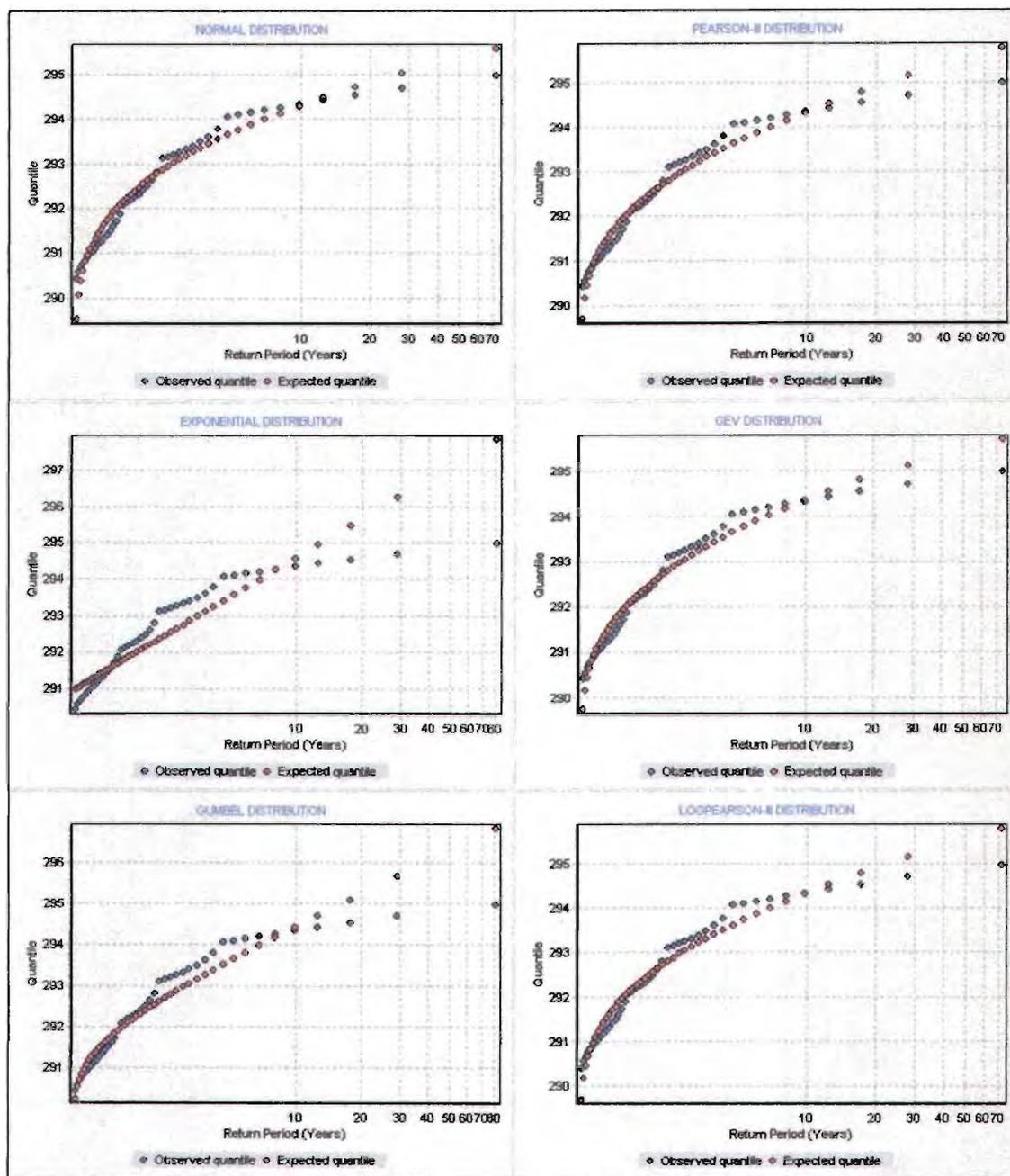


Figura 5.15.- Gráficos comparativos de los cuantiles observados contra los cuantiles esperados para el resto de las distribuciones consideradas, para El Molinito.

La siguiente pantalla del programa nos muestra el resumen final de todos los cálculos mostrados en las pantallas anteriores, pero de forma tabular, así como además las pruebas de bondad de ajuste que realiza el programa a las distribuciones, dichas pruebas son las siguientes: la prueba *Filliben* (de

correlación), de *Varianza* y de *Parsimonia* (los detalles de estas pruebas se encuentran en el Apéndice C), las cuales se toman en cuenta como base para la subrutina final de ayuda a la decisión que proporciona el programa. Estos resultados se pueden guardar en un archivo o bien imprimirse, los reportes finales para las tres presas consideradas se presentan en el Anexo 7.3. La captura de pantalla correspondiente a la presa El Molinito de dicho resumen final se presenta en la figura 5.16.

ESTIMACIÓN DE PARAMETROS:			
El Molinito			
Distribución	Ubicación	Escala	Forma
Normal	292.5465	1.3804	
LogNormal	5.6786	0.0047	
Gumbel	291.898	1.1236	
Exponential	290.9889	1.5576	
Pearson-III	292.5465	1.3824	0.2127
LogPearson-III	5.6786	0.0047	0.2032
GEV	292.024	1.3287	0.2225
GPA	290.3144	4.165	0.866
Benito Juárez			
Distribución	Ubicación	Escala	Forma
Normal	129.0259	2.0161	
LogNormal	4.8599	0.0156	
Gumbel	128.0787	1.6410	
Exponential	126.7510	2.2749	
Pearson-III	129.0259	2.0195	0.2340
LogPearson-III	4.8599	0.0156	0.2027
GEV	128.2574	1.9335	0.2164
GPA	125.7807	6.0135	0.8530
La Boquilla			
Distribución	Ubicación	Escala	Forma
Normal	1319.3377	1.0625	
LogNormal	7.1849	0.0008	
Gumbel	1318.8385	0.8649	
Exponential	1318.1387	1.1990	
Pearson-III	1319.3377	1.0658	0.3123
LogPearson-III	7.1849	0.0008	0.3107
GEV	1318.9223	1.0052	0.1944
GPA	1317.6555	3.0384	0.8062

Tabla 5.19.- Parámetros estimados de cada una de las distribuciones y presas.

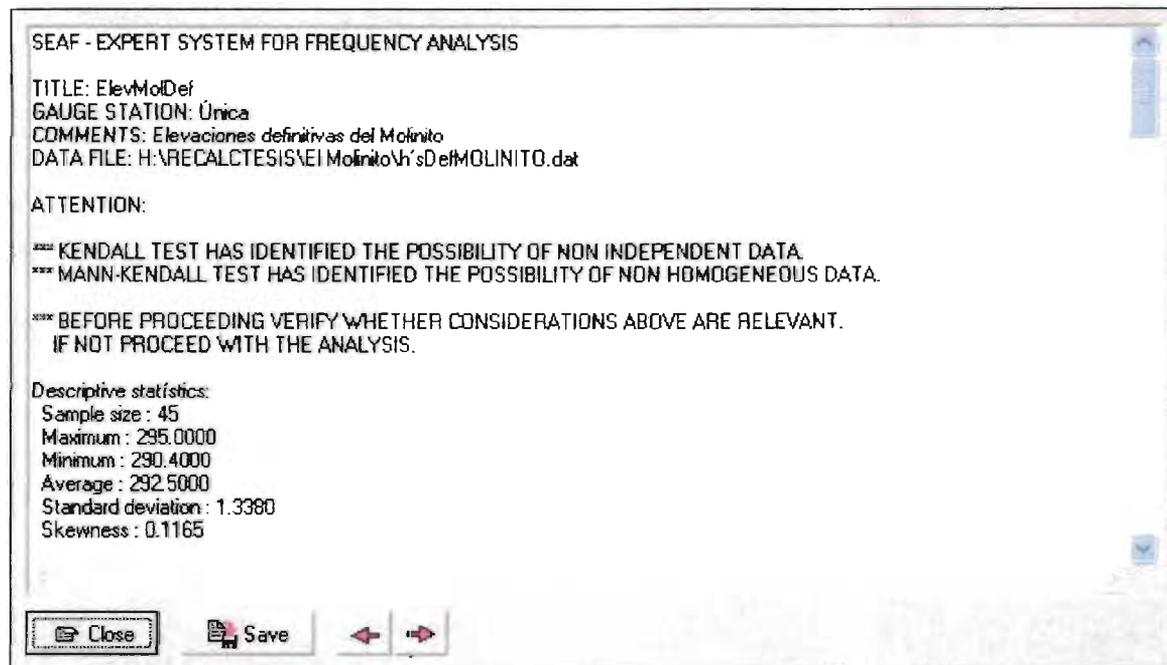


Figura 5.16.- Presentación del resumen final de todos los cálculos realizados por SEAF, presa El Molinito.

Por último, el programa corre una subrutina como auxiliar para tomar una decisión sobre cual función es la más recomendable de acuerdo a las pruebas de bondad de ajuste, mostrando en pantalla las declaraciones de decisión generales divididas en cinco pasos, la captura de pantalla del resumen final correspondiente a la presa El Molinito se presenta en la figura 5.17.

En dicha subrutina como primer paso selecciona las distribuciones sobre la base de la prueba de varianza de momentos-L de acuerdo con la formulación hecha por Hosking y Wallis (1997) para una muestra de tamaño n , eligiendo solo aquellas distribuciones que sobrepasen un nivel de confianza de 0.5.

Enseguida como paso número dos selecciona las distribuciones en base a la prueba Filliben, seleccionando aquellas que tengan un nivel de confianza en esta prueba de al menos 0.5.

En el paso tres busca razones para rechazar alguna de las distribuciones previamente seleccionadas, de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si el sesgo es negativo; $g_x < 0$ (ó $g_{\ln x} < 0$) quita del análisis a la distribución Pearson III (ó LogPearson III).
- b) Revisa el signo del parámetro de forma k de la distribución GPA (GEV), si $k > 0$ quita dicha distribución del análisis.

```

C:\PROGRA-1\SEAF\CLIPSCMD.EXE
AUTHOR: Marcio de Oliveira Candido
Federal University of Minas Gerais

(1)Selecting distribution on the basis of L-moments variance test...
- Normal distribution has been selected with 0.95 confidence level
- LogNormal distribution has been selected with 0.95 confidence level
- GPA distribution has been selected with 0.92 confidence level

(2)Selecting distribution on the basis of Filliben test...
- Normal distribution has been selected with 0.52 confidence level
- LogNormal distribution has been selected with 0.52 confidence level
- GPA distribution has been selected with 0.97 confidence level

(3)Looking for reasons to reject any of previously selected distributions...
- GPA distribution has been rejected because shape
  parameter is positive

(4)Verifying parsimony of selected distributions...

(5)Recommended Distributions...
- LogNormal with 0.7355 confidence level
- Normal with 0.7329 confidence level

ATTENTION: close this window before going to another analysis.
CLIPS> _
    
```

Figura 5.17.- Presentación de las declaraciones generales para la toma de decisiones de la subrutina de SEAF para la elección de la distribución, presa El Molinito.

El cuarto paso consiste en verificar la parsimonia de las distribuciones seleccionadas aplicando el siguiente criterio de parsimonia:

$$Cl_{ajustado} = 1 - (1 - Cl_{medio})(n - 1) / (n - p) \tag{5.24}$$

donde Cl es el nivel de confianza y p el número de parámetros estimados, para discriminar entre las distribuciones de la misma familia, como Pareto versus exponencial, GEV versus Gumbel, etcétera, verifica también si la presencia de outliers bajos modifica la estimación del parámetro de la cola-superior significativamente, *retira del análisis las distribuciones para las que el mínimo de*

la muestra es inferior que un nivel arbitrariamente elegido de 0.9 del respectivo estimado para los parámetros de ubicación.

Como paso final clasifica las distribuciones de acuerdo a su nivel de confianza promedio.

El resultado de dicha subrutina para las diferentes presas consideradas se presenta en el Anexo 7.4. De acuerdo con las pruebas de bondad de ajuste se tomó una decisión. Los resultados de dichas pruebas son similares para las tres presas en estudio, con base en la prueba de varianza de momentos-L las distribuciones seleccionadas fueron la Normal, LogNormal y la GPA, con un nivel de confianza del orden de 0.9, y en el caso de la presa la Boquilla también acepta la distribución Gumbel aunque con un nivel de confianza de apenas 0.53. Después de acuerdo con la prueba Filliben el programa recomienda la distribución GPA con un nivel de confianza de 0.97 en todas las presas, aunque en los resúmenes de cálculo se observa que todas las distribuciones tiene un nivel de confianza superior a 0.9, sin embargo la subrutina solo reporta la GPA, y en el caso de la presa El Molinito reporta también las funciones Normal y LogNormal pero lo hace con un nivel de confianza de 0.52. La siguiente prueba fue la de parsimonia, en la cual el programa verifica la parsimonia de las distribuciones seleccionadas hasta el punto tres de la subrutina, en caso de que se hubieran seleccionado funciones de la misma familia señala si se justifica de acuerdo a la prueba el estimar un parámetro adicional (Pearson-III, LogPearson-III), en nuestro caso no se habían seleccionado previamente funciones de la misma familia por lo que no presenta ningún resultado.

Aunque hasta este punto la distribución GPA tenía el mejor ajuste, el programa rechazó esta distribución porque su parámetro de forma es positivo, lo que se justifica de acuerdo a lo siguiente (Hosking y Wallis, 1987):

La distribución Pareto generalizada es la distribución de una variable aleatoria X definida por:

$$X = \alpha(1 - e^{kY})/k \quad (5.25)$$

Donde Y es la variable aleatoria con la distribución exponencial estándar. La distribución Pareto generalizada tiene como función de distribución:

$$\begin{aligned}
 F(x) &= 1 - \left(1 - k(x - \xi) / \alpha\right)^{1/k}, & k &= 0 \\
 &= 1 - \exp(-(x - \xi) / \alpha), & k &\neq 0
 \end{aligned}
 \tag{5.26}$$

y su función de densidad:

$$\begin{aligned}
 f(x) &= \alpha^{-1} \left(1 - k(x - \xi) / \alpha\right)^{1/k-1}, & k &\neq 0 \\
 &= \alpha^{-1} \exp(-(x - \xi) / \alpha), & k &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.27}$$

El rango de valores de x es $0 \leq x \leq \infty$ para $k \leq 0$ y $0 \leq x \leq \alpha/k$ para $k > 0$. Los parámetros de la distribución son: α , como parámetro escala, ξ como parámetro de ubicación y k , como parámetro de forma. Los casos especiales en los que $k=0$ y $k=1$ producen respectivamente la distribución exponencial con media α y la distribución uniforme sobre $[0, \alpha]$; las distribuciones Pareto son obtenidas cuando $k < 0$.

Así pues al darnos el valor del parámetro de forma k positivo en los tres casos de estudio, el rango de validez x queda acotado a solo $0 \leq x \leq \alpha/k$, por lo que al darnos valores menores de 5 para α/k en todas las presas, dejo claramente fuera de cualquier consideración a dicha distribución. Esto es debido a una propiedad elemental pero muy importante de la distribución Pareto generalizada (Hosking y Wallis, 1987) que indica que la tasa de error $r(x) = f(x) / \{1 - F(x)\}$ está dada por $r(x) = 1 / \{\alpha - kx\}$ y es monótonica en x , decreciente si $k < 0$, constante si $k = 0$, y creciente si $k > 0$. Por lo que utilizar esta distribución no es recomendado para $k > 0$.

Finalmente las distribuciones que el programa recomienda son: la LogNormal y la Normal para las tres presas consideradas con un nivel de confianza alrededor del 0.7, adicionalmente para la presa La Boquilla el programa también

recomienda la distribución Gumbel, pero con un nivel de confianza apenas superior a 0.5. Aunque el nivel de confianza promedio de las distribuciones Normal y LogNormal es muy semejante (en las tres presas sucede lo mismo), se decidió por la distribución LogNormal ya que presentó el nivel de confianza ligeramente superior a la distribución Normal, además de que consistentemente fue superior a la Normal en todas las pruebas de bondad que se realizaron.

Una vez que se decidió que la función a utilizar para las elevaciones era la distribución LogNormal, se calculó el periodo de retorno correspondiente a cada elevación con la distribución LogNormal de acuerdo a la ya mencionada ecuación 5.5, tomando como variable a las elevaciones se puede escribir como sigue:

$$T(h) = \frac{1}{1 - F(h)} \quad (5.28)$$

Donde $F(h)$ corresponde a la función de distribución LogNormal de las elevaciones.

Por lo que la función de distribución de probabilidades LogNormal se puede reescribir como:

$$F(h) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^h \frac{e^{-(\log h - \mu)^2 / (2\sigma^2)}}{h\sigma} \quad (5.29)$$

En la tabla 5.20 se muestran los resultados de la aplicación de las ecuaciones 5.28 y 5.29 para las diferentes elevaciones (columnas $h(m)$ de la tabla 5.18) de cada una de las presas consideradas.

5.- RELACIÓN ENTRE EL PERIODO DE RETORNO DEL GASTO MÁXIMO DE INGRESO A VASOS Y EL PERIODO DE RETORNO DE LA ELEVACIÓN. CASOS DE ESTUDIO.

T(Q)	El Molinito			Benito Juárez			La Boquilla		
	h (m)	F(h)	T (h)	h (m)	F(h)	T (h)	h (m)	F(h)	T (h)
1.053	290.4182	0.0607	1.0647	125.9393	0.0612	1.0652	1317.7392	0.0625	1.0667
1.111	290.5625	0.0745	1.0805	126.1444	0.0749	1.0809	1317.8386	0.0750	1.0811
1.176	290.6665	0.0859	1.0939	126.2925	0.0861	1.0942	1317.9111	0.0852	1.0931
1.250	290.7533	0.0963	1.1065	126.4167	0.0964	1.1067	1317.9723	0.0946	1.1045
1.333	290.8312	0.1064	1.1190	126.5282	0.1064	1.1191	1318.0275	0.1037	1.1158
1.429	290.9040	0.1164	1.1318	126.6326	0.1164	1.1318	1318.0795	0.1129	1.1273
1.538	290.9740	0.1268	1.1452	126.7332	0.1267	1.1451	1318.1298	0.1223	1.1394
1.667	291.0429	0.1376	1.1595	126.8322	0.1374	1.1593	1318.1795	0.1321	1.1523
1.818	291.1119	0.1490	1.1750	126.9317	0.1488	1.1748	1318.2297	0.1426	1.1663
2.000	291.1824	0.1612	1.1922	127.0332	0.1610	1.1919	1318.2810	0.1538	1.1818
2.222	291.2554	0.1746	1.2116	127.1386	0.1743	1.2111	1318.3346	0.1662	1.1993
2.500	291.3324	0.1895	1.2338	127.2499	0.1891	1.2332	1318.3913	0.1799	1.2194
2.857	291.4151	0.2063	1.2599	127.3695	0.2058	1.2592	1318.4525	0.1956	1.2431
3.333	291.5059	0.2257	1.2915	127.5010	0.2252	1.2906	1318.5200	0.2137	1.2719
4.000	291.6083	0.2488	1.3311	127.6495	0.2482	1.3301	1318.5967	0.2355	1.3080
5.000	291.7281	0.2772	1.3836	127.8233	0.2766	1.3823	1318.6868	0.2626	1.3561
6.667	291.8758	0.3144	1.4586	128.0380	0.3137	1.4571	1318.7988	0.2983	1.4251
10.000	292.0748	0.3676	1.5812	128.3278	0.3667	1.5791	1318.9509	0.3501	1.5386
11.111	292.1252	0.3815	1.6167	128.4012	0.3806	1.6145	1318.9896	0.3638	1.5717
12.500	292.1809	0.3970	1.6585	128.4825	0.3962	1.6561	1319.0325	0.3791	1.6107
14.286	292.2435	0.4147	1.7086	128.5738	0.4138	1.7060	1319.0809	0.3967	1.6575
16.667	292.3150	0.4351	1.7703	128.6782	0.4342	1.7674	1319.1363	0.4171	1.7154
20.000	292.3987	0.4592	1.8491	128.8004	0.4582	1.8458	1319.2013	0.4412	1.7897
25.000	292.4999	0.4885	1.9550	128.9483	0.4875	1.9513	1319.2802	0.4709	1.8900
33.333	292.6287	0.5258	2.1090	129.1367	0.5248	2.1045	1319.3811	0.5090	2.0366
50.000	292.8075	0.5772	2.3652	129.3985	0.5762	2.3594	1319.5219	0.5620	2.2829
100.000	293.1071	0.6600	2.9409	129.8378	0.6589	2.9314	1319.7599	0.6485	2.8453
111.111	293.1521	0.6719	3.0474	129.9038	0.6707	3.0371	1319.7958	0.6611	2.9506
125.000	293.2022	0.6849	3.1735	129.9774	0.6838	3.1622	1319.8359	0.6749	3.0757
142.857	293.2589	0.6993	3.3260	130.0606	0.6982	3.3135	1319.8813	0.6902	3.2278
166.667	293.3240	0.7156	3.5159	130.1562	0.7144	3.5018	1319.9336	0.7074	3.4180
200.000	293.4007	0.7341	3.7614	130.2689	0.7330	3.7451	1319.9953	0.7272	3.6656
250.000	293.4941	0.7559	4.0963	130.4063	0.7547	4.0769	1320.0707	0.7504	4.0061
333.333	293.6138	0.7823	4.5928	130.5823	0.7811	4.5682	1320.1675	0.7786	4.5162
500.000	293.7813	0.8163	5.4422	130.8288	0.8151	5.4076	1320.3035	0.8149	5.4030
1000.000	294.0643	0.8657	7.4433	131.2457	0.8645	7.3797	1320.5348	0.8676	7.5532
1111.111	294.1070	0.8722	7.8260	131.3087	0.8711	7.7562	1320.5699	0.8746	7.9732
1250.000	294.1546	0.8793	8.2838	131.3789	0.8781	8.2062	1320.6090	0.8821	8.4789
1428.571	294.2085	0.8869	8.8442	131.4584	0.8858	8.7566	1320.6533	0.8901	9.1029
1666.667	294.2705	0.8953	9.5512	131.5499	0.8942	9.4505	1320.7044	0.8990	9.8973
2000.000	294.3437	0.9046	10.4801	131.6578	0.9035	10.3611	1320.7648	0.9087	10.9529
2500.000	294.4329	0.9151	11.7729	131.7895	0.9140	11.6267	1320.8386	0.9196	12.4427
3333.333	294.5474	0.9272	13.7383	131.9586	0.9262	13.5471	1320.9335	0.9322	14.7504
5000.000	294.7079	0.9419	17.2224	132.1956	0.9410	16.9420	1321.0669	0.9472	18.9546
10000.000	294.9800	0.9614	25.9280	132.5978	0.9606	25.3825	1321.2942	0.9666	29.9850

Tabla 5.20.- Elevaciones de la superficie libre del agua, valor de la función de distribución LogNormal y su respectivo periodo de retorno.

5.6 AJUSTE ENTRE LOS PERIODOS DE RETORNO DE LOS GASTOS DE ENTRADA Y LAS ELEVACIONES

Para encontrar la relación entre el periodo de retorno del gasto máximo de ingreso a vasos y la elevación de la superficie libre del agua, se buscó una curva que se ajustara a dichos periodos, para esto se hizo uso de otra herramienta computacional, ya mencionada anteriormente en este capítulo, llamada CurveExpert en su versión 1.3 de uso comercial, la cual cuenta con una 35 modelos de curvas que permiten encontrar el mejor ajuste de los datos, además de otros 15 modelos adicionales proporcionados como modelos definidos por el usuario, los datos deben ir en un archivo con extensión *.dat con dos columnas (x, y para el programa) que en nuestro caso corresponderán a los periodos de retorno de los gastos de entrada ($x = T(Q)$) y los periodos de retorno de las elevaciones ($y = T(h)$).

Lo primero que se realizó fue crear los archivos *.dat correspondientes para cada presa, estos se hicieron con la columna $T(Q)$ de la tabla 5.11 y con la columna $T(h)$ de la tabla 5.20, creando un archivo para cada presa los cuales se presentan en el Anexo 7.5. Al abrir uno de los archivos con el programa se nos muestra en el los datos del archivo que le pedimos abrir, así como un gráfico en la parte inferior derecha de la pantalla que nos los muestra, en la figura 5.18 puede verse el caso particular de la presa El Molinito.

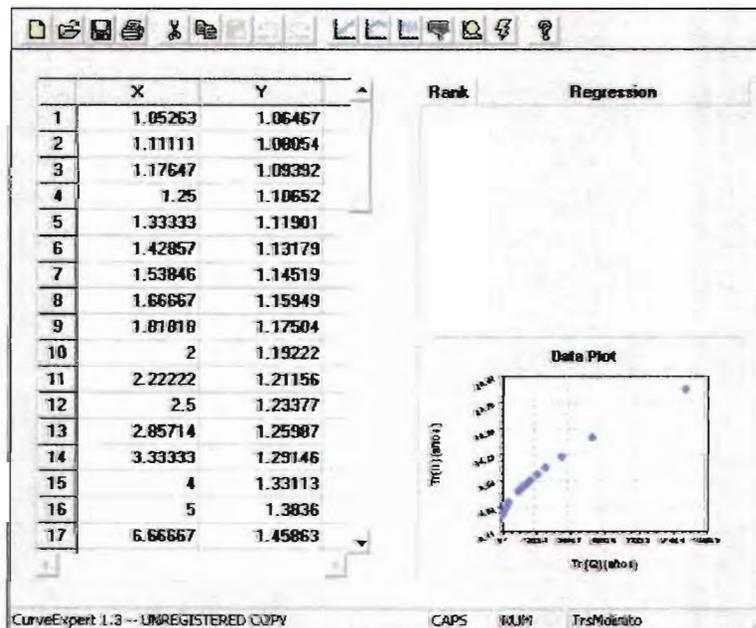


Figura 5.18.- Apertura de los datos de periodos de retorno con CurveExpert para El Molinito.

Para encontrar los parámetros de las diferentes curvas se tiene la opción de usar la herramienta llamada *curvefinder*, que calcula entre todas las curvas con que cuenta el programa o bien verificar algunas curvas en particular que deseemos comparar su ajuste o bien calcular por grupo de familias de curvas (polinomial, de regresión lineal, exponenciales, de potencia, etc.).

En nuestro caso utilizamos el *curvefinder*, el cual al ir calculando va clasificando de acuerdo a su ajuste las curvas y se va mostrando dicha clasificación arriba del gráfico de los datos como puede observarse en la figura 5.19 correspondiente a los periodos de retorno de la presa El Molinito, si se pulsa el botón izquierdo del ratón en el nombre de las curvas que van apareciendo, se puede ver la curva graficada junto con el gráfico de los datos. Para ver el gráfico independiente de la pantalla del programa, como se muestra en la figura 5.20, basta con pulsar dos veces el botón izquierdo del ratón para que aparezca en una nueva ventana. El programa muestra sólo los modelos que convergen y que por lo tanto es posible estimar sus parámetros.

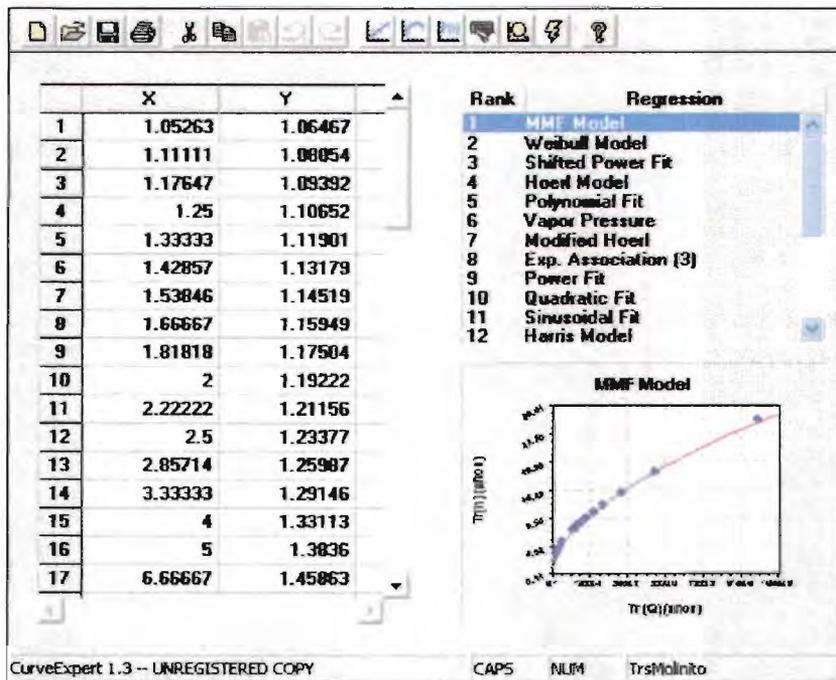


Figura 5.19.- Cálculo de curvas de ajuste con *curvefinder*, presa El Molinito.

Adicionalmente, si pulsamos el botón derecho del ratón sobre la nueva ventana donde aparece la gráfica de datos junto a la curva que pedimos ver, podremos elegir el menú de información del modelo, en dicho menú se nos muestran

diferentes paginas, la información más esencial se presenta en la pagina de coeficientes en ella se pueden ver la ecuación del modelo que se trate y los valores de sus coeficientes calculados (figura 5.21), en la pagina de historia se presenta el valor del Chi-Cuadrado y de cada parámetro como una función del número de iteración lo que indica la ruta que el algoritmo de regresión no lineal tomó para optimizar los parámetros (donde la optimización significa reducir el valor Chi-Cuadrado tanto como sea posible), cabe mencionar que la página de historia es solamente significativa para el ajuste de curvas de tipo regresión no lineal, ya que las regresiones lineales e interpolaciones pueden ser solucionadas directamente así que no hay iteración involucrada en su solución.

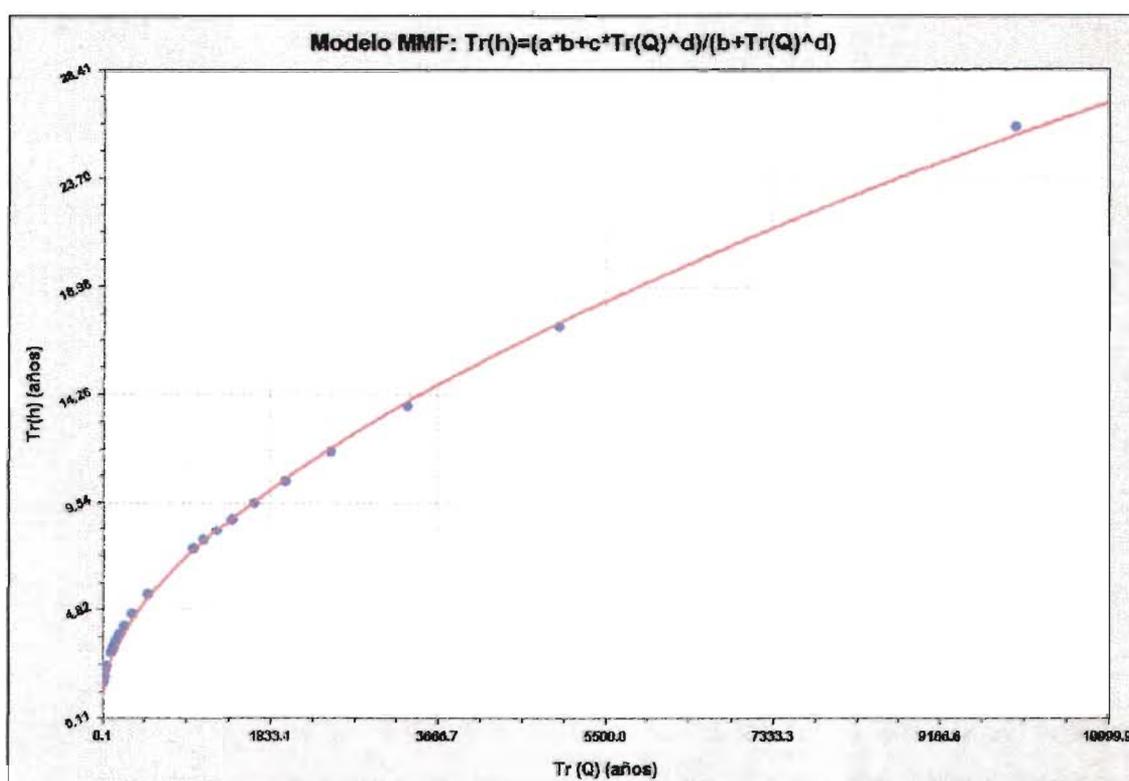


Figura 5.20.- Comparación de ajuste de un modelo con los datos de, presa El Molinito.

La segunda página es la correspondiente a la Covarianza, en ella se muestra la matriz de covarianza que es la información sobre la relación entre los parámetros de modelo y sus incertidumbres. Las anotaciones a lo largo de la diagonal están directamente relacionadas con la incertidumbre en cada parámetro, por ejemplo, la entrada en el puesto (2,2) de la matriz, corresponde a la incertidumbre en el

segundo parámetro (que es b). Los componentes de las diagonales son las covarianzas entre los parámetros. Por ejemplo, la entrada en la posición (3,4) de la matriz es la covarianza entre los parámetros 3 y 4 (que es c y d). Si bien la matriz de covarianza puede ser usada en el análisis estadístico adicional del modelo de regresión y su calidad de ajuste, el programa solo ofrece esta matriz como información adicional, y no nos proporciona ninguna conclusión sobre ella. También se puede mencionar que el inverso de la matriz de covarianza es la curvatura de la matriz.

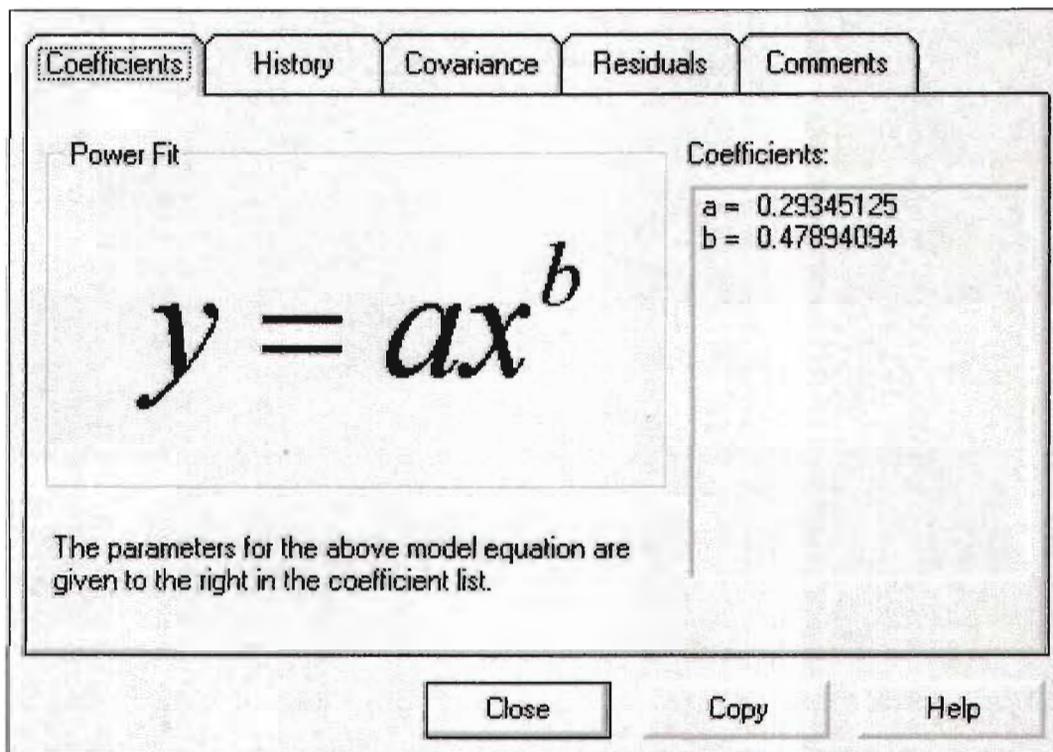


Figura 5.21.-Presentación de los valores de los coeficientes del modelo.

En la siguiente página se presentan los residuos, el gráfico representa la diferencia entre los puntos de datos y el modelo valorado en dichos puntos. El residuo en la posición i es definido por:

$$residuo = y_i - f(x_i) \quad (5.30)$$

Donde y_i es el valor medido en x_i , y $f(x_i)$ el valor pronosticado en x_i . Estas distancias son mostradas como barras o puntos sobre la trama de los residuos; las magnitudes de los datos simplemente son reemplazadas por el residuo correspondiente de acuerdo a la ecuación 5.30. Si un residuo es positivo, entonces ese punto de los datos está encima del pronóstico del modelo; igual, si el residuo es negativo, entonces ese punto de los datos está debajo del pronóstico del modelo.

Los residuos proveen una indicación del rendimiento de un modelo particular. Si hay corridas de residuos de signo semejante, entonces es probable que exista un mejor modelo para los datos.

Óptimamente, los residuos deben presentarse dispersos aleatoriamente alrededor del cero, lo que indica que los datos son distribuidos al azar alrededor de la curva. Una "Corrida" es una secuencia de residuos de signo semejante, que destacan sobre la trama residual. Muchas Corridas indican que los datos se desvían de la curva sistemáticamente.

La última página es la de Comentarios, se divide en dos secciones, la primera es de comentarios y da información respecto a las características de la interpolación, o el rendimiento de una regresión no lineal. Para la regresión no lineal, el mensaje informa si el ajuste converge, el número de iteraciones requerido para la convergencia, y la tolerancia impuesta para determinar la convergencia.

La segunda sección es la que corresponde a los errores y da información sobre el rendimiento del ajuste de la curva, dos cantidades son usadas para expresar la "bondad" del ajuste de la curva: el coeficiente de correlación y el error estándar de la estimación.

En general, el coeficiente de correlación tiene un rango de valores de 0 a 1, con un coeficiente de correlación de 1 indica el mejor ajuste. En algunos casos, se puede presentar un coeficiente de correlación más grande que uno; esto es indicativo de que un modelo tiene un ajuste muy pobre. El error estándar es siempre positivo y un valor pequeño de éste representa un mejor ajuste de la curva.

Estas últimas cuatro páginas se muestran en la figura 5.22.

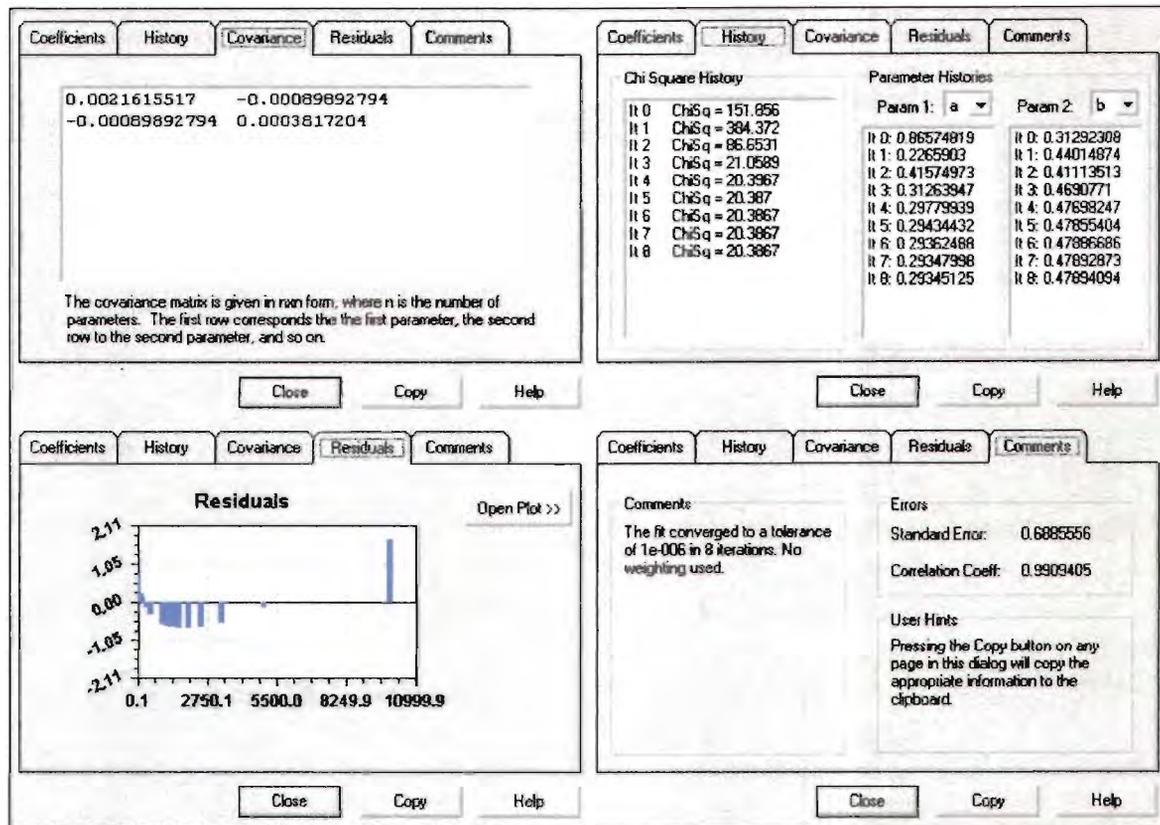


Figura 5.22.-Presentación de la información del modelo (historial del cálculo, covarianza, residuos y comentarios).

De los 35 modelos, el programa pudo calcular los parámetros de 21 de ellos, su posición de acuerdo con el error estándar y a el coeficiente de correlación se muestra en la tabla 5.15 para el caso de la presa El Molinito, para el resto de las presas se presentan en el anexo 7.6.

De acuerdo a dicha clasificación el mejor ajuste lo presentó el modelo MMF (Morgan-Mercer-Flodin) en los tres casos.

Para El Molinito, la primera curva que se descartó fue la correspondiente al ajuste hiperbólico con un coeficiente de correlación menor a 0.5 fue rechazado. Para los 19 modelos restantes el coeficiente de correlación fue bastante bueno, entonces tomando en cuenta el error estándar, se escogieron los primeros 11 modelos pues presentan un error estándar menor de 1, la siguiente elección que se tomo fue de acuerdo al número de parámetros a estimar por el modelo, por lo que se escogió el mejor de 4 parámetros, el mejor de 3 parámetros y el mejor de

2 parámetros, los cuales se encuentran resaltados en la tabla 5.21. El mismo razonamiento se hizo para las dos presas restantes.

Pos.	Modelo de Regresión	Ecuación	Número de Parámetros	Error Estándar	Coefficiente de Correlación
1	MMF	$y=(ab+cx^d)/(b+x^d)$	4	0.1410018	0.9996393
2	Weibull	$y=a-b \exp(-cx^d)$	4	0.1837474	0.9993874
3	de Potencia Modificado	$y=a(x-b)^c$	3	0.260052	0.9987427
4	Modelo Hoerl	$y=a(b^x)(x^c)$	3	0.3599092	0.9975904
5	Ajuste Polinomial	$y=a+bx+cx^2+dx^3...$	4	0.4049184	0.9970946
6	Presión de Vapor	$y=\exp(a+b/x+c \ln(x))$	3	0.4919866	0.9954927
7	Hoerl Modificado	$y=ab^{(1/x)}x^c$	3	0.4919866	0.9954927
8	Asociación Exp. (3)	$y=a(b-\exp(-cx))$	3	0.6843504	0.9912604
9	Ajuste de Potencia	$y=ax^b$	2	0.6885556	0.9909405
10	Ajuste cuadrático	$y=a+bx+cx^2$	3	0.7999721	0.9880384
11	Ajuste sinusoidal	$y=a+b \cos(cx+d)$	4	0.836821	0.9872174
12	Harris	$y=1/(a+bx^c)$	3	1.3201426	0.9670782
13	Capacidad de calor	$y=a+bx+c/x^2$	3	1.3628201	0.9648758
14	Tasa de saturación	$y=ax/(b+x)$	2	1.5150463	0.9553406
15	Ajuste lineal	$y=a+bx$	2	1.5240842	0.9547936
16	Asociación exponencial	$y=a(1-\exp(-bx))$	2	1.6183349	0.9488747
17	Gaussiano	$y=a \exp(-(b-x)^2/(2c^2))$	3	1.7103662	0.9440852
18	geométrico modificado	$y=ax^{(b/x)}$	2	2.1263122	0.9099431
19	Ajuste logarítmico	$y=a+b \ln(x)$	2	2.8804687	0.8272528

Tabla 5.21.- Posición de ajuste de los modelos calculados, presa El Molinito.

Finalmente el modelo seleccionado fue el de ajuste de potencia, ya que se pudo ver que con solo dos parámetros es suficiente para obtener una correlación muy buena y un error estándar pequeño, y por lo tanto un buen ajuste, y que el escoger un modelo con más parámetros no se justifica ya que no se obtiene un ajuste muy superior al obtenido con dos parámetros, pues la correlación es muy semejante y el error estándar se mantiene por debajo de 1. La gráfica que muestra el ajuste de la curva de seleccionada se muestra en la figura 5.23.

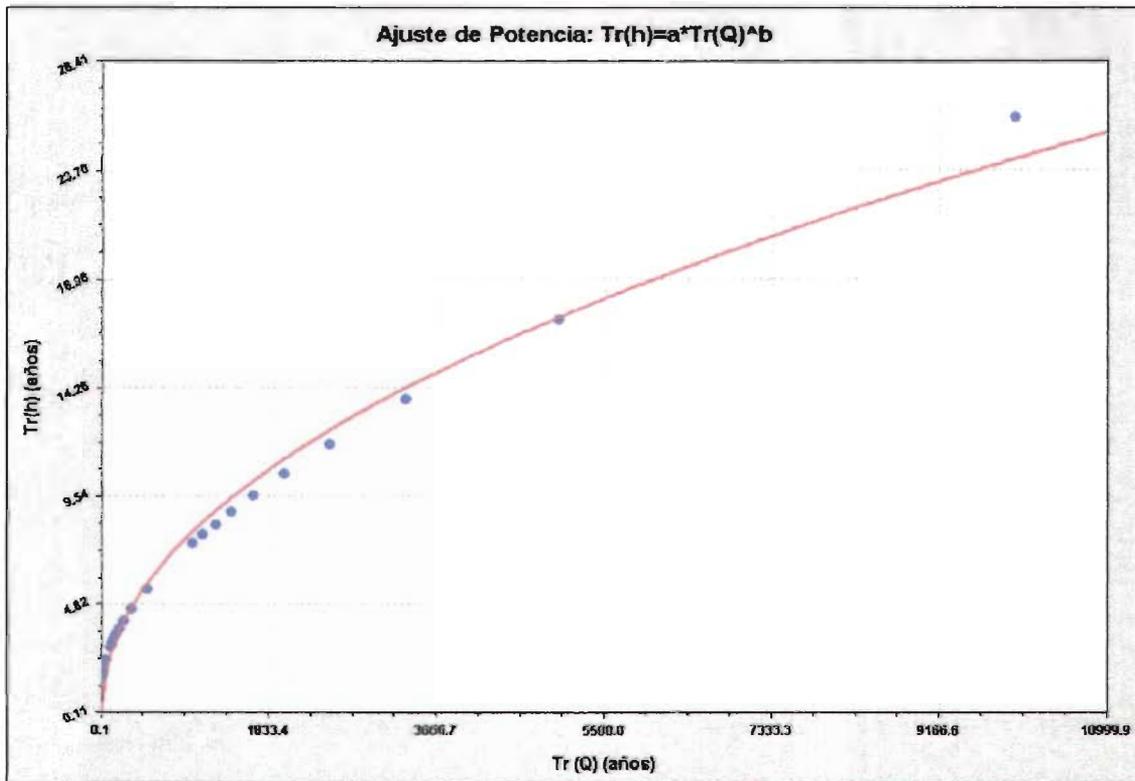


Figura 5.23.- Gráfica del modelo seleccionado (ecuación de potencia)

Los parámetros a y b de la función de potencia para las tres presas se presentan en la tabla 5.22, en dicha tabla se puede ver como los parámetros de la función de potencia de las presas El Molinito y Benito Juárez son similares, no así los de la presa La Boquilla que difieren más de dichos resultados.

Esto podría explicarse debido a que la presa La Boquilla tiene una capacidad de almacenamiento muy superior a las otras dos presas consideradas y de el hecho de que su vertedor es demasiado grande ya que se diseñó con el mismo gasto con el que fue diseñado el vaso de almacenamiento ($10,000 \text{ m}^3/\text{s}$) con un gasto máximo de descarga de apenas $3850 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que en la presa Benito Juárez el gasto de diseño es también de $10,000 \text{ m}^3/\text{s}$ con un gasto máximo de descarga del vertedor de $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ es decir un poco más de la mitad del gasto de diseño del vaso y en la presa El Molinito el gasto máximo de descarga del vertedor ($326 \text{ m}^3/\text{s}$) está apenas alrededor de $1/7$ del gasto de diseño del vaso. El hecho de que el vertedor de la presa La Boquilla haya sido diseñado así es debido a que fue construida de 1910 a 1916, época en la que en México las presas eran diseñadas empíricamente (Oliva, 1999) y es hasta 1946 al final de la construcción de la presa Lázaro Cárdenas (El Palmito) en Durango que en

México se empiezan a utilizar mejores herramientas para el diseño. En este sentido se vio afectada en el cálculo la estimación de la escala de gastos y este a su vez afecta la escala de tiempo.

$y = ax^b$		
Presa	Parámetros	
	a	b
El Molinito	0.29345125	0.47894094
Benito Juárez	0.30343336	0.47293009
La Boquilla	0.19230707	0.54130014
<i>Promedio</i>	<i>0.263063893</i>	<i>0.497723723</i>

5.7 OBTENCIÓN DE LA ECUACIÓN PARA OBTENER EL VALOR DE LA FDP DE LAS ELEVACIONES

Pensando que se puede aceptar la relación planteada por la curva ajustada (ajuste de potencia) en el análisis de regresión anterior tal que:

$$T(h) = aT(Q)^b \quad (5.31)$$

Donde $T(h)$ es el periodo de retorno de la elevación de la superficie del agua en un vaso de almacenamiento, $T(Q)$ es el periodo de retorno del gasto de diseño de un vaso de almacenamiento, a y b sus parámetros de ajuste.

Tomando como los valores de los parámetros los promedios obtenidos en la tabla 5.22, la ecuación 5.31 queda como sigue:

$$T(h) = 0.263T(Q)^{0.498} \quad (5.32)$$

y como

$$T(h) = \frac{1}{1-F(h)} \quad (5.33)$$

$$T(Q) = \frac{1}{1-F(Q)} \quad (5.34)$$

Donde $F(h)$ y $F(Q)$ son las funciones de distribución de probabilidad de la elevación de la superficie del agua y del gasto de diseño, respectivamente.

Entonces se puede hacer una relación entre las FDP tal que $F(h) = \text{función de } F(Q)$. Dado que se consideró que $F(Q)$ es Gumbel, la ecuación 5.34 se puede expresar como:

$$T(Q) = \frac{1}{1 - e^{-e^{-y}}} \quad (5.35)$$

Donde y es la variable reducida e igual a: $y = \frac{x - \beta}{\alpha}$

Sustituyendo las ecuaciones 5.33 y 5.35 en la ecuación 5.32, se tiene:

$$\frac{1}{1-F(h)} = 0.263 \left(\frac{1}{1 - e^{-e^{-y}}} \right)^{0.498} \quad (5.36)$$

Finalmente despejando $F(h)$ de la ecuación 5.36 se tiene que:

$$F(h) = 1 - \frac{1}{0.263 \left(\frac{1}{1 - e^{-e^{-y}}} \right)^{0.498}} \quad (5.37)$$

Siendo la expresión anterior la ecuación propuesta para el cálculo del valor de la función de distribución de probabilidad de las elevaciones de la superficie del agua, por lo que bastaría con estimar los parámetros de la función Gumbel de los gastos para conocer el valor correspondiente de $F(h)$ y así el correspondiente periodo de retorno de la elevación. La ecuación 5.37 proporciona entonces una alternativa bastante sencilla para la estimación del periodo de retorno de la elevación de la superficie del agua en un vaso de almacenamiento, teniendo el gasto de entrada al vaso, suponiendo que dicho gasto tiene una función de distribución de probabilidad Gumbel.

5.8 GENERALIZACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos mediante el uso de la metodología aquí propuesta se pueden tomar como buenos en general para las presas que cuenten con un vertedor de descarga libre como única obra de excedencias, dado que la solución obtenida proviene de la aplicación de un procedimiento realizado para unos caudales cualquiera con distribución Gumbel, el tránsito fue realizado utilizando una solución analítica y se trabajó con versiones adimensionales de la solución, además las presas son de capacidades muy diferentes y se encuentran localizadas en diferentes estados de la república. También el hecho de contar con diferentes datos para cada una de las presas, hizo que la obtención de algunos de los datos faltantes necesarios para el desarrollo de la metodología presentada fueran obtenidos haciendo uso de diferentes herramientas de cálculo de acuerdo con la disponibilidad de dichos datos.

6.-Conclusiones, recomendaciones y futuras implicaciones.

En la presente tesis se introdujo un enfoque en el cálculo del valor de la función de distribución de probabilidades de la elevación de la superficie libre del agua en un vaso de almacenamiento de un tipo específico (con vertedor de cresta libre como única obra de excedencias) basado en la solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito en vasos y en los análisis de frecuencias y de regresión. La metodología que se aplicó en el presente trabajo para tres presas reales dio como resultado que la función de distribución de probabilidades que mejor se ajustaba a las elevaciones de la superficie del agua obtenidas de los almacenamientos del vaso por medio de la función de potencia de la curva Elevaciones-Capacidades era la función LogNormal. El periodo de retorno obtenido para la elevación de la superficie del agua resultó ser muy inferior al que se obtiene para el gasto de entrada al vaso, lo que parece indicar que diseñar con base en periodos de retorno de elevaciones o niveles de la superficie del agua en un vaso es más desfavorable y por lo tanto más seguro a la hora de diseñar la altura de la cortina, ya que un periodo de retorno de diez mil años en gasto se correspondió apenas a un periodo de retorno de entre 20 y 30 años en elevaciones, por lo que es recomendable tomar en cuenta este aspecto cuando se revise la seguridad de las presas para el diseño de nuevas presas. En el desarrollo de este trabajo, también resultó que la relación entre los periodos de retorno del gasto de entrada al vaso y el periodo de retorno de sus correspondientes elevaciones de la superficie del agua se pueden representar adecuadamente mediante la función de ajuste de potencia: $y = a x^b$, obteniendo parámetros muy parecidos, por lo que se pudo plantear una expresión para calcular el valor de la FDP de las elevaciones.

Lo anterior puede permitir realizar diseños más seguros y abre la posibilidad a una investigación más profunda de la variable elevación de la superficie del agua en el diseño de presas cuya importancia queda de manifiesto tras los resultados obtenidos respecto a su periodo de retorno en relación con el del gasto.

Se recomienda además la revisión y actualización de los datos sobre las capacidades reales que tienen las presas mexicanas.

Finalmente, se puede decir que en base al enfoque planteado en la presente tesis se abren varias líneas de investigación entre las cuales se pueden destacar:

- a. Continuar con la realización de pruebas para diferentes presas para lograr una generalización más completa de los resultados aquí presentados.
- b. Búsqueda de la posibilidad de existencia de una relación entre la función de distribución Gumbel y la función de distribución LogNormal (o en su caso incluir también la distribución Normal)
- c. Establecimiento de la altura de la superficie del agua en el vaso como enfoque para el diseño de presas.

7.- ANEXOS

Anexo 7.1.-Reportes de Avenidas para la presa Benito Juárez, Oaxaca.

A continuación se presentan los reportes obtenidos del software de consulta denominado BANDAS (Banco de Datos de Aguas Superficiales) de las avenidas con gastos mayores a 2,500 m³/s que se presentaron en la estación hidrométrica “Las Cuevas” hasta antes del inicio de la construcción de la presa Presidente Benito Juárez (El Marqués) en el año de 1957. La estación esta ubicada en la región hidrológica 22 Tehuantepec en el río del mismo nombre.

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

CLAVE: 22007

REGION: 22 TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

SEPTIEMBRE 1944

DIA	HORA	GASTO
19	18	258.333
19	19	258.000
19	20	253.000
19	21	247.000
19	22	247.000
19	23	247.000
20	0	247.000
20	1	247.000
20	2	247.000
20	3	247.000
20	4	247.000
20	5	272.000
20	6	295.800
20	7	287.200
20	8	291.800
20	9	297.400
20	10	303.000
20	11	305.400
20	12	307.800
20	13	311.100
20	14	314.400
20	15	317.700
20	16	321.000
20	17	324.300
20	18	327.600
20	19	330.900
20	20	334.200
20	21	324.000
20	22	313.800
20	23	303.600
21	0	293.400
21	1	290.655
21	2	288.409
21	3	286.164
21	4	283.918
21	5	281.673
21	6	279.427
21	7	277.182
21	8	274.936
21	9	272.691
21	10	270.364
21	11	268.000
21	12	273.267
21	13	278.333
21	14	283.400
21	15	278.967
21	16	274.533
21	17	270.000
21	18	265.333
21	19	260.667

DIA	HORA	GASTO
21	20	256.000
21	21	257.000
21	22	258.000
21	23	259.000
22	0	260.000
22	1	272.950
22	2	285.300
22	3	299.400
22	4	315.000
22	5	401.200
22	6	490.000
22	7	674.333
22	8	941.000
22	9	1,316.000
22	10	1,660.000
22	11	2,125.000
22	12	2,306.000
22	13	2,497.000
22	14	2,476.000
22	15	2,626.000
22	16	2,626.000
22	17	2,560.000
22	18	2,758.000
22	19	2,714.000
22	20	2,670.000
22	21	3,227.000
22	22	3,690.000
22	23	4,250.000
23	0	4,322.000
23	1	4,250.000
23	2	4,002.000
23	3	3,870.000
23	4	3,720.000
23	5	3,604.000
23	6	3,720.000
23	7	3,810.000
23	8	3,900.000
23	9	4,038.000
23	10	4,250.000
23	11	4,050.000
23	12	4,322.000
23	13	4,628.000
23	14	4,740.000
23	15	4,845.000
23	16	4,416.000
23	17	4,346.000
23	18	3,930.000
23	19	3,690.000
23	20	3,476.000
23	21	3,473.600

DIA	HORA	GASTO
23	22	3,471.200
23	23	3,468.800
24	0	3,466.400
24	1	3,464.000
24	2	3,461.600
24	3	3,459.200
24	4	3,456.800
24	5	3,454.400
24	6	3,452.000
24	7	3,930.000
24	8	4,950.000
24	9	5,001.000
24	10	5,120.000
24	11	5,850.000
24	12	5,850.000
24	13	5,850.000
24	14	5,850.000
24	15	5,700.000
24	16	5,052.000
24	17	3,428.000
24	18	3,276.000
24	19	2,876.000
24	20	2,497.000
24	21	2,145.000
24	22	2,052.778
24	23	1,964.778
25	0	1,873.333
25	1	1,788.000
25	2	1,698.889
25	3	1,617.333
25	4	1,539.000
25	5	1,459.778
25	6	1,386.000
25	7	1,330.000
25	8	1,325.333
25	9	1,320.667
25	10	1,316.000
25	11	820.000
25	12	750.000
25	13	717.000
25	14	685.000
25	15	685.000
25	16	685.000
25	17	669.000
25	18	669.000
25	19	653.667
25	20	639.167
25	21	625.750
25	22	612.333
25	23	597.967

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

SEPTIEMBRE 1944

DIA	HORA	GASTO
26	0	583.400
26	1	569.333
26	2	557.067
26	3	544.800
26	4	533.000
26	5	521.500
26	6	510.000
26	7	510.000
26	8	500.000
26	9	475.000
26	10	475.000
26	11	475.000
26	12	475.000
26	13	475.000
26	14	470.000
26	15	470.000
26	16	470.000
26	17	470.000
26	18	470.000
26	19	474.167
26	20	478.333
26	21	482.500
26	22	486.667
26	23	490.833
27	0	495.000
27	1	499.167
27	2	503.333
27	3	507.500
27	4	512.000
27	5	517.000
27	6	522.000
27	7	485.000
27	8	490.000
27	9	495.000
27	10	480.000
27	11	480.000
27	12	480.000
27	13	480.000
27	14	480.000
27	15	475.000
27	16	475.000
27	17	475.000
27	18	475.000
27	19	472.500
27	20	470.000
27	21	467.500
27	22	465.000
27	23	462.500
28	0	460.000
28	1	457.100

DIA	HORA	GASTO
28	2	454.200
28	3	451.300
28	4	448.400
28	5	445.500
28	6	442.600
28	7	431.000
28	8	431.000
28	9	431.000
28	10	427.600
28	11	427.600
28	12	427.600
28	13	424.200
28	14	407.600
28	15	401.200
28	16	401.200
28	17	401.200
28	18	394.800
28	19	397.467
28	20	400.133
28	21	402.800
28	22	405.467
28	23	408.133
29	0	410.800
29	1	413.467
29	2	415.133
29	3	416.550
29	4	417.967
29	5	419.383
29	6	420.800
29	7	424.200
29	8	431.000
29	9	436.800
29	10	436.800
29	11	454.200
29	12	460.000
29	13	448.400
29	14	436.800
29	15	432.450
29	16	429.300
29	17	426.750
29	18	424.200
29	19	431.000
29	20	442.600
29	21	454.200
29	22	465.000
29	23	475.000
30	0	485.000
30	1	495.000
30	2	505.000
30	3	516.000

DIA	HORA	GASTO
30	4	528.000
30	5	540.000
30	6	552.800
30	7	540.000
30	8	537.000
30	9	534.750
30	10	532.500
30	11	530.250
30	12	528.000
30	13	514.500
30	14	502.500
30	15	497.500
30	16	492.500
30	17	487.500
30	18	487.500
30	19	487.500
30	20	487.500
30	21	487.500
30	22	487.500
30	23	487.500

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

CLAVE: 22007

REGION: 22 TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JULIO 1951

DIA	HORA	GASTO
1	0	81.857
1	1	77.000
1	2	77.000
1	3	77.000
1	4	77.000
1	5	77.000
1	6	77.000
1	7	77.000
1	8	79.429
1	9	81.857
1	10	80.643
1	11	79.429
1	12	79.429
1	13	79.429
1	14	79.429
1	15	77.000
1	16	95.400
1	17	117.300
1	18	108.000
1	19	108.000
1	20	100.533
1	21	93.190
1	22	86.714
1	23	77.000
2	0	77.000
2	1	73.000
2	2	75.000
2	3	78.214
2	4	81.857
2	5	73.000
2	6	65.000
2	7	61.000
2	8	61.000
2	9	57.400
2	10	57.400
2	11	57.400
2	12	57.400
2	13	57.400
2	14	55.600
2	15	52.000
2	16	50.200
2	17	50.200
2	18	50.200
2	19	53.800
2	20	60.100
2	21	67.000
2	22	64.333
2	23	61.667
3	0	59.200
3	1	63.500

DIA	HORA	GASTO
3	2	68.000
3	3	72.500
3	4	77.000
3	5	76.000
3	6	75.000
3	7	75.000
3	8	74.000
3	9	73.000
3	10	81.857
3	11	99.600
3	12	223.600
3	13	290.600
3	14	328.800
3	15	348.000
3	16	432.000
3	17	500.400
3	18	584.400
3	19	596.800
3	20	676.000
3	21	884.600
3	22	1,146.000
3	23	1,435.800
4	0	1,768.400
4	1	2,038.800
4	2	2,166.800
4	3	2,314.000
4	4	2,099.600
4	5	1,978.000
4	6	1,978.000
4	7	1,978.000
4	8	1,978.000
4	9	1,978.000
4	10	2,166.800
4	11	2,240.400
4	12	2,314.000
4	13	2,240.400
4	14	2,562.400
4	15	2,728.000
4	16	2,314.000
4	17	2,314.000
4	18	2,314.000
4	19	2,240.400
4	20	2,166.800
4	21	2,038.800
4	22	1,978.000
4	23	1,899.400
5	0	1,820.800
5	1	1,729.100
5	2	1,641.600
5	3	1,555.400

DIA	HORA	GASTO
5	4	1,470.000
5	5	1,401.600
5	6	1,334.400
5	7	1,269.600
5	8	1,207.200
5	9	1,151.100
5	10	1,097.000
5	11	1,062.700
5	12	1,028.150
5	13	998.375
5	14	968.600
5	15	948.750
5	16	928.900
5	17	899.125
5	18	869.350
5	19	849.500
5	20	823.033
5	21	796.567
5	22	770.100
5	23	755.212
6	0	740.325
6	1	725.438
6	2	710.550
6	3	695.662
6	4	680.775
6	5	665.887
6	6	651.000
6	7	641.550
6	8	632.100
6	9	622.650
6	10	613.200
6	11	599.025
6	12	584.850
6	13	573.825
6	14	562.800
6	15	551.775
6	16	540.750
6	17	529.725
6	18	518.700
6	19	509.250
6	20	499.800
6	21	490.350
6	22	480.900
6	23	471.450
7	0	462.000
7	1	453.700
7	2	445.400
7	3	437.100
7	4	428.800
7	5	420.500

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

CLAVE: 22007

REGION: 22 TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JULIO 1951

DIA	HORA	GASTO
7	6	412.200
7	7	408.050
7	8	403.900
7	9	395.600
7	10	387.300
7	11	375.050
7	12	363.200
7	13	355.300
7	14	347.400
7	15	339.500
7	16	331.600
7	17	323.700
7	18	315.800
7	19	314.483
7	20	313.167
7	21	311.850
7	22	310.533
7	23	309.217
8	0	307.900
8	1	303.950
8	2	300.000
8	3	296.600
8	4	293.200
8	5	289.800
8	6	286.400
8	7	284.133
8	8	281.867
8	9	279.600
8	10	277.333
8	11	275.067
8	12	272.800
8	13	268.267
8	14	263.733
8	15	259.200
8	16	254.667
8	17	250.133
8	18	245.600
8	19	243.333
8	20	241.067
8	21	238.800
8	22	236.533
8	23	234.267
9	0	232.000
9	1	232.000
9	2	232.000
9	3	232.000
9	4	232.000
9	5	232.000
9	6	232.000
9	7	230.000

DIA	HORA	GASTO
9	8	228.000
9	9	226.000
9	10	224.000
9	11	222.000
9	12	220.000
9	13	223.000
9	14	226.000
9	15	229.000
9	16	232.000
9	17	235.400
9	18	238.800
9	19	235.400
9	20	232.000
9	21	229.000
9	22	226.000
9	23	223.000
10	0	220.000
10	1	220.000
10	2	220.000
10	3	220.000
10	4	220.000
10	5	220.000
10	6	220.000
10	7	220.000
10	8	220.000
10	9	220.000
10	10	220.000
10	11	220.000
10	12	214.000
10	13	213.000
10	14	212.000
10	15	211.000
10	16	210.000
10	17	209.000
10	18	208.000
10	19	209.000
10	20	210.000
10	21	211.000
10	22	212.000
10	23	213.000
11	0	214.000
11	1	215.000
11	2	216.000
11	3	217.000
11	4	218.000
11	5	219.000
11	6	220.000
11	7	219.000
11	8	218.000
11	9	217.000

DIA	HORA	GASTO
11	10	216.000
11	11	215.000
11	12	214.000
11	13	214.000
11	14	214.000
11	15	214.000
11	16	214.000
11	17	214.000
11	18	214.000
11	19	213.000
11	20	212.000
11	21	211.000
11	22	210.000
11	23	209.000
12	0	208.000
12	1	206.000
12	2	204.000
12	3	202.000
12	4	200.000
12	5	198.000
12	6	196.000
12	7	196.000
12	8	196.000
12	9	196.000
12	10	196.000
12	11	196.000
12	12	184.000
12	13	184.000
12	14	184.000
12	15	184.000
12	16	184.000
12	17	184.000
12	18	184.000
12	19	184.000
12	20	184.000
12	21	184.000
12	22	184.000
12	23	184.000
13	0	184.000
13	1	184.000
13	2	184.000
13	3	184.000
13	4	184.000
13	5	184.000
13	6	184.000
13	7	184.000
13	8	184.000
13	9	184.000
13	10	184.000
13	11	178.000

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JULIO 1951

DIA	HORA	GASTO
13	12	172.000
13	13	172.000
13	14	172.000
13	15	172.000
13	16	172.000
13	17	172.000
13	18	162.400
13	19	160.800
13	20	159.200
13	21	157.600
13	22	156.000
13	23	154.400
14	0	152.800
14	1	152.800
14	2	152.800
14	3	152.800
14	4	152.800
14	5	152.800
14	6	152.800
14	7	143.200
14	8	143.200
14	9	143.200
14	10	143.200
14	11	143.200
14	12	143.200
14	13	143.200
14	14	143.200
14	15	143.200
14	16	143.200
14	17	143.200
14	18	143.200
14	19	142.400
14	20	141.600
14	21	140.800
14	22	140.000
14	23	139.200
15	0	138.400
15	1	137.600
15	2	136.800
15	3	136.000
15	4	135.200
15	5	134.400
15	6	133.600
15	7	133.600
15	8	133.600
15	9	133.600
15	10	133.600
15	11	133.600
15	12	133.600
15	13	133.600

DIA	HORA	GASTO
15	14	133.600
15	15	133.600
15	16	133.600
15	17	133.600
15	18	133.600
15	19	132.000
15	20	130.400
15	21	128.800
15	22	127.200
15	23	125.600
16	0	124.000
16	1	124.000
16	2	124.000
16	3	124.000
16	4	124.000
16	5	124.000
16	6	124.000
16	7	124.000
16	8	124.000
16	9	124.000
16	10	124.000
16	11	124.000
16	12	124.000
16	13	124.000
16	14	124.000
16	15	124.000
16	16	124.000
16	17	124.000
16	18	124.000
16	19	124.000
16	20	124.000
16	21	124.000
16	22	124.000
16	23	124.000
17	0	124.000
17	1	123.333
17	2	122.667
17	3	122.000
17	4	121.333
17	5	120.667
17	6	120.000
17	7	120.000
17	8	120.000
17	9	120.000
17	10	116.000
17	11	120.000
17	12	124.000
17	13	124.000
17	14	124.000
17	15	124.000

DIA	HORA	GASTO
17	16	124.000
17	17	124.000
17	18	124.000
17	19	124.000
17	20	124.000
17	21	124.000
17	22	124.000
17	23	124.000
18	0	124.000
18	1	123.333
18	2	122.667
18	3	122.000
18	4	121.333
18	5	120.667
18	6	120.000
18	7	116.000
18	8	116.000
18	9	116.000
18	10	116.000
18	11	116.000
18	12	116.000
18	13	116.000
18	14	116.000
18	15	116.000
18	16	116.000
18	17	116.000
18	18	116.000
18	19	114.667
18	20	113.333
18	21	112.000
18	22	110.667
18	23	109.333
19	0	108.000
19	1	108.000
19	2	108.000
19	3	108.000
19	4	108.000
19	5	108.000
19	6	108.000
19	7	108.000
19	8	108.000
19	9	108.000
19	10	108.000
19	11	108.000
19	12	108.000
19	13	108.000
19	14	108.000
19	15	108.000
19	16	108.000
19	17	108.000

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JULIO 1951

DIA	HORA	GASTO
19	18	108.000
19	19	105.333
19	20	102.667
19	21	100.000
19	22	97.333
19	23	94.667
20	0	92.000
20	1	92.000
20	2	92.000
20	3	92.000
20	4	92.000
20	5	92.000
20	6	92.000
20	7	92.000
20	8	92.000
20	9	92.000
20	10	92.000
20	11	96.000
20	12	100.000
20	13	100.000
20	14	100.000
20	15	100.000
20	16	100.000
20	17	100.000
20	18	100.000
20	19	98.000
20	20	96.000
20	21	94.000
20	22	92.000
20	23	90.000
21	0	88.000
21	1	87.333
21	2	86.667
21	3	86.000
21	4	85.333
21	5	84.667
21	6	84.000
21	7	82.833
21	8	81.667
21	9	80.500
21	10	79.333
21	11	78.167
21	12	77.000
21	13	78.167
21	14	79.333
21	15	80.500
21	16	81.667
21	17	82.833
21	18	84.000
21	19	84.000

DIA	HORA	GASTO
21	20	84.000
21	21	84.000
21	22	84.000
21	23	84.000
22	0	84.000
22	1	82.833
22	2	81.667
22	3	80.500
22	4	79.333
22	5	78.167
22	6	77.000
22	7	77.000
22	8	77.000
22	9	77.000
22	10	77.000
22	11	77.000
22	12	77.000
22	13	75.833
22	14	74.667
22	15	73.500
22	16	72.333
22	17	71.167
22	18	70.000
22	19	69.722
22	20	69.444
22	21	69.167
22	22	68.889
22	23	68.611
23	0	68.333
23	1	68.056
23	2	67.778
23	3	67.500
23	4	67.222
23	5	66.944
23	6	66.667
23	7	66.667
23	8	66.667
23	9	66.667
23	10	66.667
23	11	66.667
23	12	66.667
23	13	66.667
23	14	66.667
23	15	66.667
23	16	66.667
23	17	66.667
23	18	66.667
23	19	66.389
23	20	66.111
23	21	65.833

DIA	HORA	GASTO
23	22	65.556
23	23	65.278
24	0	65.000
24	1	64.722
24	2	64.444
24	3	64.167
24	4	63.889
24	5	63.611
24	6	63.333
24	7	63.333
24	8	63.333
24	9	63.333
24	10	63.333
24	11	63.333
24	12	63.333
24	13	63.333
24	14	63.333
24	15	63.333
24	16	63.333
24	17	63.333
24	18	63.333
24	19	63.611
24	20	63.889
24	21	64.167
24	22	64.444
24	23	64.722
25	0	65.000
25	1	65.278
25	2	65.556
25	3	65.833
25	4	66.111
25	5	66.389
25	6	66.667
25	7	66.667
25	8	66.667
25	9	66.667
25	10	66.667
25	11	66.667
25	12	66.667
25	13	66.667
25	14	66.667
25	15	66.667
25	16	66.667
25	17	66.667
25	18	66.667
25	19	61.667
25	20	57.000
25	21	57.000
25	22	57.000
25	23	57.000

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JULIO 1951

DIA	HORA	GASTO
26	0	57.000
26	1	57.000
26	2	57.000
26	3	57.000
26	4	57.000
26	5	57.000
26	6	57.000
26	7	57.000
26	8	57.000
26	9	57.000
26	10	57.000
26	11	57.000
26	12	57.000
26	13	57.000
26	14	57.000
26	15	57.000
26	16	57.000
26	17	57.000
26	18	57.000
26	19	57.000
26	20	57.000
26	21	57.000
26	22	57.000
26	23	57.000
27	0	57.000
27	1	58.000
27	2	59.000
27	3	60.000
27	4	61.111
27	5	62.222
27	6	63.333
27	7	63.333
27	8	63.333
27	9	63.333
27	10	63.333
27	11	63.333
27	12	63.333
27	13	63.333
27	14	63.333
27	15	63.333
27	16	63.333
27	17	63.333
27	18	63.333
27	19	63.333
27	20	63.333
27	21	63.333
27	22	63.333
27	23	63.333
28	0	63.333
28	1	63.333

DIA	HORA	GASTO
28	2	63.333
28	3	63.333
28	4	63.333
28	5	63.333
28	6	63.333
28	7	63.333
28	8	63.333
28	9	63.333
28	10	63.333
28	11	63.333
28	12	63.333
28	13	63.333
28	14	63.333
28	15	63.333
28	16	63.333
28	17	63.333
28	18	63.333
28	19	61.111
28	20	59.000
28	21	57.000
28	22	55.000
28	23	53.000
29	0	51.000
29	1	51.000
29	2	51.000
29	3	51.000
29	4	51.000
29	5	51.000
29	6	51.000
29	7	51.000
29	8	51.000
29	9	51.000
29	10	51.000
29	11	51.000
29	12	51.000
29	13	51.000
29	14	51.000
29	15	51.000
29	16	51.000
29	17	51.000
29	18	51.000
29	19	51.500
29	20	52.000
29	21	52.500
29	22	53.000
29	23	53.500
30	0	54.000
30	1	52.500
30	2	51.000
30	3	49.500

DIA	HORA	GASTO
30	4	48.000
30	5	46.500
30	6	45.000
30	7	45.000
30	8	45.000
30	9	45.000
30	10	45.000
30	11	45.000
30	12	45.000
30	13	45.000
30	14	45.000
30	15	45.000
30	16	45.000
30	17	45.000
30	18	45.000
30	19	45.000
30	20	45.000
30	21	45.000
30	22	45.000
30	23	45.000
31	0	45.000
31	1	45.000
31	2	45.000
31	3	45.000
31	4	48.000
31	5	51.000
31	6	54.000
31	7	54.000
31	8	54.000
31	9	54.000
31	10	54.000
31	11	54.000
31	12	54.000
31	13	54.000
31	14	54.000
31	15	54.000
31	16	54.000
31	17	54.000
31	18	54.000
31	19	55.000
31	20	56.000
31	21	57.000
31	22	58.000
31	23	59.000

COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS

ESTACION: LAS CUEVAS

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

CLAVE: 22007

REGION: 22 TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JUNIO 1954

DIA	HORA	GASTO
1	0	63.500
1	1	61.325
1	2	59.150
1	3	56.975
1	4	54.800
1	5	54.800
1	6	54.800
1	7	54.800
1	8	54.800
1	9	54.800
1	10	54.800
1	11	54.800
1	12	51.640
1	13	49.533
1	14	47.427
1	15	45.320
1	16	43.213
1	17	41.107
1	18	39.000
1	19	37.227
1	20	35.453
1	21	33.680
1	22	31.907
1	23	30.133
2	0	28.360
2	1	27.030
2	2	25.700
2	3	25.700
2	4	25.700
2	5	25.700
2	6	25.700
2	7	26.587
2	8	27.473
2	9	28.360
2	10	28.360
2	11	28.360
2	12	28.360
2	13	28.360
2	14	28.360
2	15	25.700
2	16	23.475
2	17	21.250
2	18	19.625
2	19	19.083
2	20	18.542
2	21	18.000
2	22	17.650
2	23	17.300
3	0	16.950
3	1	16.475

DIA	HORA	GASTO
3	2	16.380
3	3	16.285
3	4	16.190
3	5	16.095
3	6	16.000
3	7	16.000
3	8	15.807
3	9	15.613
3	10	15.420
3	11	15.227
3	12	15.033
3	13	16.000
3	14	16.950
3	15	16.475
3	16	16.000
3	17	15.517
3	18	15.033
3	19	14.550
3	20	14.067
3	21	14.067
3	22	14.067
3	23	14.067
4	0	14.067
4	1	14.067
4	2	14.067
4	3	14.067
4	4	14.067
4	5	14.067
4	6	14.067
4	7	13.906
4	8	13.744
4	9	13.583
4	10	13.422
4	11	13.261
4	12	13.100
4	13	12.762
4	14	12.424
4	15	12.086
4	16	11.748
4	17	11.410
4	18	11.072
4	19	11.016
4	20	10.959
4	21	10.903
4	22	10.847
4	23	10.790
5	0	10.734
5	1	10.678
5	2	10.621
5	3	10.565

DIA	HORA	GASTO
5	4	10.509
5	5	10.452
5	6	10.396
5	7	10.396
5	8	10.396
5	9	10.396
5	10	10.396
5	11	10.396
5	12	10.396
5	13	10.396
5	14	10.396
5	15	10.058
5	16	9.720
5	17	9.548
5	18	9.376
5	19	9.319
5	20	9.261
5	21	9.204
5	22	9.147
5	23	9.089
6	0	9.032
6	1	9.032
6	2	9.032
6	3	9.032
6	4	9.032
6	5	9.032
6	6	9.032
6	7	9.032
6	8	9.032
6	9	9.032
6	10	9.032
6	11	9.032
6	12	9.032
6	13	8.917
6	14	8.803
6	15	8.688
6	16	8.573
6	17	8.459
6	18	8.344
6	19	8.344
6	20	8.344
6	21	8.344
6	22	8.344
6	23	8.344
7	0	8.344
7	1	8.344
7	2	8.344
7	3	8.344
7	4	8.344
7	5	8.344

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

CLAVE: 22007

REGION: 22 TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JUNIO 1954

DIA	HORA	GASTO
7	6	8.344
7	7	8.344
7	8	8.344
7	9	8.344
7	10	8.344
7	11	8.172
7	12	8.000
7	13	8.000
7	14	8.000
7	15	8.000
7	16	8.000
7	17	8.172
7	18	8.344
7	19	8.459
7	20	8.573
7	21	8.688
7	22	8.803
7	23	8.917
8	0	9.032
8	1	9.089
8	2	9.147
8	3	9.204
8	4	9.261
8	5	9.319
8	6	9.376
8	7	9.376
8	8	9.376
8	9	9.376
8	10	9.376
8	11	9.376
8	12	9.376
8	13	9.376
8	14	9.605
8	15	9.945
8	16	10.396
8	17	9.720
8	18	9.376
8	19	10.396
8	20	11.748
8	21	16.000
8	22	21.620
8	23	31.300
9	0	47.320
9	1	69.360
9	2	98.200
9	3	89.800
9	4	81.960
9	5	112.200
9	6	143.000
9	7	178.000

DIA	HORA	GASTO
9	8	143.000
9	9	123.400
9	10	103.800
9	11	98.200
9	12	92.600
9	13	81.960
9	14	87.000
9	15	92.600
9	16	98.200
9	17	98.200
9	18	98.200
9	19	103.800
9	20	109.400
9	21	112.200
9	22	115.000
9	23	106.600
10	0	98.200
10	1	101.000
10	2	103.800
10	3	98.200
10	4	92.600
10	5	101.000
10	6	109.400
10	7	120.600
10	8	131.800
10	9	120.600
10	10	109.400
10	11	106.600
10	12	103.800
10	13	103.800
10	14	103.800
10	15	101.000
10	16	98.200
10	17	93.533
10	18	88.867
10	19	84.480
10	20	80.280
10	21	76.080
10	22	71.880
10	23	76.920
11	0	81.960
11	1	74.400
11	2	66.840
11	3	61.800
11	4	58.180
11	5	58.180
11	6	58.180
11	7	58.180
11	8	58.180
11	9	58.180

DIA	HORA	GASTO
11	10	55.767
11	11	53.353
11	12	50.940
11	13	50.940
11	14	66.840
11	15	81.960
11	16	87.000
11	17	81.960
11	18	76.920
11	19	71.880
11	20	66.840
11	21	64.320
11	22	61.800
11	23	66.840
12	0	71.880
12	1	64.320
12	2	58.180
12	3	56.370
12	4	54.560
12	5	54.560
12	6	54.560
12	7	54.560
12	8	50.940
12	9	47.320
12	10	43.700
12	11	41.380
12	12	39.060
12	13	39.060
12	14	39.060
12	15	37.320
12	16	35.580
12	17	33.840
12	18	32.100
12	19	31.300
12	20	30.500
12	21	29.700
12	22	28.900
12	23	28.900
13	0	28.900
13	1	28.900
13	2	28.900
13	3	28.100
13	4	27.300
13	5	26.500
13	6	25.700
13	7	25.167
13	8	24.633
13	9	24.100
13	10	23.687
13	11	23.273

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JUNIO 1954

DIA	HORA	GASTO
13	12	22.860
13	13	22.447
13	14	22.033
13	15	21.620
13	16	21.207
13	17	20.793
13	18	20.380
13	19	19.760
13	20	19.140
13	21	19.140
13	22	19.140
13	23	19.140
14	0	19.140
14	1	24.100
14	2	50.940
14	3	69.360
14	4	92.600
14	5	81.960
14	6	71.880
14	7	61.800
14	8	54.560
14	9	47.320
14	10	41.380
14	11	37.900
14	12	34.420
14	13	32.100
14	14	30.500
14	15	29.700
14	16	28.900
14	17	28.100
14	18	27.300
14	19	27.167
14	20	27.033
14	21	26.900
14	22	26.767
14	23	26.633
15	0	26.500
15	1	26.367
15	2	26.233
15	3	26.100
15	4	25.967
15	5	25.833
15	6	25.700
15	7	25.700
15	8	25.700
15	9	25.700
15	10	24.633
15	11	23.687
15	12	22.860
15	13	22.653

DIA	HORA	GASTO
15	14	22.447
15	15	22.240
15	16	22.033
15	17	21.827
15	18	21.620
15	19	21.620
15	20	21.620
15	21	21.620
15	22	21.620
15	23	21.620
16	0	21.620
16	1	21.620
16	2	21.620
16	3	21.310
16	4	21.000
16	5	20.690
16	6	20.380
16	7	20.380
16	8	20.380
16	9	20.380
16	10	19.967
16	11	19.553
16	12	19.140
16	13	19.140
16	14	19.140
16	15	20.380
16	16	21.620
16	17	36.740
16	18	66.840
16	19	56.370
16	20	47.320
16	21	37.900
16	22	30.500
16	23	30.500
17	0	30.500
17	1	30.500
17	2	39.060
17	3	43.700
17	4	50.940
17	5	54.560
17	6	58.180
17	7	60.593
17	8	63.480
17	9	66.840
17	10	63.480
17	11	60.593
17	12	58.180
17	13	58.180
17	14	58.180
17	15	54.560

DIA	HORA	GASTO
17	16	50.940
17	17	47.320
17	18	43.700
17	19	43.700
17	20	43.700
17	21	43.700
17	22	43.700
17	23	43.700
18	0	43.700
18	1	43.700
18	2	43.700
18	3	43.700
18	4	43.700
18	5	43.700
18	6	43.700
18	7	43.700
18	8	43.700
18	9	43.700
18	10	43.700
18	11	43.700
18	12	43.700
18	13	43.700
18	14	43.700
18	15	48.300
18	17	48.300
18	18	49.400
18	20	59.800
18	22	60.900
19	0	60.900
19	2	62.100
19	4	70.100
19	6	79.300
19	8	159.000
19	10	216.000
19	12	608.000
19	14	2,660.000
19	16	2,342.000
19	18	2,026.000
19	20	1,788.000
19	22	1,482.000
20	0	1,348.000
20	2	1,106.000
20	4	867.000
20	6	739.000
20	8	644.000
20	10	563.000
20	12	563.000
20	14	518.000
20	16	451.000
20	20	342.000

**COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS**

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

JUNIO 1954

DIA	HORA	GASTO
20	22	338.000
21	0	332.000
21	4	324.000
21	6	322.000
21	14	319.000
21	22	314.000
22	0	312.000
22	1	292.000
22	2	275.333
22	3	258.667
22	4	242.000
22	5	232.000
22	6	222.000
22	7	201.750
22	8	184.667
22	9	184.667
22	10	184.667
22	11	205.167
22	12	232.000
22	13	272.000
22	14	252.000
22	15	232.000
22	16	212.000
22	17	201.750
22	18	191.500
22	19	188.083
22	20	184.667
22	21	184.667
22	22	184.667
22	23	181.933
23	0	179.200
23	1	176.467
23	2	173.733
23	3	171.000
23	4	191.000
23	6	196.000
23	8	216.000
23	10	214.000
23	12	206.000
23	14	211.000
23	16	219.000
23	18	211.000
23	20	209.000
23	22	206.000
24	0	206.000
24	2	241.000
24	4	294.000
24	6	311.000
24	8	306.000
24	10	305.000

DIA	HORA	GASTO
24	12	303.000
24	14	306.000
24	16	305.000
24	18	304.000
24	20	303.000
24	22	302.000
25	0	301.000
25	2	305.000
25	4	301.000
25	6	300.000
25	8	298.000
25	10	297.000
25	12	300.000
25	14	301.000
25	16	298.000
25	22	295.000
26	0	295.000
26	6	292.000
26	14	292.000
26	16	291.000
26	18	297.000
26	20	297.000
26	22	296.000
27	2	292.000
27	3	252.000
27	4	242.000
27	5	232.000
27	6	222.000
27	7	212.000
27	8	205.200
27	9	212.000
27	10	222.000
27	11	205.200
27	12	191.600
27	13	191.600
27	14	191.600
27	15	191.600
27	16	191.600
27	17	191.600
27	18	191.600
27	19	184.800
27	20	178.000
27	21	174.500
27	22	171.000
27	23	174.500
28	0	178.000
28	1	178.000
28	2	178.000
28	3	174.500
28	4	171.000

DIA	HORA	GASTO
28	5	167.500
28	6	164.000
28	7	167.500
28	8	171.000
28	9	174.500
28	10	178.000
28	11	184.800
28	12	191.600
28	13	200.667
28	14	209.733
28	15	222.000
28	16	222.000
28	17	222.000
28	18	222.000
28	19	217.000
28	20	212.000
28	21	212.000
28	22	212.000
28	23	212.000
29	0	212.000
29	1	212.000
29	2	212.000
29	3	210.300
29	4	208.600
29	5	206.900
29	6	205.200
29	7	212.000
29	8	222.000
29	9	242.000
29	10	242.000
29	12	257.000
29	14	268.000
29	16	274.000
29	18	277.000
29	20	280.000
29	22	282.000
30	0	283.000
30	2	286.000
30	4	293.000
30	6	311.000
30	8	348.000
30	10	373.000
30	12	387.000
30	14	394.000
30	16	416.000
30	18	444.000
30	20	481.000
30	22	518.000

COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBDIRECCION GENERAL TECNICA
GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERIA DE RIOS

ESTACION: LAS CUEVAS

CLAVE: 22007

CORRIENTE: RIO TEHUANTEPEC

REGION: 22 TEHUANTEPEC

CUENCA: RIO TEHUANTEPEC

ESTADO: OAXACA

AVENIDAS CON GASTOS MAYORES A: 2,500 (m³/s)

DEL MES DE AGOSTO 1960

TIENE UN GASTO MAXIMO DE 5480.000 PERO NO SE TIENEN GASTOS INSTANTANEOS

DIA	HORA	GASTO
1	1	
31	23	

Anexo 7.2.- Muestra del cálculo del tránsito de las presas Benito Juárez, Oaxaca y La Boquilla, Chihuahua.

7.2.1.- Cálculo del tránsito para un gasto pico de la presa Benito Juárez, Oaxaca.

$Q_p = 10,044.541 \text{ m}^3/\text{s}$							
t	Exp(t)	Exp(-t)	$t \text{ Exp}(t)$	$t^2 \text{ Exp}(t)$	$t^3 \text{ Exp}(t)$	S(t) Triangular	S dimensional max
0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0	
0.025	1.025	0.975	0.026	0.001	0.000	0.00235796	
0.05	1.051	0.951	0.053	0.003	0.000	0.00935406	
0.075	1.078	0.928	0.081	0.006	0.000	0.02087378	
0.1	1.105	0.905	0.111	0.011	0.001	0.03680543	
0.125	1.133	0.882	0.142	0.018	0.002	0.05704009	
0.15	1.162	0.861	0.174	0.026	0.004	0.08147151	
0.175	1.191	0.839	0.208	0.036	0.006	0.10999606	
0.2	1.221	0.819	0.244	0.049	0.010	0.1425127	
0.225	1.252	0.799	0.282	0.063	0.014	0.17892286	
0.23	1.259	0.795	0.289	0.067	0.015	0.18666361	
(t_p) 0.2399	1.271	0.787	0.305	0.073	0.018	0.20250231	
0.275	1.317	0.760	0.362	0.100	0.027	0.25610902	
0.3	1.350	0.741	0.405	0.121	0.036	0.29038768	
0.325	1.384	0.723	0.450	0.146	0.048	0.32147182	
0.35	1.419	0.705	0.497	0.174	0.061	0.34944032	
0.375	1.455	0.687	0.546	0.205	0.077	0.37437009	
0.4	1.492	0.670	0.597	0.239	0.095	0.39633616	
0.425	1.530	0.654	0.650	0.276	0.117	0.41541172	
0.45	1.568	0.638	0.706	0.318	0.143	0.43166811	
0.475	1.608	0.622	0.764	0.363	0.172	0.44517496	
0.5	1.649	0.607	0.824	0.412	0.206	0.45600015	
0.525	1.690	0.592	0.887	0.466	0.245	0.46420988	
0.55	1.733	0.577	0.953	0.524	0.288	0.46986874	
0.575	1.777	0.563	1.022	0.588	0.338	0.4730397	
0.6	1.822	0.549	1.093	0.656	0.394	0.47378419	1,432,801,553
0.625	1.868	0.535	1.168	0.730	0.456	0.47216212	
0.65	1.916	0.522	1.245	0.809	0.526	0.46823192	
0.66	1.935	0.517	1.277	0.843	0.556	0.46602638	
0.67	1.954	0.512	1.309	0.877	0.588	0.46346426	
0.68	1.974	0.507	1.342	0.913	0.621	0.4605491	
0.69	1.994	0.502	1.376	0.949	0.655	0.45728442	
0.7	2.014	0.497	1.410	0.987	0.691	0.45367369	
0.71	2.034	0.492	1.444	1.025	0.728	0.44972036	
(t_b) 0.7198	2.054	0.487	1.479	1.064	0.766	0.44550647	

7.2.2.- Cálculo del tránsito para un gasto pico de la presa La Boquilla, Chihuahua.

$Q_p = 10,044.541 \text{ m}^3/\text{s}$							
t	Exp(t)	Exp(-t)	t Exp (t)	t ² Exp(t)	t ³ Exp(t)	S(t) Triangula r	S dimensional max
0	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0	
0.3	1.350	0.741	0.405	0.121	0.036	0.0328665	
0.6	1.822	0.549	1.093	0.656	0.394	0.1198222	
0.9	2.460	0.407	2.214	1.992	1.793	0.246848	
1.2	3.320	0.301	3.984	4.781	5.737	0.4035584	
1.5	4.482	0.223	6.723	10.084	15.126	0.5822599	
1.8	6.050	0.165	10.889	19.601	35.282	0.7772527	
2.1	8.166	0.122	17.149	36.013	75.627	0.9843143	
2.4	11.023	0.091	26.456	63.493	152.384	1.2003169	
2.7	14.880	0.067	40.175	108.473	292.878	1.422943	
3	20.086	0.050	60.257	180.770	542.309	1.6504759	
(t_p)3.2376	25.473	0.039	82.474	267.020	864.515	1.8333409	
3.3	27.113	0.037	89.472	295.257	974.347	1.8793434	
3.6	36.598	0.027	131.754	474.313	1707.527	2.0449789	
3.9	49.402	0.020	192.670	751.411	2930.504	2.1363809	
4.2	66.686	0.015	280.083	1176.347	4940.657	2.1727895	3,908,649,719
4.5	90.017	0.011	405.077	1822.847	8202.811	2.1684579	
4.8	121.510	0.008	583.250	2799.600	13438.080	2.1339452	
5.1	164.022	0.006	836.512	4266.210	21757.670	2.0770739	
5.4	221.406	0.005	1195.595	6456.211	34863.540	2.0036388	
5.7	298.867	0.003	1703.544	9710.202	55348.151	1.9179330	
6	403.429	0.002	2420.573	14523.437	87140.619	1.8231369	
6.3	544.572	0.002	3430.803	21614.059	136168.572	1.7216065	
6.6	735.095	0.001	4851.628	32020.746	211336.927	1.6150871	
6.9	992.275	0.001	6846.696	47242.199	325971.175	1.5048719	
7.2	1339.431	0.001	9643.902	69436.091	499939.854	1.3919188	
7.5	1808.042	0.001	13560.318	101702.38	762767.894	1.2769373	
7.8	2440.602	0.000	19036.695	148486.22	1158192.550	1.1604532	
8.1	3294.468	0.000	26685.191	216150.05	1750815.408	1.0428559	
8.4	4447.067	0.000	37355.361	313785.03	2635794.250	0.9244339	
8.7	6002.912	0.000	52225.336	454360.42	3952935.704	0.8054010	
9	8103.084	0.000	72927.755	656349.79	5907148.183	0.6859156	
9.3	10938.019	0.000	101723.57	946029.28	8798072.316	0.5660948	
9.6	14764.782	0.000	141741.90	1360722.2	13062933.783	0.446025	
(t_b)9.7129	16529.668	0.000	160551.21	1559419.7	15146507.400	0.4007843	

Anexo 7.3.- Resúmenes finales del programa SEAF.

7.3.1.- Presa El Molinito, Sonora.

SEAF - EXPERT SYSTEM FOR FREQUENCY ANALYSIS

TITLE: ElevMolDef

GAUGE STATION: unica

COMMENTS: Elevaciones definitivas del Molinito

DATA FILE: C:\Documents and Settings\Propietario\Mis documentos\RECALCTESIS\El Molinito\h'sDefMOLINITO.dat

ATTENTION:

*** KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON INDEPENDENT DATA.

*** MANN-KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON HOMOGENEOUS DATA.

*** BEFORE PROCEEDING VERIFY WHETHER CONSIDERATIONS ABOVE ARE RELEVANT.

IF NOT PROCEED WITH THE ANALYSIS.

Descriptive statistics:

Sample size : 45

Maximum : 295.0000

Minimum : 290.4000

Average : 292.5000

Standard deviation : 1.3380

Skewness : 0.1165

Logarithm statistics:

Maximum : 5.6870

Minimum : 5.6710

Average : 5.6790

Standard deviation : 0.0046

Skewness : 0.1114

Sample L-moments:

l1 : 292.5000

l2 : 0.7788

l3 : 0.0347

l4 : -0.0186

NON PARAMETRIC TESTS:

****Kendall test:**

Kendall corr. coeff : 1.0000
 Z statistic : 9.5580
 Threshold | Z | value : 1.9600
 Alfa : 5%
 $Z > |Z| \Rightarrow$ dependent data

****Mann-Kendall test:**

U statistic : 9.6750
 Threshold | U | value : 1.9600
 Alfa : 5%
 $U > |U| \Rightarrow$ non homogeneous data

****Grubbs & Beck test:**

***High Threshold :**
 HT : 296.2000
 Max : 295.0000
 Alfa : 5%
 Max < HT \Rightarrow there are no outliers

***Low Threshold :**
 LT : 288.9000
 Min : 290.4000
 Alfa : 5%
 Min > LT \Rightarrow there area no outliers

****Skewness test:**

***High threshold :**
 no outlier - removing sample maximum does not change skewness significantly.

***Low threshold :**
 no outlier - removing sample minimum does not change skewness significantly.

PARAMETER ESTIMATION:

Distribution	Location	Scale	Shape
Normal	292.5465	1.3804	
LogNormal	5.6786	0.0047	
Gumbel	291.8980	1.1236	
Exponential	290.9889	1.5576	
Pearson-III	292.5465	1.3824	0.2127
LogPearson-III	5.6786	0.0047	0.2032
GEV	292.0240	1.3287	0.2225
GPA	290.3144	4.1650	0.8660

GOODNESS OF FIT TESTS:

****Filliben Test**

Distribution	R(90%)	R
Normal	0.9786	0.9791
LogNormal	0.9786	0.9791
Gumbel	0.9706	0.9559
Exponential	0.9630	0.9024
Pearson-III	0.9844	0.9798
LogPearson-III	0.9844	0.9798
GEV	0.9859	0.9821
GPA	0.9899	0.9979

****Variance Test**

Distribution	Z
Normal	0.5151
LogNormal	0.4921
Gumbel	1.8153
Exponential	4.0066
Pearson-III	2.7936
LogPearson-III	2.7975
GEV	2.6945
GPA	0.6457

****Parsimony Test**

Distribution	R2
Normal	0.9576
LogNormal	0.9577
Gumbel	0.9118
Exponential	0.8100
Pearson-III	0.9581
LogPearson-III	0.9581
GEV	0.9629
GPA	0.9956

QUANTILE ESTIMATION:

Distribution	Return Period (years)						
	2	5	10	50	100	200	1000
Normal	292.547	293.708	294.316	295.382	295.758	296.102	296.812
LogNormal	292.544	293.707	294.318	295.392	295.772	296.120	296.840
Gumbel	292.310	293.583	294.426	296.282	297.067	297.848	301.748
Exponential	292.069	293.496	294.575	297.082	298.162	299.242	301.749
Pearson-III	292.498	293.693	294.347	295.541	295.977	296.383	297.240
LogPearson-III	292.497	293.693	294.347	295.545	295.983	296.391	297.254
GEV	292.492	293.719	294.376	295.489	295.850	296.158	296.712
GPA	292.485	293.931	294.469	294.962	295.035	295.075	295.112

7.3.2.- Presa Benito Juárez, Oaxaca.

SEAF - EXPERT SYSTEM FOR FREQUENCY ANALYSIS

TITLE: ElevBJnewMu

GAUGE STATION: unica

COMMENTS: elevaciones de benito juarez con nuevo Mu

DATA FILE: C:\Documents and Settings\Propietario\Mis documentos\RECALCTESIS\Benito Juarez\recalculo nueva mu\h'sactualBJ.dat

ATTENTION:

*** KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON INDEPENDENT DATA.

*** MANN-KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON HOMOGENEOUS DATA.

*** BEFORE PROCEEDING VERIFY WHETHER CONSIDERATIONS ABOVE ARE RELEVANT.

IF NOT PROCEED WITH THE ANALYSIS.

Descriptive statistics:

Sample size : 45

Maximum : 132.6000

Minimum : 125.9000

Average : 129.0000

Standard deviation : 1.9540

Skewness : 0.1276

Logarithm statistics:

Maximum : 4.8870

Minimum : 4.8360

Average : 4.8600

Standard deviation : 0.0151

Skewness : 0.1109

Sample L-moments:

l1 : 129.0000

l2 : 1.1370

l3 : 0.0381

l4 : -0.0189

NON PARAMETRIC TESTS:

**Kendall test:

Kendall corr. coeff. : 1.0000

Z statistic : 9.5580

Threshold | Z | value : 1.9600

Alfa : 5%

$Z > |Z| \Rightarrow$ dependent data

****Mann-Kendall test:**

U statistic : 9.6750

Threshold | U | value : 1.9600

Alfa : 5%

U > | U | => non homogeneous data

****Grubbs & Beck test:*****High Threshold :**

HT : 134.4000

Max : 132.6000

Alfa : 5%

Max < HT => there are no outliers

***Low Threshold :**

LT : 123.8000

Min : 125.9000

Alfa : 5%

Min > LT => there area no outliers

****Skewness test:*****High threshold :**

no outlier - removing sample maximum does not change skewness significantly.

***Low threshold :**

no outlier - removing sample minimum does not change skewness significantly.

PARAMETER ESTIMATION:

Distribution	Location	Scale	Shape
Normal	129.0259	2.0161	
LogNormal	4.8599	0.0156	
Gumbel	128.0787	1.6410	
Exponential	126.7510	2.2749	
Pearson-III	129.0259	2.0195	0.2340
LogPearson-III	4.8599	0.0156	0.2027
GEV	128.2574	1.9335	0.2164
GPA	125.7807	6.0135	0.8530

GOODNESS OF FIT TESTS:****Filliben Test**

Distribution	R(90%)	R
Normal	0.9786	0.9788
LogNormal	0.9786	0.9790
Gumbel	0.9706	0.9565
Exponential	0.9630	0.9037
Pearson-III	0.9843	0.9797
LogPearson-III	0.9844	0.9796
GEV	0.9857	0.9819
GPA	0.9899	0.9978

****Variance Test**

Distribution	Z
Normal	0.5667
LogNormal	0.4908
Gumbel	1.7687
Exponential	3.9600
Pearson-III	2.7962
LogPearson-III	2.8097
GEV	2.7059
GPA	0.6750

****Parsimony Test**

Distribution	R2
Normal	0.9570
LogNormal	0.9574
Gumbel	0.9129
Exponential	0.8124
Pearson-III	0.9579
LogPearson-III	0.9578
GEV	0.9624
GPA	0.9954

QUANTILE ESTIMATION:

Distribution	Return Period (years)						
	2	5	10	50	100	200	1000
Normal	129.026	130.723	131.610	133.166	133.716	134.219	135.256
LogNormal	129.011	130.718	131.620	133.217	133.785	134.307	135.390
Gumbel	128.680	130.540	131.771	134.482	135.627	136.769	142.464
Exponential	128.328	130.412	131.989	135.650	137.227	138.804	142.465
Pearson-III	128.947	130.699	131.659	133.422	134.068	134.670	135.945
LogPearson-III	128.943	130.697	131.664	133.445	134.101	134.714	136.016
GEV	128.939	130.734	131.702	133.351	133.890	134.351	135.187
GPA	128.927	131.044	131.841	132.580	132.691	132.753	132.811

7.3.3.-Presa La Boquilla, Chihuahua.

SEAF - EXPERT SYSTEM FOR FREQUENCY ANALYSIS

TITLE: BoquiLibro

GAUGE STATION: 1

COMMENTS: Elevaciones de la Boquilla con datos Libro

DATA FILE: C:\Documents and Settings\USER END\Escritorio\intentos con La Boquilla\boquilibro.dat

ATTENTION:

*** KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON INDEPENDENT DATA.

*** MANN-KENDALL TEST HAS IDENTIFIED THE POSSIBILITY OF NON HOMOGENEOUS DATA.

*** BEFORE PROCEEDING VERIFY WHETHER CONSIDERATIONS ABOVE ARE RELEVANT.

IF NOT PROCEED WITH THE ANALYSIS.

Descriptive statistics:

Sample size : 45

Maximum : 1321.0000

Minimum : 1318.0000

Average : 1319.0000

Standard deviation : 1.0310

Skewness : 0.1690

Logarithm statistics:

Maximum : 7.1860

Minimum : 7.1840

Average : 7.1850

Standard deviation : 0.0008

Skewness : 0.1681

Sample L-moments:

l1 : 1319.0000

l2 : 0.5995

t3 : 0.0509

t4 : -0.0191

NON PARAMETRIC TESTS:

**Kendall test:

Kendall corr. coeff. : 1.0000

Z statistic : 9.5580

Threshold | Z | value : 1.9600

Alfa : 5%

$Z > |Z| \Rightarrow$ dependent data

****Mann-Kendall test:**

U statistic : 9.6750

Threshold | U | value : 1.9600

Alfa : 5%

U > | U | => non homogeneous data

****Grubbs & Beck test:*****High Threshold :**

HT : 1322.0000

Max : 1321.0000

Alfa : 5%

Max < HT => there are no outliers

***Low Threshold :**

LT : 1317.0000

Min : 1318.0000

Alfa : 5%

Min > LT => there area no outliers

****Skewness test:*****High threshold :**

no outlier - removing sample maximum does not change skewness significantly.

***Low threshold :**

no outlier - removing sample minimum does not change skewness significantly.

PARAMETER ESTIMATION:

Distribution	Location	Scale	Shape
Normal	1319.3377	1.0625	
LogNormal	7.1849	0.0008	
Gumbel	1318.8385	0.8649	
Exponential	1318.1387	1.1990	
Pearson-III	1319.3377	1.0658	0.3123
LogPearson-III	7.1849	0.0008	0.3107
GEV	1318.9223	1.0052	0.1944
GPA	1317.6555	3.0384	0.8062

GOODNESS OF FIT TESTS:****Filliben Test**

Distribution	R(90%)	R
Normal	0.9786	0.9778
LogNormal	0.9786	0.9779
Gumbel	0.9706	0.9587
Exponential	0.9630	0.9087
Pearson-III	0.9839	0.9795
LogPearson-III	0.9839	0.9795
GEV	0.9855	0.9812
GPA	0.9899	0.9976

****Variance Test**

Distribution	Z
Normal	0.7566
LogNormal	0.7527
Gumbel	1.5971
Exponential	3.7886
Pearson-III	2.7856
LogPearson-III	2.7865
GEV	2.7268
GPA	0.7627

****Parsimony Test**

Distribution	R2
Normal	0.9552
LogNormal	0.9552
Gumbel	0.9172
Exponential	0.8216
Pearson-III	0.9574
LogPearson-III	0.9574
GEV	0.9609
GPA	0.9949

QUANTILE ESTIMATION:

Distribution	Return Period (years)						
	2	5	10	50	100	200	1000
Normal	1319.338	1320.232	1320.699	1321.520	1321.810	1322.075	1322.621
LogNormal	1319.337	1320.232	1320.700	1321.521	1321.811	1322.077	1322.625
Gumbel	1319.155	1320.136	1320.785	1322.213	1322.817	1323.419	1326.420
Exponential	1318.970	1320.068	1320.899	1322.829	1323.660	1324.491	1326.421
Pearson-III	1319.282	1320.215	1320.734	1321.701	1322.059	1322.394	1323.110
LogPearson-III	1319.282	1320.215	1320.734	1321.701	1322.060	1322.395	1323.112
GEV	1319.278	1320.230	1320.755	1321.671	1321.979	1322.246	1322.743
GPA	1319.269	1320.395	1320.835	1321.263	1321.332	1321.372	1321.410

Anexo 7.4.- Presentación de la subrutina de soporte a la decisión del programa SEAF

7.4.1.- Presa El Molinito, Sonora.

AUTHOR: Marcio de Oliveira Candido
Federal University of Minas Gerais

- (1) Selecting distribution on the basis of L-moments variance test...
 - Normal distribution has been selected with 0.95 confidence level
 - LogNormal distribution has been selected with 0.95 confidence level
 - GPA distribution has been selected with 0.92 confidence level

- (2) Selecting distribution on the basis of Filliben test...
 - Normal distribution has been selected with 0.52 confidence level
 - LogNormal distribution has been selected with 0.52 confidence level
 - GPA distribution has been selected with 0.97 confidence level

- (3) Looking for reasons to reject any of previously selected distributions...
 - GPA distribution has been rejected because shape parameter is positive

- (4) Verifying parsimony of selected distributions...

- (5) Recommended Distributions...
 - LogNormal with 0.7355 confidence level
 - Normal with 0.7329 confidence level

7.4.2.- Presa Benito Juárez, Oaxaca.

AUTHOR: Marcio de Oliveira Candido
Federal University of Minas Gerais

- (1) Selecting distribution on the basis of L-moments variance test...
 - Normal distribution has been selected with 0.93 confidence level
 - LogNormal distribution has been selected with 0.95 confidence level
 - GPA distribution has been selected with 0.91 confidence level

- (2) Selecting distribution on the basis of Filliben test...
 - Normal distribution has been selected with 0.52 confidence level
 - LogNormal distribution has been selected with 0.52 confidence level
 - GPA distribution has been selected with 0.97 confidence level

- (3) Looking for reasons to reject any of previously selected distributions...
 - GPA distribution has been rejected because shape parameter is positive

- (4) Verifying parsimony of selected distributions...

- (5) Recommended Distributions...
 - LogNormal with 0.7356 confidence level
 - Normal with 0.7270 confidence level

ATTENTION: close this window before going to another analysis.
CLIPS>

7.4.3.- Presa La Boquilla, Chihuahua.

AUTHOR: Marcio de Oliveira Candido
Federal University of Minas Gerais

- (1) Selecting distribution on the basis of L-moments variance test...
 - Normal distribution has been selected with 0.89 confidence level
 - LogNormal distribution has been selected with 0.89 confidence level
 - Gumbel distribution has been selected with 0.53 confidence level
 - GPA distribution has been selected with 0.89 confidence level

- (2) Selecting distribution on the basis of Filliben test...
 - GPA distribution has been selected with 0.97 confidence level

- (3) Looking for reasons to reject any of previously selected distributions...
 - GPA distribution has been rejected because shape parameter is positive

- (4) Verifying parsimony of selected distributions...

- (5) Recommended Distributions...
 - Gumbel with 0.5141 confidence level
 - LogNormal with 0.6957 confidence level
 - Normal with 0.6952 confidence level

ATTENTION: close this window before going to another analysis.
CLIPS>

Anexo 7.5.- Archivos de los periodos de retorno de las elevaciones y de los gastos para las diferentes presas.

Presa El Molinito

T(O)	T(h)
1.05263158	1.06467316
1.11111111	1.0805396
1.17647059	1.09391961
1.25	1.10651744
1.33333333	1.11900784
1.42857143	1.13179305
1.53846154	1.14518783
1.66666667	1.15949265
1.81818182	1.17503742
2	1.19222112
2.22222222	1.2115613
2.5	1.23376862
2.85714286	1.25987287
3.33333333	1.29145617
4	1.33112668
5	1.38360236
6.66666667	1.45863317
10	1.58117779
11.1111111	1.61672661
12.5	1.65848373
14.2857143	1.70856386
16.6666667	1.77026159
20	1.84906552
25	1.95499703
33.3333333	2.10897339
50	2.36523357
100	2.94091184
111.111111	3.04739419
125	3.17346122
142.857143	3.32600582
166.666667	3.51587506
200	3.761355
250	4.09631877
333.333333	4.59277841
500	5.44222473
1000	7.44327049
1111.11111	7.82599045
1250	8.2837565
1428.57143	8.84416176
1666.66667	9.55119183
2000	10.4801211
2500	11.7729231
3333.33333	13.7383026
5000	17.2224101
10000	25.9280091

Benito Juárez

T(O)	T(h)
1.0526316	1.06517978
1.1111111	1.08090868
1.1764706	1.09418243
1.25	1.10668656
1.3333333	1.11908912
1.4285714	1.13178885
1.5384615	1.14509822
1.6666667	1.15931588
1.8181818	1.17477004
2	1.19185787
2.2222222	1.21109474
2.5	1.23318845
2.8571429	1.25916486
3.3333333	1.29060001
4	1.33009214
5	1.38234109
6.6666667	1.45705829
10	1.57909871
11.111111	1.61450038
12.5	1.6560832
14.285714	1.70595159
16.666667	1.76738349
20	1.84583845
25	1.95128172
33.333333	2.10450461
50	2.35938519
100	2.93136096
111.11111	3.03706674
125	3.16217796
142.85714	3.31351384
166.66667	3.50180004
200	3.7451069
250	4.07688216
333.33333	4.56816154
500	5.40756499
1000	7.37973433
1111.1111	7.75618215
1250	8.20615658
1428.5714	8.75661011
1666.6667	9.45046493
2000	10.3610891
2500	11.6266594
3333.3333	13.5470564
5000	16.9420456
10000	25.3825032

Presa La Boquilla

T(O)	T(h)
1.0526316	1.06668978
1.1111111	1.08105632
1.1764706	1.09313811
1.25	1.1044991
1.3333333	1.11575691
1.4285714	1.12727921
1.5384615	1.13935365
1.6666667	1.15225496
1.8181818	1.1662852
2	1.18181028
2.2222222	1.19930576
2.5	1.21942597
2.8571429	1.24312135
3.3333333	1.2718558
4	1.30804996
5	1.3560984
6.6666667	1.42512433
10	1.53862903
11.111111	1.57172243
12.5	1.61068628
14.285714	1.65754208
16.666667	1.71544945
20	1.78969268
25	1.88996633
33.333333	2.03663118
50	2.28294601
100	2.84532679
111.11111	2.9506035
125	3.07571681
142.85714	3.22777528
166.66667	3.41802911
200	3.66557349
250	4.0060792
333.33333	4.51621362
500	5.4030244
1000	7.55318299
1111.1111	7.97316994
1250	8.47889704
1428.5714	9.10285531
1666.6667	9.89734278
2000	10.9528985
2500	12.442727
3333.3333	14.7503977
5000	18.9545799
10000	29.9850061

Anexo 7.6.- Posición de ajuste de los diferentes modelos utilizados en la regresión.

7.6.1.- Posición de ajuste de los modelos calculados, presa El Molinito.

Pos.	Modelo de Regresión	Ecuación	Número de Parámetros	Error Estándar	Coefficiente de Correlación
1	MMF	$y=(ab+cx^d)/(b+x^d)$	4	0.1410018	0.9996393
2	Weibull	$y=a-b \exp(-cx^d)$	4	0.1837474	0.9993874
3	de Potencia Modificado	$y=a(x-b)^c$	3	0.260052	0.9987427
4	Modelo Hoerl	$y=a(b^x)(x^c)$	3	0.3599092	0.9975904
5	Ajuste Polinomial	$y=a+bx+cx^2+dx^3...$	4	0.4049184	0.9970946
6	Presión de Vapor	$y=\exp(a+b/x+c \ln(x))$	3	0.4919866	0.9954927
7	Hoerl Modificado	$y=ab^{(1/x)}x^c$	3	0.4919866	0.9954927
8	Asociación Exp. (3)	$y=a(b-\exp(-cx))$	3	0.6843504	0.9912604
9	Ajuste de Potencia	$y=ax^b$	2	0.6885556	0.9909405
10	Ajuste cuadrático	$y=a+bx+cx^2$	3	0.7999721	0.9880384
11	Ajuste sinusoidal	$y=a+b \cos(cx+d)$	4	0.836821	0.9872174
12	Harris	$y=1/(a+bx^c)$	3	1.3201426	0.9670782
13	Capacidad de calor	$y=a+bx+c/x^2$	3	1.3628201	0.9648758
14	Tasa de saturación	$y=ax/(b+x)$	2	1.5150463	0.9553406
15	Ajuste lineal	$y=a+bx$	2	1.5240842	0.9547936
16	Asociación exponencial	$y=a(1-\exp(-bx))$	2	1.6183349	0.9488747
17	Gaussiano	$y=a \exp((-b-x)^2/(2c^2))$	3	1.7103662	0.9440852
18	geométrico modificado	$y=ax^{(b/x)}$	2	2.1263122	0.9099431
19	Ajuste logarítmico	$y=a+b \ln(x)$	2	2.8804687	0.8272528

7.6.2.- Posición de ajuste de los modelos calculados, presa Benito Juárez.

Pos.	Modelo de Regresión	Ecuación	Número de Parámetros	Error Estándar	Coefficiente de Correlación
1	MMF	$y=(ab+cx^d)/(b+x^d)$	4	0.13400161	0.99966202
2	Weibull	$y=a-b \exp(-cx^d)$	4	0.17572474	0.99941871
3	de Potencia Modificado	$y=a(x-b)^c$	3	0.25323563	0.99876296
4	Modelo Hoerl	$y=a(b^x)(x^c)$	3	0.35460796	0.99757289
5	Ajuste Polinomial	$y=a+bx+cx^2+dx^3...$	4	0.40381026	0.99700166
6	Presión de Vapor	$y=\exp(a+b/x+c \ln(x))$	3	0.47879182	0.99557085
7	Hoerl Modificado	$y=ab^{(1/x)}x^c$	3	0.47879182	0.99557085
8	Ajuste de Potencia	$y=ax^b$	2	0.67487449	0.99096985
9	Asociación Exp. (3)	$y=a(b-\exp(-cx))$	3	0.68004112	0.99104463
10	Ajuste cuadrático	$y=a+bx+cx^2$	3	0.79795632	0.98764869
11	Ajuste sinusoidal	$y=a+b \cos(cx+d)$	4	0.83438836	0.98681109
12	Logaritmo recíproco	$y=1/(a+b \ln(x))$	2	1.20217864	0.97105641
13	Harris	$y=1/(a+bx^c)$	3	1.29636766	0.96705927
14	Capacidad de calor	$y=a+bx+c/x^2$	3	1.35986477	0.96369115
15	Tasa de saturación	$y=ax/(b+x)$	2	1.50725089	0.95410811
16	Ajuste lineal	$y=a+bx$	2	1.52063052	0.95326969
17	Asociación exponencial	$y=a(1-\exp(-bx))$	2	1.61247073	0.94729331
18	Gaussiano	$y=a \exp(-(b-x)^2)/(2c^2)$	3	1.69137910	0.94323901
19	geométrico modificado	$y=ax^{(b/x)}$	2	2.10734594	0.90812924
20	Ajuste logarítmico	$y=a+b \ln(x)$	2	2.81000522	0.82964242
21	Ajuste hiperbólico	$y=a+b/x$	2	4.48127285	0.45528735

7.6.3.- Posición de ajuste de los modelos calculados, presa La Boquilla.

Pos.	Modelo de Regresión	Ecuación	Número de Parámetros	Error Estándar	Coefficiente de Correlación
1	MMF	$y=(ab+cx^d)/(b+x^d)$	4	0.1882403	0.9994884
2	Weibull	$y=a-b \exp(-cx^d)$	4	0.236493	0.9991924
3	de Potencia Modificado	$y=a(x-b)^c$	3	0.297942	0.9986866
4	Ajuste Polinomial	$y=a+bx+cx^2+dx^3...$	4	0.370027	0.99807
5	Modelo Hoerl	$y=a(b^x)(x^c)$	3	0.4203986	0.9973833
6	Hoerl Modificado	$y=ab^{(1/x)}x^c$	3	0.6112109	0.9944607
7	Presión de Vapor	$y=\exp(a+b/x+c \ln(x))$	3	0.6547202	0.9936414
8	Asociación Exp. (3)	$y=a(b-\exp(-cx))$	3	0.7385327	0.9919022
9	Ajuste cuadrático	$y=a+bx+cx^2$	3	0.7771574	0.9912437
10	Ajuste sinusoidal	$y=a+b \cos(cx+d)$	4	0.8127354	0.9899499
11	Ajuste de Potencia	$y=ax^b$	2	1.260778	0.9762131
12	Capacidad de calor	$y=a+bx+c/x^2$	3	1.3456416	0.9722015
13	Logaritmo recíproco	$y=1/(a+b \ln(x))$	2	1.4080755	0.9695207
14	Ajuste lineal	$y=a+bx$	2	1.4556265	0.9681629
15	Harris	$y=1/(a+bx^c)$	3	1.5125111	0.9647463
16	Tasa de saturación	$y=ax/(b+x)$	2	1.5888248	0.9610253
17	Asociación exponencial	$y=a(1-\exp(-bx))$	2	1.7525051	0.9535058
18	Gaussiano	$y=a \exp(-(b-x)^2)/(2c^2)$	3	2.1965355	0.924078
19	geométrico modificado	$y=ax^{(b/x)}$	2	3.4480112	0.8000265
20	Ajuste geométrico	$y=ax^{bx}$	2	4.9105224	0.5195401
21	Recíproco	$y=1/(ax+b)$	2	5.9425834	0.2630849

8.- BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

- Arreguín F. I., Herrera C., Marengo H., Paz G. (1999), "El desarrollo de las presas en México", *Avances en Hidráulica* 5, AMH-IMTA.
- Ashkar Fahim, Ouarda Taha B.M.J. (1996) "On some methods of fitting the generalized Pareto distribution" *Journal of Hydrology* 78, 117-141.
- Benjamin J. R., C. A. Cornell (1970), "Probability, statistics and decision for civil engineers", McGraw-Hill, United States of America.
- Barón López Fco. Javier (1998), "Bioestadística: Métodos y Aplicaciones manual de la Universidad de Málaga", U.D. Bioestadística. Facultad de Medicina. Universidad de Málaga.
- Beard, L.R. (1962), "Statistical Methods in Hydrology", U. S. Army Corps of Engineers. Sacramento, California.
- Bobée B., Ashkar F.(1991). "The Gamma and Derived Distributions Applied in Hydrology". Water Resources Publications, Littleton, Co., Yevjevitch (Ed.) : 202 p.
- Brunk H. D. (1979), "Introducción a la estadística matemática", Trillas, México.
- Cabrera Alcides, (1997), "Tesis presentada en opción al título de Master en Matemática Aplicada a las Ciencias Agropecuarias" Centro Universitario "José Martí Pérez" de Sancti Spíritus, Cuba.
- Calot G. (1988), "Curso de estadística Descriptiva", Paraninfo. Madrid. España. 563p.
- Chow, V.T. (1952), "Hydrologic Studies of Urban Watersheds; Rainfall and Runoff of Boneyard Creek Watershed, Champaign-Urbana, Illinois." University of Illinois at Urbana-Champaign. Civil Engineering Studies, Hydraulic Engineering Series No. 2. 66 p.
- Chow Ven Te (1964), "Handbook of applied hydrology, a compendium of water-resources technology, McGraw Hill, New York.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Chow Ven Te (1993), "Hidráulica de los canales abiertos" Editorial McGraw – Hill México.
- Evans M, Hastings N., Peacock B. (1975), "Statistical Distributions", Wiley-Interscience, USA.
- Fernández Calvo Antonio (2003), "Indicador técnico basado en Gumbel", Matemática Aplicada III, Universitat Politècnica de Catalunya. Disponibilidad: <http://www.rivaygarcia.es/cat/biblioteca/gumbel/gumbel/htm>. [Fecha de consulta 3 de Febrero de 2005]
- Filliben J. J. (1975), "The probability plot correlation coefficient test for normality", *Technometrics* Vol. 17, 111-117.
- Foster H. A. (1924), "Theoretical frequency curves and their application to engineering problems", *Transactions, ASCE*, Vol. 87, pp. 142-173.
- Fuller W. E. (1914), "Flood Flows", *Transactions, ASCE*, Vol. 77, pp. 564-617.
- Grubbs F. E., Beck G. (1972), "Extension of sample sizes and percentage points for significance test of outlying observations", *Technometrics*, Vol. 14, 847-854.
- Guillou, J.C., V.T. Chow. (1954), "Desilting Structures for Highway Drainage Systems -- A Preliminary Investigation." University of Illinois at Urbana-Champaign. Civil Engineering Studies, Hydraulic Engineering Series No. 3. 61 p.
- Gumbel E. J. (1958), "Statistics of extremes" Columbia University Press, Irvigton N.Y.
- Haan Charles Thomas (1977), "Statistical methods in hydrology, Iowa; Iowa State University.
- Hazen A. (1914), Discusión sobre "Flood Flows" por E. Fuller, *Transactions, ASCE*, Vol. 77, p. 628.

- Horton R. E. (1913), "Frequency of recurrence of Hudson River Floods", U.S. Weather Bureau Bulletin Z, pp. 109-122.
- Hosking J. R. M., Wallis J. R. (1987), "Parameter and Quantile Estimation for the Generalized Pareto Distribution", *Technometrics*, vol. 29 núm. 3.
- International Commission on Large Dams, ICOLD (1992) Center Office, Paris, France;. "selection of design flood"– Bulletin 82.
- Koroliuk, v. s. (1981), "Manual de la teoría de probabilidades y estadística matemática", 1ª. reimp. Moscú : mir, 580 p.
- Marengo M. Humberto (2005) "Tendencias en el diseño de presas" Foro internacional Las presas y el hombre, Tepic, Nayarit, México, Mayo 2005.
- Marengo M., H., (1995) "La ingeniería de presas y la hidrogenación en las próximas décadas", *Revista de Ingeniería Civil* no. 312. pp 19-25 y no. 313.
- Marengo M., H., (1998a) "Consideraciones acerca de la seguridad en las presas de tierra y enrocamiento (con énfasis ante avenidas de diseño)" . *Ingeniería Hidráulica en México* Vol. XIII, Núm. 1.
- Marengo M. H.- (1998b.) "Análisis del riesgo de falla por desbordamiento de las obras de contención del p.h. aguamilpa durante las avenidas extraordinarias de enero", Documento de ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería, México.
- Marengo M., H.,(2005) "Cálculo del comportamiento hidráulico en túneles de conducción en sección baúl considerando rugosidades compuestas. Libro en impresión Fundación ICA, México D.F.
- Martín M. L., Luna M. Y., Morata A., Fenoy M. (2003), "Statistical modelling of extreme pluviometric events by means of generalizad pareto distribution" 27 congreso de Estadística e Investigación Operativa, Lleida, 8-11 de abril.
- McCuen R. (1998), "Hydrologic Analysis and Design", 2nd ed. Prentice Hall, New Jersey.

- México, Secretaria de Recursos Hidráulicos (1976), "Grandes presas de México 1926-1976; 50 años de irrigación por la grandeza de México", México : secretaria de recursos hidráulicos 244 ; ilust. maps.
- Mockus V. (1957), "Use of storm and watershed Characteristics in synthetic unit hydrograph analysis and application", U.S. Soil Conservation Service.
- Ponce V. (1989), "Engineering Hydrology, principles and practices", Englewood Cliffs; Prentice Hall.
- Ramírez, Aldo I., Aldama, Álvaro A. (2001) "Solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito de avenidas en vasos", Ingeniería hidráulica en México, vol. XVI, núm 4.
- Ramírez A., Aldama A. (2000), "Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño", Avances en Hidráulica 7, AMH-IMTA.
- Royston, P. (1993), "A pocket-calculator algorithm for the Shapiro-Francia test for non-normality: an application to medicine", Statistics in Medicine 12, 181-184.
- Sánchez A. Sandra F., Espinoza R. Luis D., Stone R. Jorge P. (1997), "Presas de la Republica Mexicana" CD-ROM. CFE, Subdirección Técnica, Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, Dpto. de Geomatica, Oficina de Multimedia; CNA, Subdirección General Técnica.
- Sheskin David J. (2000), "Handbook of Parametric and no parametric statistical procedures" segunda edición, Chapman y HA/CRC, USA.
- Van Gelder P.H.A.J.M., H.G. Voortman, and J.K. Vrijling (1999), "Estimation techniques for inhomogeneous hydraulic boundary conditions along coasts lines with a case study to the Dutch Petten Sea Dike" TU Delft, Faculty of Civil Engineering Delft, Netherlands
- Viessman, W., J. W. Knapp, G. L. Lewis, and T. E. Harbaugh. (1977), "Introduction to Hydrology, Theme: Hydrologic Routing", 2nd ed. Harper & Row. New York, USA. pp: 89-156.

Vogel Richard M. (1986), "The probability plot correlation coefficient test for the Normal, LogNormal, and Gumbel Distributional Hypotheses", Water Resources Research Vol. 22, No. 4 p 587-590.

9.- APÉNDICES

Apéndice A.- Pruebas No Paramétricas realizadas por el programa SEAF.

En los cuadros uno y dos se presentan las características generales de las pruebas no paramétricas y enseguida se presentan las pruebas no paramétricas realizadas por el programa SEAF.

Cuadro 1.- Características comunes de las pruebas no paramétricas:

1. Independencia de las observaciones aleatorias a excepción de datos por pares.
2. Pocas asunciones con respecto a la distribución de la población.
3. La variable dependiente es medida en escala categórica.
4. El punto primario es el ordenamiento por rangos o por frecuencias.
5. Las hipótesis se hacen sobre rangos, mediana o frecuencias de los datos.
6. El tamaño de muestra requerido es menor (20 o $<$).

Cuadro 2.- Características de las pruebas no paramétricas:

Ventajas

1. Determinación sencilla. Mediante fórmulas simples de combinación.
2. Fáciles de aplicar. Las operaciones son la jerarquización, conteo, suma y resta.
3. Rápidas de aplicar. Cuando las muestras son pequeñas.
4. Campos de aplicación. A grupos mayores de poblaciones.
5. Menos susceptibles a la contravención de los supuestos. Ya que los supuestos son escasos y menos complicados.
6. Tipo de medición requerida. Se pueden utilizar con datos ordinales o nominales.
7. Tamaño de la muestra. Cuando la muestra es < 10 son sencillas, rápidas y sólo un poco menos eficaces. Conforme aumenta el tamaño de la muestra se hacen más laboriosas y tardadas, y menos efectivas.
8. Efectividad estadística. Cuando se satisfacen los supuestos de la prueba no paramétrica son igual de efectivas. Si se satisfacen los supuestos de una prueba paramétrica con muestras pequeñas son un poco menos efectivas y se vuelven menos eficaces a medida que aumenta el tamaño de muestra.

Desventajas

1. Si se puede utilizar una prueba paramétrica y se usa una no paramétrica hay una pérdida de información.
2. En muestras grandes las pruebas no paramétricas son muy laboriosas.

A.1.- Prueba de Kendall

Sean (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$ las n observaciones bivariadas. Asumiendo que: **(i)** (x_i, y_i) , $i = 1, \dots, n$ son mutuamente independientes y **(ii)** cada (x_i, y_i) viene de la misma población bivariada continua. Para obtener una prueba no paramétrica de independencia entre x y y , se define:

$$\tau = 2P\{(x_1 - x_2)(y_1 - y_2) > 0\} - 1 \quad (\text{A.1})$$

Donde τ es el coeficiente de Kendall supuesto. Probar la hipótesis de que x y y son independientes es equivalente a evaluar la hipótesis que $\tau = 0$.

Hipótesis:

$$H_0: \tau = 0 \quad \text{ó} \quad H_a: \tau \neq 0 \quad (\text{A.2})$$

Prueba estadística:

$$K^* = K \left[\frac{n(n-1)(2n+1)}{18} \right]^{-1/2} \quad (\text{A.3})$$

Donde:

$$K = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \zeta(x_i, x_j, y_i, y_j) \quad (\text{A.4})$$

y

$$\zeta^*(a, b, c, d) = \begin{cases} 1 & \text{si } (a-b)(c-d) > 0 \\ 0 & \text{si } (a-b)(c-d) = 0 \\ -1 & \text{si } (a-b)(c-d) < 0 \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

Criterio de rechazo:

Si $|K^*| > z_{\alpha/2}$, entonces se rechaza H_0 .

A.2.- Prueba de Mann-Kendall

Para cada elemento x_i el número n_i de elementos x_j que lo preceden ($i > j$)
Es calculado por:

$$\text{rango}(x_i) > \text{rango}(x_j) \quad (\text{A.6})$$

La prueba estadística Mann-Kendall es calculada como:

$$t = \sum_i n_i \quad (\text{A.7})$$

La función de distribución de t es asumida asintóticamente Gaussiana con:

$$E(t) = \mu = \frac{n(n-1)}{4} \quad (\text{A.8}) \quad \text{y} \quad \text{var}(t) = \sigma^2 = \frac{n(n-1)(2n+5)}{72} \quad (\text{A.9})$$

Para ambos lados (**Two-sided**), H_0 es rechazado para valores altos de $|u(t)|$:

$$u(t) = [t - E(t)] / \sqrt{\text{var}(t)} \quad (\text{A.10})$$

Si no esta presente ningún lazo y ninguna tendencia esta presente en la serie temporal, la prueba estadística es asintóticamente distribuida normal.

$$E(r_s) = 0 \quad (\text{A.11}) \quad \text{y} \quad \text{var}(t) = \frac{n(n-1)(2n+5)}{18} \quad (\text{A.12})$$

Idóneo para identificar el intervalo en el que la tendencia es más pronunciada.

A.3.- Prueba de Grubbs y Beck

La prueba de Grubbs y Beck es una prueba para determinar la presencia de outliers en la totalidad de una muestra, evaluando por medias y se basa en los siguientes estadísticos (Bobee y Ashkar, 1991):

Para el umbral superior

$$X_H = e^{\left(\bar{x} + K_{NS}\right)} \quad (\text{A.13})$$

Para el umbral inferior

$$X_L = e^{\left(\bar{x} - K_{NS}\right)} \quad (\text{A.14})$$

Donde \bar{x} es la media y s la desviación estándar de los logaritmos naturales de los datos de la muestra.

Siendo KN :

$$K_N = -3.62201 + 6.28446n^{1/4} - 2.49835n^{1/2} + 0.491436n^{3/4} - 0.3791 \ln \quad (\text{A.15})$$

Siendo n = tamaño de la muestra.

Para determinar si hay presencia de outliers se aplica que:

Si $KN > XH$ se considera que hay muchos outliers.

Si $KN < XH$ se considera que hay pocos o ningún outliers.

A.4.- Prueba de Sesgo

El sesgo es a menudo, pero no siempre, causado por los outliers. La prueba de sesgo se usa para determinar la presencia de outliers, midiendo qué lejos está la media de la mediana, en relación con las desviaciones típicas. Ningún outlier es detectado si la prueba de sesgo no produce un valor menor de 0.5. La prueba se realiza dividiendo el valor del sesgo por el error estándar para el sesgo y se obtiene un puntaje de z para el sesgo. Si el número es más grande que 3.3 entonces hay un problema.

Una variable que es positivamente sesgada tiene outliers grandes a la derecha de la media, es decir, más grandes que la media. En este caso, unos "Puntos" de la distribución están positivamente sesgados hacia la derecha. Una variable sesgada negativamente "Señala" hacia la izquierda, porque tiene outliers que son relativamente más bajos que la media. En casos de presencia de sesgo, la media es influida por la posición de los outliers. Se puede desear revisar los 5 % recortados de la media para ver la influencia de cortar un 5 % de la parte superior y el 5% de la parte inferior de los puntajes y recalcular la media.

Apéndice B.- Outliers

Uno de los fines principales de la estadística es la extracción de información relevante y útil de los datos resultantes de una experimentación, por lo que los mismos deben tener la mayor precisión o fiabilidad posible. Por ello, un apartado importante dentro del análisis estadístico trata de la depuración de los datos resultantes de una experimentación.

La presencia de valores muy distintos a los que se presentan en una población hace plantearnos las siguientes preguntas:

- ¿Es posible que dicho valor proceda de la misma población que el resto?
- ¿Esta afectada de algún error?
- ¿En caso afirmativo, que tipo de error?

Los errores o variabilidades que pueden presentarse son de tres tipos:

1. Variabilidad de la fuente o naturaleza: Es la que se manifiesta en las observaciones al recorrer éstas el soporte de la población bajo estudio. Tal variación ha de ser considerada como un comportamiento natural de los datos (como lluvias extraordinarias).
2. Error del medio: Se produce cuando no se dispone de la técnica adecuada o cuando no existe un procedimiento para realizar la transformación de una forma exacta. En este error se incluyen los casos de redondeo forzoso que se realiza cuando se trabaja con variables continuas.
3. Error del experimentador: Es el error atribuible al propio experimentador y se puede presentar de tres formas:

Error de información. Aparece al imponer un modelo o estructura matemática no adecuada o precisa a la población, o bien al considerar información o hipótesis iniciales incorrectas.

Error de planificación. Se presenta cuando el investigador no llega a delimitar de una forma correcta el espacio Ω y el experimento lo realiza sobre un espacio distinto $\Omega \cup \Omega'$. En este error se contemplan los casos de incluir individuos de una población diferente de la que es objeto la experimentación.

Error de realización. Se comete al llevar a cabo una valoración errónea de los elementos de W . Aquí se incluyen, transcripciones erróneas de datos, falsas lecturas realizadas sobre el instrumento utilizado para obtener los resultados experimentales, etc.

Según lo anterior, podemos clasificar las observaciones extrañas o anómalas en:

Observación atípica. Es aquel valor de $X(w)$ que presenta una gran variabilidad de tipo inherente.

Observación errónea. Es aquella observación que presenta un gran error del medio y/o un gran error del experimentador.

El análisis que se realice sobre la calidad de los datos habría que exigirle que distinguiera entre las observaciones atípicas y las observaciones erróneas, ya que las primeras serían verdaderas observaciones de la población sobre la que se está realizando la experimentación. Sin embargo, desde un punto de vista aplicado esto resulta bastante complicado. Esto hace que, en la práctica, solo se considere un único tipo de observaciones:

Definición:

Outlier es aquella observación que siendo atípica y/o errónea, tiene un comportamiento muy diferente con respecto al resto de los datos frente al análisis que se desea realizar sobre las observaciones experimentales.

Con el término anglosajón de inlier se denominan las observaciones no caracterizadas como outliers.

En las definiciones anteriores conviene observar las siguientes peculiaridades:

(a) Las observaciones atípicas y erróneas exigen que los errores o variabilidades sean grandes.

(b) Los outliers no consideran todas las observaciones atípicas o erróneas, sino aquellas que tienen un comportamiento muy diferente respecto al resto de los datos.

Ello viene motivado porque las técnicas o procedimientos para determinar o corregir este tipo de observaciones solo tienen sentido en estas situaciones, ya que aquellas observaciones que no tienen un gran error o que se comportan como la mayoría, no van a afectar de forma determinante a las conclusiones que se realicen a partir de las mismas.

Cabe destacar que de la definición de outlier se entresaca la afirmación:

"... frente al análisis que se desea realizar sobre las observaciones experimentales", de la que se desprende que una observación declarada como outlier en una situación, puede no serlo en otra.

Apéndice C.- Pruebas de bondad de ajuste realizadas por el programa SEAF

C.1.- Prueba de Filliben.

Filliben empleó un estimado del orden de la mediana estadística en:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (y_{(i)} - \bar{y})(M_i - \bar{M})}{\sum_{i=1}^n (y_{(i)} - \bar{y})^2 \sum_{j=1}^n (M_j - \bar{M})^2} \quad (\text{C.1})$$

Dicho estimado es:

$$M_i = \Phi^{-1}(F_Y(y_{(i)})) \quad (\text{C.2})$$

Donde $\Phi(x)$ es la función de distribución acumulativa de la distribución normal estándar, y $F_Y(y_{(i)})$ es igual a su valor medio, que Filliben hizo una aproximación como:

$$\begin{aligned} \hat{F}(y_{(i)}) &= 1 - (0.5)^{1/n} & i &= 1 \\ \hat{F}(y_{(i)}) &= (i - 0.3175)/(n + 0.365) & i &= 2, \dots, n-1 \\ \hat{F}(y_{(i)}) &= (0.5)^{1/n} & i &= n \end{aligned} \quad (\text{C.3})$$

La correlación de Filliben [Filliben, 1975] es calculada como una prueba de normalidad. Esto es la correlación entre los datos observados y sus rangos esperados bajo la suposición de normalidad. El P-valor de este estadístico es aproximado, y es producido usando una aproximación modelada sobre la usada por Royston [1993] para la W' Shapiro-Francia relacionada:

$$\log(1-r_f) \sim N(m,s) \quad (\text{C.4})$$

$$m:=1.0402 (\log(\log(n))-\log(n)) - 1.99196 \quad (C.5)$$

$$s:=0.788392/\log(n) + 0.31293 \quad (C.6)$$

Donde n es el tamaño de la muestra. Esto funciona razonablemente bien contra los percentiles empíricos:

n	Cobertura							
	5	10	20	50	100	500	1000	5000
Nominal P=0.05	0.021	0.044	0.055	0.057	0.059	0.052	0.045	0.033
Nominal P=0.01	0.00	0.006	0.009	0.014	0.019	0.007	0.007	0.007

Tabla C.1.- Percentiles empíricos para los que funciona la prueba Filliben.

Filliben publicó una tabla de valores críticos, donde el 5% de los puntos de la distribución de r para $n = 10(10)100$ son mostrados en la tabla C.2. de acuerdo a lo anterior se rechazaría la hipótesis de la normalidad si la correlación es menor que el valor crítico. La importancia es que para aceptar la normalidad requerimos un coeficiente de correlación muy alto. Hay que notar que para aceptar la normalidad se requiere un coeficiente de correlación muy alto.

n	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
r	0.917	0.950	0.964	0.972	0.977	0.980	0.982	0.984	0.985	0.987

Tabla C.2.- Valores críticos del coeficiente de correlación de Filliben.

C.2.- Pruebas de Varianza.

Una de muchas definiciones parciales de estadística es que está es el estudio de la variabilidad; y una de las más útiles medidas de la variabilidad es la varianza (Brunk, 1979). La varianza de una distribución completa puede ser vista como proveniente de dos fuentes: las varianzas de las subdistribuciones, cada una midiendo la variabilidad dentro de una subpoblación (que tiene menos variabilidad que la población completa) con respecto a la media de las subdistribución, y la varianza de estas medias con respecto a la media total.

Las pruebas de hipótesis que buscan las diferencias en la varianza se deben considerar cuándo:

- 1) La varianza del proceso es demasiado grande y diferentes niveles de una población parecen cambiar la variación de de otra.
- 2) Cuando igual varianza es una condición de realizar otro tipo de prueba estadística

El análisis de la varianza consiste en técnicas para asignar variabilidad a varias fuentes e interpretar la asignación (Anderson y Sclove, 1974).

Cuando el tamaño de la muestra es mayor de 30, se puede emplear la función de distribución normal para aproximar una prueba estadística para la prueba chi-cuadrado de una muestra para la varianza de la población, la siguiente ecuación se emplea para calcular la aproximación normal:

$$z = \frac{\tilde{s} - \sigma}{\frac{\sigma}{\sqrt{2n}}} \quad (C.7)$$

donde n es el tamaño de la muestra, σ es la desviación estándar, y \tilde{s} es el estimado imparcial de la varianza de la población.

C.3.- Pruebas de Parsimonia.

Las medidas ajustadas de parsimonia toman el número de parámetros calculados en la descripción del modelo. Los modelos son penalizados por cada parámetro. Estas medidas pueden ser usadas para comparar modelos con diferente número de parámetros para determinar el impacto de añadir los parámetros adicionales al modelo.