

38  
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**

*[Faint handwritten text]*

**"ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO SINALOA EN LA  
ZONA URBANA DE GUASAVE, SINALOA"**

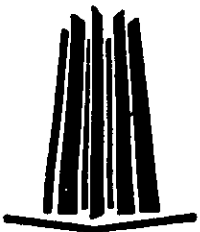
**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**GUILLERMO PEREZ LUNA**



SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO

*264233*

1998

**TESIS CON  
FALSA DE ORIGEN**



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.



**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE  
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**



VERDAD NACIONAL.  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION



GÜILLERMO PÉREZ LUNA  
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 5 de noviembre del año en curso, relativa la autorización que se le debe conceder para que la profesora, Ing. MARIDEL ZARATE MORALES pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RÍO SINALOA EN LA ZONA URBANA DE GUASAVE, SINALOA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México., 13 de noviembre de 1997  
EL DIRECTOR

  
M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

  
  
c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

UNIDAD ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ  
Jefe del Área de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 8 de junio del año en curso, por la que se comunica que el alumno GUILLERMO PÉREZ LUNA, de la carrera de Ingeniería Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL RÍO SINALOA EN LA ZONA URBANA DE GUASAVE, SINALOA", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 9 de junio de 1998  
EL JEFE DE LA UNIDAD

  
Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.  
c c p Interesado.

AIR/MCA/IIa.

## DEDICATORIA:

*En la carrera más importante que tenemos, que es la vida misma, siempre nos encontramos una infinidad de obstáculos en el camino, los cuales no sería posible librar si no tuviésemos una buena base de apoyo que nos ayudara a quitarlos y a la vez nos guiara a seguir adelante, tanto moral, como materialmente; esa base de la que hablo no puede ser otra que la familia y aquella gente, llámense amigos o compañeros, que siempre están en las buenas y en las malas con nosotros. Para todas esas personas, pero muy en especial para quienes han sido la base de mi familia, mi madre y hermano mayor, que no solo han sido un ejemplo a seguir, sino que me han dedicado parte de su vida, dedico ahora, como un humilde homenaje a su invaluable labor, este trabajo*

*SRA. MA. GUADALUPE LUNA SALINAS  
JUAN CARLOS PÉREZ LUNA*

*También quisiera incluir en esta dedicatoria a mis hermanos Silvia y José Luis, porque además de ser mis compañeros de toda la vida, son los mejores amigos en quienes he podido confiar*

*Por último a las nuevas generaciones de la familia, Jonathan y Daniel, esperando que esto sirva como un estímulo para sus futuras carreras*

## AGRADECIMIENTO:

*Detrás de este trabajo, esta un gran número de personas que han contribuido de alguna u otra manera en la elaboración del mismo, quiero agradecer a todos ellos por haber hecho esto posible. Dentro de ese grupo están incluidos los profesores de la E.N.E.P. Aragón y todos los compañeros y amigos que me han soportado en estos años, así como muchos ingenieros que incondicionalmente me han brindado parte de sus conocimientos y sugerencias, lo cual englobado en conjunto ha sido imprescindible para la elaboración de este trabajo:*

MARIDEL ZARATE MORALES

LUIS L. ESPINOSA NUÑEZ

GUILLERMO BAUTISTA BARCENAS

JESÚS GRANADOS ORDOÑEZ

OCTAVIO ESQUIVIAS CAMPOY

EFREN MARTÍNEZ RAMÍREZ

ENRIQUE GONZÁLEZ GUZMÁN

JOSÉ Y. DOMÍNGUEZ ESQUIVEL

OSCAR SÁNCHEZ MONTUFAR

PEDRO DÍAZ HERRERA

ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO  
SINALOA EN LA ZONA URBANA DE  
GUASAVE, SINALOA





# CONTENIDO

	PÁGINA
<i>PRÓLOGO</i>	<i>1</i>
<i>INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
<i>I.- ANTECEDENTES</i>	<i>-</i>
<i>II.- PROBLEMÁTICA</i>	<i>18</i>
<i>III.- OBJETIVO</i>	<i>23</i>
<i>IV.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL RIO SINALOA</i>	<i>25</i>
<i>V.- ESTUDIO HIDROLÓGICO</i>	<i>31</i>
<i>Fuentes de información</i>	<i>34</i>
<i>V.1.- Análisis del sistema con base en el modelo de lluvia escurrimiento</i>	<i>35</i>
<i>Recopilación de información climatológica</i>	<i>35</i>

---

<i>Fisiografía de la cuenca hidrológica</i>	40
<i>Período de retorno</i>	60
<i>Funciones de distribución de probabilidad</i>	67
<i>Selección de una función de distribución</i>	83
<i>Lluvia media</i>	91
<i>Aplicación de métodos empíricos</i>	95
<i>V.2.- Análisis del sistema mediante información hidrométrica</i>	121
<i>Recopilación de información</i>	122
<i>Regresión lineal simple</i>	126
<i>Ajuste probabilístico</i>	131
<i>Análisis de hidrogramas</i>	148
<i>Tránsito de la avenida por los vasos de almacenamiento</i>	163
<i>Integración de las avenidas</i>	191
<i>VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	203
<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	207

## PROLOGO

La finalidad del presente trabajo es desarrollar un estudio hidrológico para determinar la avenida de diseño que será empleada en la delimitación de la Zona Federal del río Sinaloa en la zona urbana de Guasave.

Para llevar a cabo un estudio hidrológico, después de ubicar la zona del proyecto, se hace necesaria la recopilación de información hidrométrica, si es que la hay, climatológica, topográfica, del tipo, uso y cobertura vegetal del suelo en el área de estudio, todo ello, para integrar la avenida de diseño de la obra en cuestión, mediante el empleo de un análisis estadístico para el caso de información hidrométrica, o bien con la aplicación del modelo de lluvia-escorrentamiento, si es que la información con la cual se dispone es del tipo climatológica.

Con la avenida de diseño, se obtienen las características hidráulicas del cauce a delimitar, mediante un análisis en el que se hacen intervenir a sus correspondientes secciones transversales levantadas topográficamente, y con la ayuda de las ecuaciones diferenciales de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento, se hace una simulación del paso de la avenida por dicho cauce, que es lo que se conoce como tránsito de la avenida, y que permite conocer, dicho sea de paso, la variación de la elevación del agua a través del cauce. Una vez conocidas las características hidráulicas del cauce, se procede a la delimitación de éste, posteriormente se establece una faja de 10 o 5 metros en su caso, en ambos márgenes de los límites del cauce, para establecer así la zona federal, de ahí la importancia que conlleva la avenida de diseño y una buena metodología para su obtención mediante un estudio hidrológico, lo cual se verá en el presente trabajo que se ha dividido en seis capítulos.

Previo a los seis capítulos de este trabajo, se hace una breve introducción en la cuál se explican algunos conceptos fundamentales de la hidrología, como el ciclo que recorre el agua a través de sus tres fases, con el fin de una mejor comprensión de este estudio.

En el primer capítulo, llamado antecedentes, se explican algunos de los aspectos más relevantes del estado de Sinaloa y del municipio de Guasave en particular, además de proporcionar algunos conceptos fundamentales, y su ubicación.

El segundo capítulo, denominado problemática, describe el problema a resolver, así como su justificación y los alcances del estudio.

Por lo que se refiere al tercer capítulo, objetivo, se plantea la finalidad de la elaboración de este trabajo.

El capítulo cuarto, que es descripción del sistema del río Sinaloa, contiene información acerca de corrientes tributarias y algunas obras de aprovechamiento en el sitio, así como su ubicación en planta.

Lo que respecta al quinto capítulo, estudio hidrológico quizás el más trascendental del trabajo, es la memoria de proyecto en donde se aplican algunas metodologías en base a la información de la cuál se dispone para la obtención de la avenida de diseño requerida.

Finalmente en el sexto capítulo que corresponde a conclusiones y recomendaciones, se dan algunos puntos de vista apoyándose en los resultados obtenidos en el capítulo que antecedió para integrar la avenida de diseño.

# INDICE DE FIGURAS

	PÁGINA
<i>1.- CICLO HIDROLÓGICO</i>	4
<i>2.- REGIONES HIDROLÓGICAS EN LA REPÚBLICA MEXICANA</i>	6
<i>1.1.- ESTADO DE SINALOA</i>	8
<i>1.2.- LOCALIZACIÓN DEL ESTADO DE SINALOA</i>	9
<i>1.3.- RELIEVE</i>	10
<i>1.4.- DIVISIÓN MUNICIPAL DEL ESTADO DE SINALOA</i>	11
<i>1.5.- UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO</i>	17
<i>IV.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DEL RÍO SINALOA</i>	28
<i>IV.2.- REGIÓN HIDROLÓGICA No. 10</i>	30
<i>V.1.- PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA AVENIDA MÁXIMA ORDINARIA PARA LA DELIMITACIÓN DE LA ZONA FEDERAL EN CAUCES Y RÍOS</i>	33

<i>V.2.- DELIMITACIÓN DE CUENCAS</i>	42
<i>V.3.- PERFILES DE LAS PRINCIPALES CORRIENTES DEL SISTEMA DEL RÍO SINALOA</i>	48
<i>V.4.- TIPOS DE SUELO</i>	55
<i>V.5.- USO DE SUELO Y VEGETACIÓN</i>	56
<i>V.6.- DISTRIBUCIÓN DE LOS DATOS DE LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA JAINA, SINALOA</i>	81
<i>V.7.- POLÍGONOS DE THIESSEN</i>	94
<i>V.8.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO <math>n</math> EN FUNCIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA</i>	100
<i>V.9.- RELACIÓN ENTRE <math>Z</math> Y <math>d/Tr</math></i>	101
<i>V.10.- SUBCUENCAS SIN CONTROL</i>	102
<i>V.11.- PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE GASTOS Y CRECIENTES DE DISEÑO</i>	123
<i>V.12.- DISTRIBUCIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES EN LA PRESA EL SABINAL, SINALOA</i>	137
<i>V.13.- DISTRIBUCIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES EN LA PRESA BACURATO, SINALOA</i>	145

<i>V.14.- HIDROGRAMA DE UNA TORMENTA AISLADA</i>	149
<i>V.15.- HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MÁXIMA REGISTRADA EN LA ESTACIÓN NARANJO</i>	152
<i>V.16.- HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MÁXIMA REGISTRADA EN LA ESTACIÓN JAINA</i>	153
<i>V.17.- PRINCIPALES COMPONENTES DE UN VASO</i>	160
<i>V.18.- HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA EL SABINAL</i>	177
<i>V.19.- HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA DEL VASO DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA BACURATO</i>	190
<i>V.20.- AVENIDA DE DISEÑO OBTENIDA MEDIANTE LA INTEGRACIÓN DE EVENTOS HIDROLÓGICOS</i>	202

# INDICE DE TABLAS

	PÁGINA
<i>I.1.- MUNICIPIO DE GUASAVE</i>	12
<i>V.1.- REGISTROS DE LA LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS EN EL SITIO</i>	36
<i>V.2.- ÁREAS DE LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS</i>	43
<i>V.3.- PERFILES DE LAS PRINCIPALES CORRIENTES DEL SISTEMA DEL RIO SINALOA</i>	46
<i>V.4.- CALCULO DE LAS PENDIENTES DE INTERÉS</i>	51
<i>V.5.- SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N, PARA CONDICIONES DE HUMEDAD PREVIA</i>	57
<i>V.6.- CLAVES DE LAS UNIDADES DE SUELOS</i>	58
<i>V.7.- CALCULO DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO "N" PARA LA SUBCUENCA LIBRE AGUAS ABAJO DE LA PRESAS</i>	59
<i>V.8.- PERÍODOS DE RETORNO PARA LA DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DE DISEÑO EN DIVERSOS TIPOS DE OBRAS HIDRÁULICAS</i>	61



<i>V.9.- ORDENAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS, EST. JAINA</i>	66
<i>V.10.- VALORES DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN NORMAL</i>	70
<i>V.11.- AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN NORMAL, EST. JAINA</i>	71
<i>V.12.- AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN LOGNORMAL, EST. JAINA</i>	73
<i>V.13.- VALORES PERCENTILES DE LA DE DISTRIBUCIÓN <math>\chi^2</math> CON <math>\nu</math> GRADOS DE LIBERTAD</i>	75
<i>V.14.- AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN PEARSON III, EST. JAINA</i>	76
<i>V.15.- CONSTANTES DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA <math>n</math>, EN LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL</i>	78
<i>V.16.- AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL, EST. JAINA</i>	79
<i>V.17.- AJUSTE DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL DOBLE POBLACIONES, EST. JAINA</i>	82
<i>V.18.- COMPENDIO DEL ANÁLISIS PROBABILÍSTICO EFECTUADO A LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS DE LA SUBCUENCA EN ESTUDIO</i>	84
<i>V.19.- CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA MEDIANTE POLÍGONOS DE THIESEN</i>	92

---

<i>V.20.- VALORES DEL COEFICIENTE "e", DEL MÉTODO DE EMIL E. KUISCHLING Y C. E. GRANSKY</i>	97
<i>V.21.- CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO MEDIANTE LA APLICACIÓN DE MODELO LLUVIA ESCURRIMIENTO PARA LAS SUBCUENCAS SIN CONTROL</i>	101
<i>V.22.- CÁLCULO DE LOS HIDROGRAMAS PARA LOS GASTOS MÁXIMOS CALCULADOS EN LAS SUBCUENCAS SIN CONTROL</i>	113
<i>V.23.- INFERENCIA DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES DE LOS DATOS HIDROMÉTICOS</i>	124
<i>V.24.- CORRELACIÓN LINEAL SIMPLE DE LOS DATOS HIDROMÉTICOS</i>	128
<i>V.25.- AMPLIACIÓN DEL REGISTRO DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES</i>	130
<i>V.26.- AJUSTE PROBABILÍSTICO DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, PRESA EL SABINAL</i>	132
<i>V.27.- AJUSTE PROBABILÍSTICO DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES, PRESA BACURATO</i>	140
<i>V.26.- HIDROGRAMAS DE LAS AVENIDAS MÁXIMAS REGISTRADAS EN LAS ESTACIONES HIDROMÉTICAS</i>	154
<i>V.27.- TRASLADO DE HIDROGRAMAS HACIA EL SITIO DE LAS PRESAS</i>	156
<i>V.28.- CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA GUILLERMO BLAKE</i>	166

<i>V.29.- CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA GUSTAVO DÍAZ ORDAZ</i>	178
<i>V.30.- PROGRAMA DE TRANSITO DE AVENIDAS PARA VERTEDOR DE CRESTA LIBRE</i>	168
<i>V.31.- TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL VASO DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA EL SABINAL</i>	175
<i>V.32.- PROGRAMA DE TRANSITO DE AVENIDAS PARA VERTEDOR CON COMPUERTAS</i>	181
<i>V.33.- TRÁNSITO DE AVENIDAS EN EL VASO DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA BACURATO</i>	188
<i>V.34.- TRÁNSITO DE LAS AVENIDAS POR EL CAUCE HASTA EL SITIO DE ESTUDIO</i>	193
<i>V.35.- INTEGRACIÓN DE LA AVENIDA</i>	199

# INTRODUCCION



## INTRODUCCION

El agua es el elemento indispensable para la vida, todo lo que vive sobre la faz de la tierra depende de la misma. El hombre la requiere para sus necesidades básicas, usos recreativos, para transformarla en energía y para los procesos de manufactura y para la agricultura. A través de la historia, el vital líquido ha dado origen a las grandes civilizaciones humanas, siendo en el transcurso de millones de años uno de los principales agentes de estructuración de la superficie terrestre. Constituye además, más de tres cuartas partes de la superficie terrestre, su volumen se distribuye en el 97% de mar; del restante 3%, el agua freática representa el 22% y el 77% es hielo. Esto deja apenas 1% del total de agua dulce en el ciclo hidrológico, del que aproximadamente la mitad se encuentra en ríos, lagos y marismas. Por desgracia, no siempre es posible satisfacer las necesidades humanas y con frecuencia su escasez no permite disponer de la cantidad necesaria y otras veces, su exceso produce inundaciones originando graves daños materiales y algunas veces pérdida de vidas humanas.

La irregular distribución espacial y temporal de las aguas, ha obligado a construir grandes obras de protección y drenaje, y de regulación, capaces de compensar estas últimas, la escasez y el exceso de las mismas. El desarrollo de tales proyectos no puede llevarse a cabo sin los estudios básicos necesarios para asegurar la mejor utilización racional de los recursos hidráulicos disponibles o para evitar las desastrosas consecuencias de su almacenamiento incontrolado o inseguro, además de prevenir contra los proyectos absurdos y costosos.

La hidrología es una herramienta valiosa de la que dispone un ingeniero para sustentar diversos proyectos de construcción, operación, mantenimiento y regularización de alguna obra en particular, que involucre directamente al agua. Una definición más o menos completa para la hidrología es la propuesta por el Consejo Federal para la Ciencia y la Tecnología de los Estados

Unidos (U.S. Federal Council for Science and Technology), que dice: "hidrología es la ciencia que trata de las aguas de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca la historia completa de la existencia del agua sobre la tierra".

Otra definición es la de la Organización Meteorológica Mundial, que destaca la importancia de dicha ciencia en relación con los recursos hidráulicos de la tierra y su aprovechamiento, y dice: "Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que rigen el agotamiento y recuperación de los recursos de agua en las áreas continentales de la tierra y en las diversas fases del ciclo hidrológico".

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua en la tierra, el cual se define como:

"Sucesión de etapas que atraviesa el agua al pasar de la atmósfera: evaporación desde el suelo, mar o aguas continentales, condensación de nubes, precipitación, acumulación en el suelo o masas de agua y reevaporación".

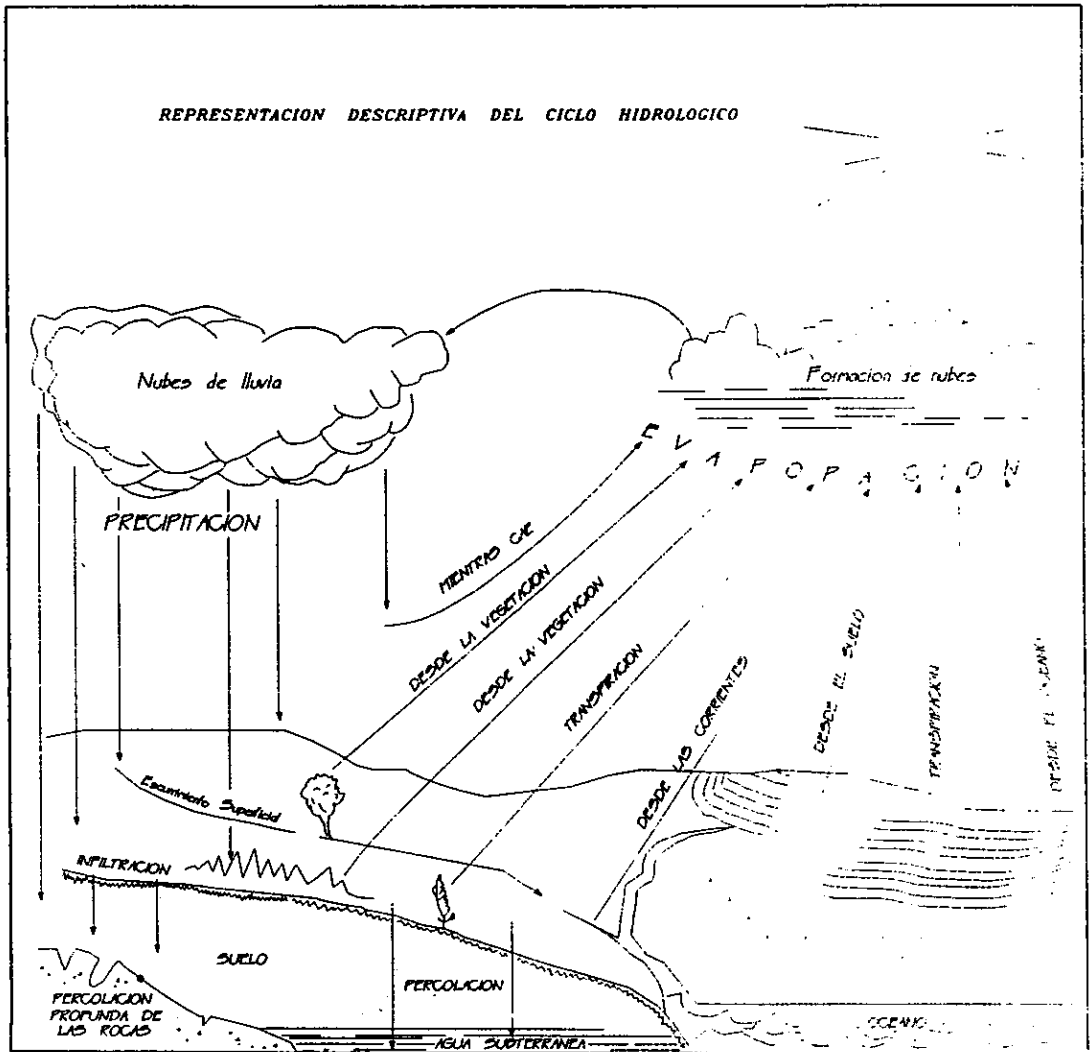
El ciclo hidrológico involucra un proceso de transporte recirculatorio e indefinido o permanente, este movimiento permanente del ciclo se debe fundamentalmente a dos causas: la primera, el sol que proporciona la energía para elevar el agua (evaporación); la segunda, la gravedad terrestre, que hace que el agua condensada descienda (precipitación y escurrimiento).

Se puede suponer que el ciclo hidrológico se inicia con la evaporación del agua en los océanos, el vapor de agua resultante del proceso anterior es transportado por las masas de aire en movimiento (viento) hacia los continentes. Bajo condiciones meteorológicas adecuadas el vapor de agua se condensa para formar nubes, las cuales a su vez dan origen a las precipitaciones (lluvias).

INTRODUCCION

No toda la precipitación llega al terreno, ya que una parte se evapora durante su caída y otra es retenida (intercepción) por la vegetación o los edificios, carreteras, etc. y poco tiempo después es retornada a la atmósfera en forma de vapor.

FIGURA 1. - CICLO HIDROLÓGICO



Del agua que alcanza la superficie terrestre, una parte queda retenida en los huecos e irregularidades del terreno (Almacenamiento en Depresiones) y en su mayoría vuelve a la atmósfera por evaporación.

Otra parte del agua que llega al suelo circula sobre la superficie (Lluvia en Exceso) y se concentra en pequeños surcos que luego integran arroyos, los cuales posteriormente desembocan en los ríos (Esguerrimiento Superficial) los que conducen las aguas a los lagos, embalses o mares, desde donde se evapora o bien, se infiltra en el terreno.

Existe una tercera parte de la precipitación que penetra bajo la superficie del terreno (infiltración) y va rellenando los poros y fisuras de tal medio poroso. Si el agua infiltrada es abundante, una parte desciende hasta recargar el agua subterránea, en cambio, cuando el volumen infiltrado es escaso el agua queda retenida en la zona no saturada (Humedad del Suelo), de donde vuelve a la atmósfera por evaporación o principalmente, por transpiración de las plantas; como en la práctica no es fácil separar ambos fenómenos, se suelen englobar en el término Evapotranspiración. Bajo la influencia de la gravedad, tanto el esguerrimiento superficial como el agua subterránea se mueve hacia las zonas bajas y con el tiempo integran el esguerrimiento total de un río para fluir hacia los océanos.

La hidrología es de gran importancia en todos los problemas que involucren el aprovechamiento del agua. Sus principales objetivos, al diseñar una obra de ingeniería, pueden resumirse en dos grandes grupos:

- a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general.



b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamientos hidroeléctricos y navegación de ríos.

En la figura 2, se muestra un mapa de la República Mexicana integrada en regiones hidrológicas que han sido previamente seleccionadas por sus características hidrológicas, climatológicas y geográficas. En total son 37 las regiones que componen al Territorio Nacional, la región en la cual se ubica el sitio de proyecto es la Región Hidrológica No. 10, que se ve resaltada, también se muestran en la misma figura algunos rasgos hidrográficos.

FIGURA 2. - REGIONES HIDROLÓGICAS EN LA REPUBLICA MEXICANA



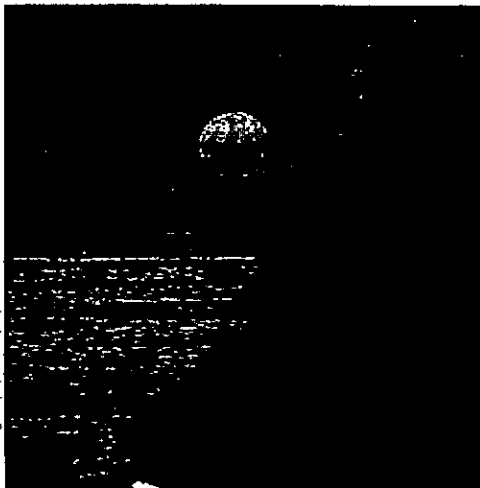
## I. = ANTECEDENTES



## I.- ANTECEDENTES

FIGURA I.1.- ESTADO DE SINALOA

SINALOA  
M E X I C O

*Sinaloa y su Historia*

El nombre de Sinaloa proviene de un término de la lengua cahita que significa "Pitahaya Redonda" fruta típica de la región.

Sinaloa perteneció al límite norte de la Mesoamérica. Su más alto desarrollo cultural se registró en los valles y las costas. Ahí se encontraban los pueblos sedentarios dedicados a la agricultura, la pesca y el comercio.

Su organización política se sustentaba en señoríos y cacicazgos que consistían en un señor principal que controlaba una región como área de influencia.

En Sinaloa se inició la conquista por los españoles en 1531 comandada por Nuño Beltrán de Guzmán.

La etapa de la colonia cambió radicalmente la cultura productiva que se orientó a la explotación de los minerales preciosos y al desarrollo tecnificado de las actividades agropecuarias en las áreas de influencia Jesuita. El comercio fue un producto derivado de este cambio productivo que implicó exportar los minerales preciosos e importar los insumos y bienes de consumo que requería la nueva etapa de la historia de Sinaloa. El Estado de Sinaloa se fundó en 1831.

*Localización*

FIGURA 1.2.- LOCALIZACIÓN DEL ESTADO DE SINALOA



Sinaloa junto con Baja California, Baja California Sur, Sonora y Nayarit conforma la región económica del noroeste de México. Está delimitado por las coordenadas extremas  $22^{\circ} 29'$  y  $27^{\circ} 03'$  de latitud norte y  $105^{\circ} 23'$  y  $109^{\circ} 27'$  de longitud oeste.

*Superficie Territorial*

El estado de Sinaloa tiene una superficie territorial de 58.092 kilómetros cuadrados, equivalente al 2.9% del total del país. Ocupa el décimo séptimo lugar a nivel nacional en términos de superficie y se extiende entre las estribaciones de la Sierra Madre Occidental y el litoral del Océano Pacífico. Con una ubicación privilegiada en la Cuenca del Pacífico, posee además once ríos que surten de agua a sus once presas mismas que generan energía eléctrica y conforman la infraestructura básica de riego, gracias a la cual se ha desarrollado la agricultura más altamente tecnificada de México.

Cuenta con 656 kilómetros de litorales y 272.440 hectáreas de aguas interiores.

*Hidrología*

Los escurrimientos superficiales de sus 11 ríos provenientes de las montañas de Chihuahua y Durango superan los requerimientos actuales de agua en la Entidad para toda clase de usos. El área total de la cuenca, es de 91.717 kilómetros cuadrados, casi el doble de la superficie territorial sinaloense. El escurrimiento medio anual es de 15.205 millones metros cúbicos.

Para controlar y aprovechar este potencial, se han construido once presas, cuya capacidad de almacenamiento es de 22,405 millones de metros cúbicos y más de 2.038 millones de metros cúbicos en obras hidráulicas menores como embalses y pequeñas represas. Esta gran infraestructura hidráulica ha permitido la instalación de 6 plantas hidroeléctricas con capacidad de generación que sobrepasan los 783 megawatts.

### *Relieve y Clima*

FIGURA I.3.- RELIEVE



La orografía de Sinaloa es producto de los desprendimientos del eje montañoso de la Sierra Madre Occidental.

Un número considerable de serranías desligadas del macizo montañoso separa los extensos valles y la planicie costera del estado. Los municipios de Choix, con las sierras de Santa Rita y Tasajera; San Ignacio con las de Los Frailes, del Tambor y Del Carmen; son de las regiones más montañosas de la entidad.

Sinaloa tiene un clima cálido en la faja costera, templado-cálido en los valles y en las faldas de los declives, templado-frío en las montañas de poca elevación y frío en las más altas. Sus características climatológicas varían desde la semitropical, propia de las llanuras, hasta las típicas de las

serranías templadas. Las temperaturas fluctúan entre los 22° C a los 43° C y predominan las lluvias en verano.

El estado de Sinaloa se compone de 18 municipios, los cuales se presentan a continuación:

FIGURA I.4.- DIVISIÓN MUNICIPAL DEL ESTADO DE SINALOA

- |                |               |                   |
|----------------|---------------|-------------------|
| 1. Ahome       | 7. Choix      | 13. Mocorito      |
| 2. Angostura   | 8. Elota      | 14. Rosario       |
| 3. Badiraguato | 9. Escuinapa  | 15. Sal. Alvarado |
| 4. Concordia   | 10. El Fuerte | 16. San Ignacio   |
| 5. Cosalá      | 11. Guasave   | 17. Sinaloa       |
| 6. Culiacán    | 12. Mazatlán  | 18. Navolato      |



En la figura anterior, se puede ver la localización de Guasave, que es el punto de interés donde se requiere delimitar la Zona Federal en ambas márgenes del río Sinaloa. La siguiente tabla es un resumen de algunas características importantes en dicha Entidad.



TABLA I.1. - MUNICIPIO DE GUASAVE



INDICADORES GEOGRAFICOS

CAPITAL	Guasave
EXTENSION TERRITORIAL	3,464.41 km <sup>2</sup> (6.0% del territorio estatal)
CLIMA	Seco cálido. Con temperatura promedio de 25°C
LINEA COSTERA	50 Kilómetros
USO DEL SUELO	Agrícola 50.8%, pecuario 8.0%, forestal 3.6% y otros usos 37.6%.

INDICADORES SOCIODEMOGRÁFICOS

POBLACION 1995	264 mil personas en el municipio y 54 mil en la cabecera.
POBLACION URBANA	61.7%
POBLACION RURAL	38.3%
CRECIMIENTO DEMOGRAFICO 1990-1995	0.5%
POBLACION ESCOLAR 1995	84,286 personas
POBLACION RURAL	38.3%

ANTECEDENTES

PRINCIPALES INSTITUCIONES DE EDUCACION SUPERIOR	Universidad Autónoma de Sinaloa. Universidad de Occidente. Escuela Superior de Comercio y Administración
INSTITUCIONES OFICIALES DE SALUD PUBLICA	7 del IMSS. 4 del ISSSTE. 22 de la SSA. 1 del DIF

ORGANIZACION POLITICA

TIPO DE GOBIERNO	Municipio libre y soberano
PRESIDENTE MUNICIPAL	Jaime Leyva Díaz
GOBERNADOR DEL ESTADO	Ing. Renato Vega Alvarado

INDICADORES DE LA ECONOMIA

FUERZA LABORAL	84.850 personas
ESTRUCTURA DE LA OCUPACION	(%)53.0% agropecuario. 14.0% industrial. Comercio y servicios 30.0%. otros 3.0%.
SUPERFICIE ABIERTA AL CULTIVO (HAS)	178.854 hectáreas de las cuales el 51.8% son irrigables.
PRODUCCION AGRICOLA	12.4 % de la producción estatal. Productos típicos son: arroz. cártamo. sorgo. maíz. papa. hortalizas y frijol.
EXISTENCIAS DE BOVINOS	71 mil cabezas (4.5% del inventario estatal)
PRODUCCION PESQUERA	13.8 mil toneladas (10.6% de la producción estatal)
PRODUCCION MINERA	La actividad se limita a la extracción de arenas y gravas. alcanzando volúmenes hasta por 1.2 millones de toneladas



PRODUCCION FORESTAL	No existen recursos forestales maderables. Operan dos fábricas de madera para empaque con capacidad conjunta para 4 mil pies tablas cada 8 horas
ESTABLECIMIENTOS COMERCIALES	3.325 de 26.506 existentes en el Estado
ESTABLECIMIENTOS INDUSTRIALES	714 de 4.957 existentes en el Estado
PRINCIPALES GIROS INDUSTRIALES	Bebidas, molinos de cereales, enlatado de frutas y verduras, pausterizadoras, productos químicos, productos metálicos, congelado y procesamiento de productos pesqueros.
PARQUES INDUSTRIALES	San Antonio (29.32 hectáreas)
HOTELERIA	9 establecimientos y 470 habitaciones
FINANZAS	Millones de pesos
INGRESOS	45.7
EGRESOS	59.1

## INDICADORES DE INFRAESTRUCTURA

FERROCARRIL (KMS)	34.7 kilómetros del Ferrocarril del Pacifico.
CARRETERAS	1.292.4 kilómetros en total y 357.8 kilómetros están pavimentados
AEROPISTAS	25 aeropistas
ESTACIONES DE RADIODIFUSION	2 AM y 1 FM
LINEAS TELEFONICAS	18.196

Debido a que en las márgenes izquierda y derecha del río Sinaloa en el tramo que corresponde a Guasave (Fig. I.5), se han presentado algunas invasiones de construcciones que están en peligro de una inundación inminente cuando se presente una avenida máxima, y cuya parte de terreno ocupada es propiedad del estado, se requiere de la regularización de dicha ribera de terreno, para lo cual se hace necesaria la delimitación de su zona federal. De acuerdo con la legislación de aguas en su Capítulo Primero, Artículo 4o. se señala que para efectos de esta ley, los siguientes términos tendrán la connotación que se indica en las fracciones IV, VIII y IX y relacionados con la finalidad del presente trabajo.

IV. "Cauce de una corriente": el canal natural o artificial que tiene la capacidad necesaria para que escurran las aguas de las mayores corrientes ordinarias. Cuando las corrientes estén sujetas a desbordamiento, mientras no se construyan obras de encauzamiento, el cauce estará constituido por el canal natural:

VIII. "Riberas o zonas federales": las fajas de diez metros de anchura contiguas al cauce de las corrientes o al vaso de los depósitos de propiedad nacional. La amplitud de las riberas o zonas federales se reducirá a cinco metros, en los cauces cuya anchura sea de cinco metros o menor:

IX. "Zona de protección": la faja de terreno inmediata a las presas, estructuras hidráulicas e instalaciones conexas, en la extensión de cada caso fije la Secretaría, para su protección y adecuada operación, conservación y vigilancia.

El capítulo segundo, Artículo 6o. trata del dominio de propiedad de la nación sobre bienes tales como playas, terrenos ribereños, cauces, zonas federales, presas, lagos, lagunas, esteros, obras hidráulicas, etc.

La importancia de la demarcación de la zona federal, estriba en el hecho de que, al establecer una frontera entre los terrenos ribereños propiedad de la Federación con terrenos del dominio privado, comunal o ejidal, se evitan posibles conflictos de derecho de propiedad.

El criterio para determinar la creciete máxima fue definido por lo que señala el Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales en su artículo 4o., inciso I. párrafo tercero; el cual se reproduce a continuación de manera textual:

Artículo 4.- "...Por lo que se refiere a la delimitación, demarcación y administración de las riberas o zonas federales contiguas a los cauces de las corrientes y a los vasos o depósitos de propiedad nacional, se estará a lo siguiente:

Para determinar la creciete máxima ordinaria de un cauce ubicado aguas abajo de una presa, se deberá considerar la ocurrencia simultánea de la creciete máxima ordinaria que genera la cuenca es propia de dicho cauce y los caudales máximos posibles que descarga la presa, después de regular la creciete máxima ordinaria que genera su cuenca alimentadora, para el mismo período de retorno de cinco años".

La metodología y procedimientos con fines a la determinación del gasto máximo ordinario para la demarcación de la zona federal de la corriente en el sitio dado, se orienta según el tipo de información, para dos casos:

I. Con información de precipitación pluvial.

II. y con información hidrométrica.

En el capítulo V se analiza con mayor detenimiento lo anterior, mediante el desarrollo del estudio hidrológico.



## II. = PROBLEMATICA



## II.-PROBLEMATICA

Debido a la emigración de la población rural hacia las zonas urbanas en los últimos años, éstas han tenido un crecimiento acelerado, dando como consecuencia un desarrollo desordenado de las mismas y ocasionando un gran número de problemas.

Las manifestaciones de crecimiento anárquico e invasiones de terreno para construcciones precarias y por ende sin servicios son algunos de los problemas característicos de este crecimiento acelerado y desordenado, debido a la falta de control y planeación en muchas entidades, que podrían obstaculizar el desarrollo armónico de la ciudad, además de poner en peligro su propia integridad física.

Para una mejor comprensión de la problemática, motivos y propósitos de este estudio, se transcriben las Fracciones III, IV, VI y VII de la Legislación actual en materia de aguas del Capítulo Segundo, Artículo 6o. y que trata del dominio de propiedad de la nación sobre bienes tales como playas, terrenos ribereños, cauces, Zonas Federales, presas, lagunas, esteros, obras hidráulicas, etc., relacionadas con el objetivo de este trabajo, siendo propiedad de la Nación:

III. Los cauces de las corrientes de propiedad nacional;

IV. Las Zonas Federales contiguas a los cauces de las corrientes, a los vasos o depósitos de propiedad nacional, constituidas por una faja de diez metros de ancho a cinco metros o menor;

VI. Los terrenos de los cauces y los de los vasos o lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, descubiertos por causas naturales o por obras artificiales;

VII. Las islas que existen o que se forman en el mar territorial, en los vasos, lagunas, lagos, esteros, presas y

depósitos o en los cauces de corrientes de propiedad nacional, excepto las que se forman cuando una corriente segregue terreno de propiedad particular, ejidal o comunal.

También los artículos 11, 12, 14 y 15 son importantes para la problemática que nos ocupa y se citan a continuación:

Artículo 11. Cuando por causas naturales ocurre un cambio definitivo en el curso de una corriente propiedad de la Nación, ésta adquiere por ese solo hecho la propiedad del nuevo cauce y de su Zona Federal y de no destinarse a satisfacer necesidades agrarias, los propietarios ribereños del cauce abandonado, podrán adquirir hasta la mitad de dicho cauce, la parte que quede a su frente o a la totalidad, si del lado contrario, no hay ribereño interesado.

Artículo 12. Si por causas naturales un lago, laguna o estero de propiedad nacional, cambia definitivamente de nivel invadiendo tierras, éstas, la Zona Federal y la zona marítima terrestre correspondientes pasarán al dominio público de la Federación. Si con el cambio se descubren tierras, pasarán previo decreto de desincorporación, del dominio público al privado de la Federación.

Artículo 14. Los terrenos ganados por medios artificiales al encauzar una corriente, al limitar o desecar parcial o totalmente un vaso de propiedad nacional, mediante decreto de desincorporación pasarán del dominio público al privado de la Federación. Las obras de encauzamiento o limitación se consideran como parte integrante de los cauces y vasos correspondientes y por tanto, sujetos al dominio público de la Federación.

Artículo 15. Por causas de interés, el Ejecutivo, a través de la Secretaría, mediante declaratoria, podrá reducir o suprimir

la Zona Federal a corrientes, lagos y lagunas de propiedad nacional, sólo en las porciones comprendidas dentro de del perímetro de las poblaciones.

Los terrenos que formaban las Zonas Federales, pasarán al dominio privado de la Federación.

Los antecedentes legales anteriores legislan sobre las condiciones para el establecimiento del cauce y Zonas Federales en una corriente y al dominio de propiedad de los mismos. Según el acuerdo delegatorio de atribuciones, corresponde a las Delegaciones y sus residencias llevar a cabo los estudios para definir el gasto de diseño de la Zona Federal y hacer su delimitación física con base en el tránsito del mismo por el cauce. Los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología son elementos de juicio para la recomendación final. En la zona urbana de Guasave, Sinaloa se requiere establecer la frontera entre los terrenos ribereños a la corriente del río Sinaloa, propiedad de la Federación, con terrenos del dominio privado, comunal y ejidal, con la cual puede darse solución a situaciones conflictivas del derecho de la propiedad. Para determinar el cauce y la Zona Federal de una corriente de agua superficial, ya sea que se trate de un arroyo, río, etc. es necesario, como se indicó anteriormente, la elaboración de estudios básicos, hidrológico, topográfico e hidráulico relativos a la cuenca y cauce de la corriente. De ellos se obtendrán datos concluyentes que sustentarán la demarcación física del cauce y Zona Federal en un sitio o tramo de la corriente. El presente trabajo se limita al estudio hidrológico del río Sinaloa, en la zona urbana de Guasave. El estudio básico hidrológico concierne la determinación del "gasto máximo ordinario" generable por la corriente, el cual es dato de partida para el análisis topohidráulico del tramo de la corriente en estudio, transitando dicho gasto.



La delimitación del cauce está dada por la capacidad del mismo para que escurra la avenida máxima ordinaria y la Zona Federal por una faja de terreno contigua al cauce. La línea límite de la Zona Federal separa terrenos del dominio Federal de aquéllos del dominio privado, ejidal o comunal. Por otra parte, la Secretaría tiene facultades para autorizar permisos relativos al uso agrícola de la Zona Federal, provenientes de solicitudes de campesinos y en muchas ocasiones se tienen situaciones conflictivas entre usuarios de la Zona Federal en materia de aguas y con apoyo en el estudio técnico que determine el gasto máximo ordinario que define la capacidad al cauce y Zona Federal en un sitio, tramo o corriente. De todo lo anterior se infiere la importancia del estudio hidrológico básico que defina el gasto de diseño mencionado.

Debido a la presencia de dos embalses, para el estudio hidrológico se debe de tener en cuenta la problemática de un análisis de cuenca integrada por una subcuenca sin control y dos más controladas por las presas Gustavo Díaz Ordaz y Guillermo Blake, lo cual se trata con detalle en el capítulo V.

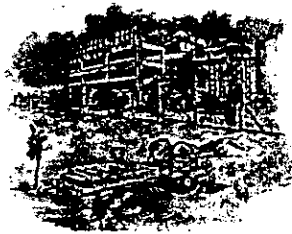
# III. = OBIETTIVO



### III.- OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es determinar la avenida de diseño del río Sinaloa en la región urbana de Guasave, empleando para ello tanto información climatológica como hidrométrica. Debido a la naturaleza del problema, el procedimiento no puede ser único y rigorista, por lo que se emplean varios con el propósito de obtener los elementos necesarios de juicio para hacer la evaluación de los resultados y la recomendación final, aplicando para el caso de información climatológica, métodos empíricos como el del Hidrograma Unitario Triangular (HUT), Chow y Racional; y para el caso de información hidrométrica métodos estadísticos, como ajustes por distribuciones Normal, Lognormal, Pearson III, Gumbel y para dos poblaciones; respectivamente, con lo cual se obtendrán resultados para los dos tipos de información con la que se cuenta, para saber en un momento dado que procedimiento seguir si se contase o no con cualesquiera de las dos informaciones en un problema en particular, pues sus planteamientos matemáticos e hidrológicos son la base técnica de apoyo a los aspectos legales que el caso amerite, como el presente problema de Zona Federal, que involucra generalmente, tanto a propiedad del Estado, como a propiedad privada.

IV.- DESCRIPCION  
DEL SISTEMA DEL  
RIO SINALOJA



#### IV.- DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL RÍO SINALOA

El sitio de proyecto es la zona urbana de Guasave, como ya se dijo con antelación. La ciudad de Guasave se encuentra asentada sobre la margen derecha del río Sinaloa, y en su proceso de crecimiento, se ha extendido hacia el sitio en que este río confluye con el arroyo Ocoroni, que coinciden también aproximadamente, con la terminación del canal principal del Valle del Fuerte.(FIG. I.5)

Los ríos Sinaloa y Ocoroni se encuentran controlados por las presas Gustavo Díaz Ordaz y Guillermo Blake, respectivamente.

El arroyo Ocoroni recibe a su vez las importantes aportaciones del arroyo Cabrera, aguas abajo de la presa G. Blake. Este último afluente carece de control: existe una presa en proyecto para mejorar su aprovechamiento y control que forman parte del sistema hidráulico interconectado del noroeste (SHINO).

##### *Localización del Área de Estudio*

Comprende un área limítrofe con el perímetro urbano de la ciudad de Guasave de aproximadamente 8 km. a lo largo del arroyo Ocoroni y del río Sinaloa y un ancho promedio de 500 m por ambas márgenes.

Por lo que respecta al Canal Diagonal, el área de estudio comprende desde su cruce con la carretera Internacional hasta la intersección con la denominada calle 100, lo que arroja una longitud de 5.3 km.

Geográficamente, el área de estudio se localiza entre las coordenadas 25° 37' y 25°32' latitud norte, 108°25' y 108°29' longitud oeste. La altitud media sobre el nivel del mar es de 15 m. El municipio de Guasave limita al norte con los de Ahome, el Fuerte y Sinaloa de Leyva; al sur y oeste con el

Golfo de California; y al este con los municipios de Angostura y Salvador Alvarado. (FIG. I.4)

### VÍAS DE COMUNICACIÓN

Las principales vías de comunicación en el área de influencia son las carreteras Federal No. 15 y la Estatal No.23. (FIG. I.5). Atraviesa el área de estudio el Ferrocarril del Pacífico, en su tramo Los Mochis-Culiacán, con destino hacia el norte a la ciudad de Mexicali, B.C. y al sur con Guadalajara, Jal. La comunicación por vía aérea se da en el Aeropuerto de Los Mochis, Sin. (distante a 80 km.), con vuelos diarios hacia las ciudades de México, Guadalajara, Culiacán, Tijuana, Chihuahua, Hermosillo y Tucson. En la localidad existe un aeropuerto, compuesto por 3 pistas privadas y 20 campos habilitados como pistas de despeje y aterrizaje de aviones fumigadores.

El puerto más cercano se localiza en Topolobampo, con conexiones a todos los puertos del Océano Pacífico, tanto del país como de diversas partes de la denominada Cuenca del Pacífico. Este puerto presta servicio de cabotaje y es una importante vía para exportación de productos agrícolas, minerales y combustibles.

### FISIOGRAFÍA

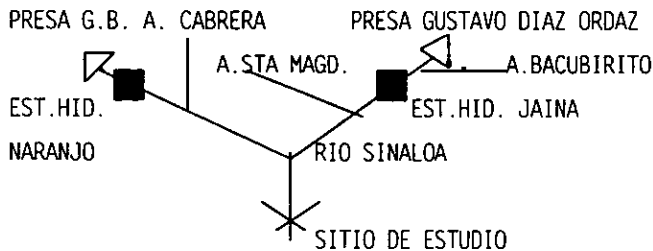
La región queda comprendida en la Subprovincia Delta Costeras de Sinaloa-Nayarit, que a su vez pertenece a la Provincia Fisiográfica Sierras Sepultadas. Esta subprovincia se caracteriza por estar compuesta de abanicos aluviales, antiguos valles fluviodeltaicos, pequeñas colinas constituidas por rocas pre-dálticas, deltas actuales, estuarios, complejos lagunares, cauces de ríos, depósitos eólicos y marinos.

## CLIMATOLOGÍA

El clima de la región se presenta del tipo BW(h')w(e'), que de acuerdo a la clasificación de E. García se denomina como "seco cálido muy cálido", con un cociente P/T menor 22.9, temperatura media anual mayor a 22°C y la mínima menor a 18°C, régimen de lluvias en verano y en lluvias de invierno menores al 5%.

Con respecto a la temperatura, la media anual es de 24.3, la máxima de 781 y la mínima de 233 mm. Los meses en donde se presenta el calor más intenso abarca de junio a octubre y los más fríos de noviembre a febrero.

Figura IV.1.- Descripción general del sistema del río Sinaloa



## HIDROGRAFÍA

El río Sinaloa se localiza dentro de la Región Hidrológica No 10. Sin. (Figura IV.2). El origen de su cuenca no corresponde al parteaguas de la Región, sino a una zona situada a unos 50 Km al poniente de esa línea y con vecindad interior de los parteaguas de los orígenes de los ríos Fuerte y Culiacán. El río en su curso toma varias denominaciones, como Mohinora, Petatlán y finalmente Sinaloa. Tiene trayectoria inicial de Oriente a Poniente y a la altura del poblado de Toahayana cambia francamente hacia el poniente hasta su desembocadura al Golfo de California

La zona de estudio a la altura de la población Guasave se localiza en la vecindad del cruce con la carretera del Pacífico, aguas abajo de la unión de los arroyos Ocoroni y Cabrera con el Sinaloa

Como se muestra en forma esquemática en la *figura V.1*, el río Sinaloa se localiza la presa Gustavo Díaz Ordaz y en el arroyo Ocoroni la presa Guillermo Blake, ambas en operación. Se cuenta con información en las estaciones hidrométricas Jaina en el río Sinaloa y El Naranjo en el arroyo Ocoroni, las dos aguas abajo de las presas mencionadas

Río abajo de la presa Gustavo Díaz Ordaz confluyen al río Sinaloa por su margen izquierda el arroyo Bacubirito y por la derecha el arroyo Sta Magdalena, sin control

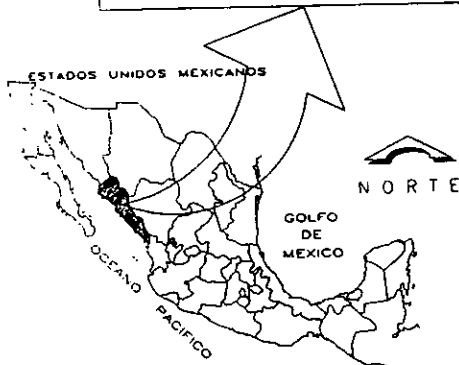
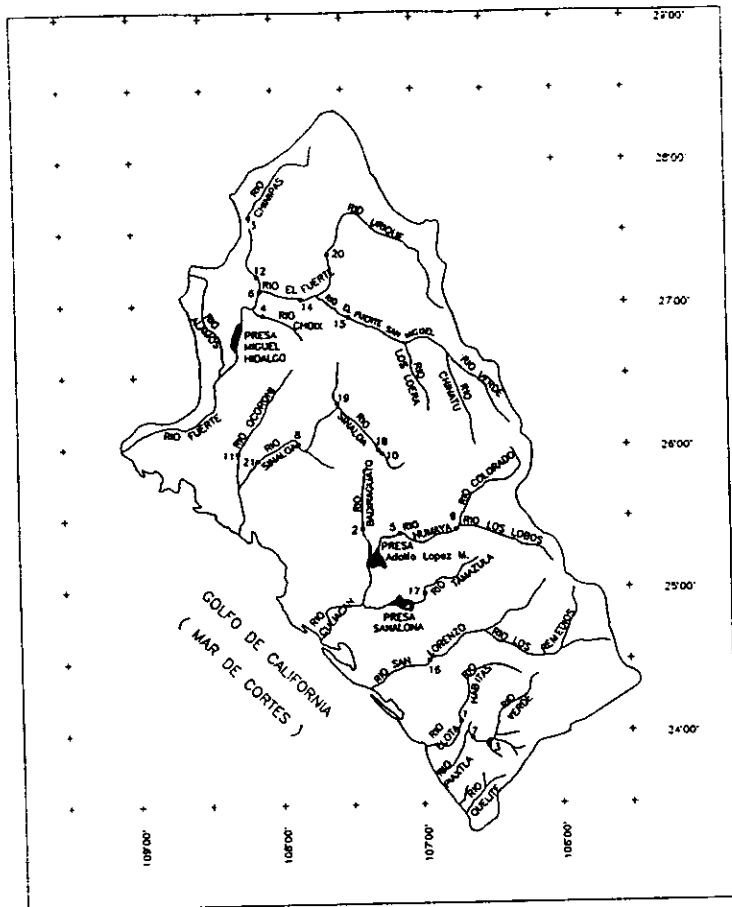
El río Sinaloa nace en la Sierra Madre occidental al suroeste del estado de Chihuahua, siendo sus principales afluentes, en la parte alta, los arroyos Basonapa y Mohinora y en la parte media y baja los arroyos Ocoroni y Cabrera. Su cauce principal hasta la desembocadura en el Golfo de California es de 413.96 km., con una cuenca de aportación de 12.144.32 km<sup>2</sup>. (FIG. V.2)

El cauce principal, aunque es muy sinuoso, sigue la dirección noroeste-suroeste.

Se considera que el río Sinaloa se encuentra en una etapa de madurez temprana dentro del ciclo morfológico en las partes altas y medias de su curso, y en una etapa de madurez tardía en las partes bajas.



FIGURA IV.2.- REGION HIDROLOGICA No. 10  
 Cuenca de los Ríos:  
 Fuerte, Sinaloa, Culiacán, San Lorenzo, Elota y Piaxtla.



ALGUNAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS IMPORTANTES

No	N. ESTACION	No	N. ESTACION
1	ACATIAN	12	PALO DULCE
2	BADRAGUATO	13	PIAXTLA
3	CHINIPAS	14	SAN FRANCISCO
4	CHOIX	15	SAN IGNACIO
5	GUATENIPA	16	SANTA CRUZ
6	HUITES	17	TAMAZULA
7	IXPALINO	18	TEDUSIARA
8	JAINA	19	TOMAYANA
9	LA HUERTA	20	URIQUE II
10	LOS MOLINOS	21	ZOPILOTE
11	EL NARANJO		

V. ESTUDIO  
HIDROLOGICO



## V.- ESTUDIO HIDROLOGICO

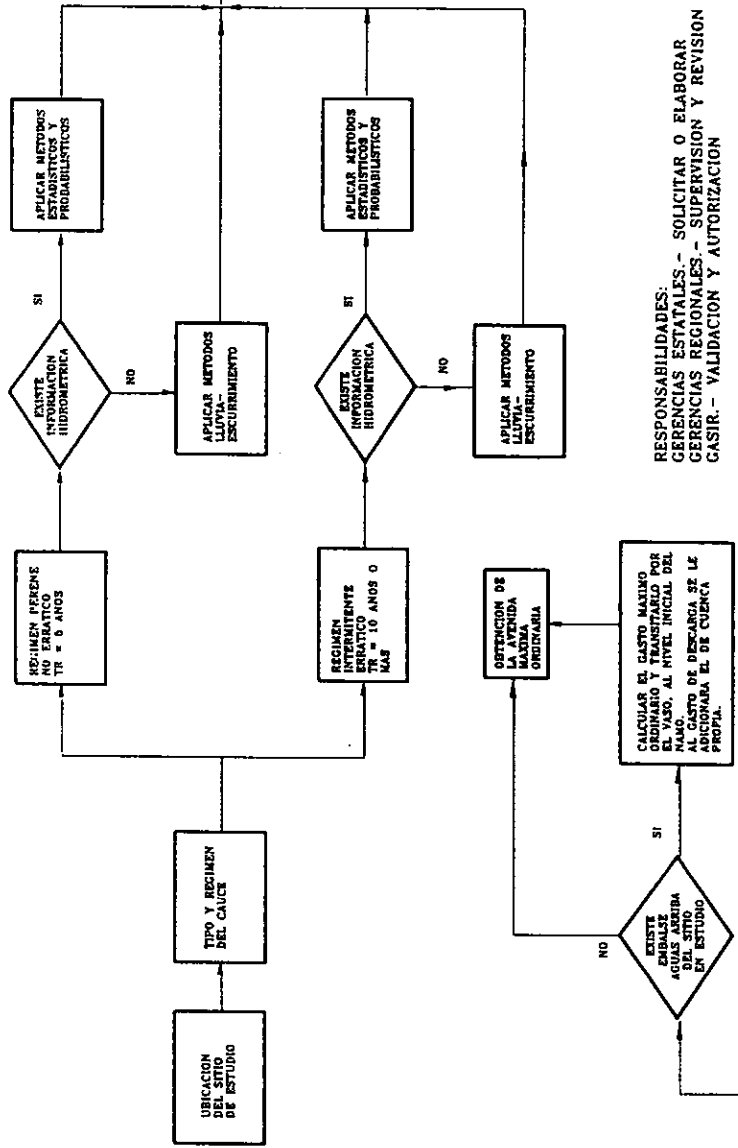
La metodología y procedimientos con fines a la determinación del gasto máximo ordinario para la delimitación de la zona federal de una corriente en un sitio o tramo dado, se orientan según la disponibilidad de información, de precipitación pluvial (climatológica) e hidrométrica, registradas ambas en las estaciones correspondientes, especialmente instaladas en los sitios de interés. En la figura V.1 se muestra un diagrama de flujo que expresa el algoritmo para la obtención de la avenida de diseño, de acuerdo a la información disponible. Para el caso de la cuenca en estudio, se dispone de los dos tipos, como ya se menciono con antelación. En ambos casos mencionados, la confiabilidad de los resultados obtenidos está en razón directa de la calidad y cantidad de información disponible, lo cual se tuvo presente para normar su alcance.

### Definición

Se denomina gasto máximo ordinario , aquél que por su magnitud, delimita dentro de la muestra de gastos máximos registrados, dos tendencias o comportamientos, una obedece a condiciones de precipitaciones extremas y otra, a precipitaciones imperantes, siendo estas últimas mucho más frecuentes que las primeras.

Se consideran como extremas aquellas manifestaciones exageradas o muy intensas de precipitación o gasto poco frecuente, e imperante, aquellas manifestaciones dominantes que ocurren más frecuentemente. El gasto máximo ordinario, delimita la frontera de estas tendencias, para continuar con gastos cuyos incrementos son mayores y que conforman la tendencia de los grandes gastos; pero de menor frecuencia.

FIGURA V.1  
 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA AVENIDA MAXIMA ORDINARIA  
 PARA LA DELIMITACION DE LA ZONA FEDERAL EN CAUCES Y RIOS.



RESPONSABILIDADES:  
 GERENCIAS ESTATALES - SOLICITAR O ELABORAR  
 GERENCIAS REGIONALES - SUPERVISION Y REVISION  
 CASIR.- VALIDACION Y AUTORIZACION

### **Fuentes de información**

Debido a la complejidad de los procesos naturales que intervienen en los fenómenos hidrológicos, es difícil examinarlos mediante un razonamiento deductivo riguroso. No siempre es aplicable una ley física fundamental para determinar el resultado hidrológico esperado. Más bien lo que parece razonable es partir de una serie de datos observados, analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos procesos.

Con lo anterior queda clara la necesidad de contar con registros de varios años de las diversas componentes que intervienen en los estudios hidrológicos.

En la República Mexicana las principales fuentes de información sobre datos hidrológicos son la Comisión Nacional del Agua (CNA), Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGOH-DDF).

### **Información disponible**

Al contar el sistema del río Sinaloa con dos obras de control, aguas arriba del sitio de estudio, se deben de calcular los gastos hasta esos sitios y después transitarlos primeramente por el vaso de cada presa y posteriormente por el cauce hasta llegar al sitio de interés, determinando así su variación. Se tienen en operación en esos embalses estaciones hidrométricas que miden los escurrimientos, pero debido a que ambas presas empezaron a almacenar hace no muchos años, la Guillermo Blake en 1985 y la Gustavo Díaz Ordaz en 1981, se emplean en el presente estudio las estaciones hidrométricas Naranjo (1939-1984) y Jaina (1942-1980), deduciendo a partir de áreas drenadas los gastos máximos anuales.

Para la cuenca libre aguas abajo de la presas Guillermo Blake y Gustavo Díaz Ordaz, se aplica el modelo de lluvia escurrimiento, empleando para dicho fin los datos de lluvia máxima en 24 horas de las estaciones climatológicas Corerepe, El Nudo, Ocoroni, Jaina, La Vainilla, Huacapas y San José de Gracia, como se muestra en la figura V.2.

### V.1.-ANÁLISIS DEL SISTEMA CON BASE EN EL MODELO DE LLUVIA ESCURRIMIENTO.

El modelo se aplica a la cuenca libre aguas abajo de la presas mencionadas, el procedimiento se fundamenta en un modelo racional de precipitación-escorrimento en el cual se hacen intervenir las principales características físicas y geométricas de la cuenca en estudio, así como la lámina de precipitación de diseño, obtenida a partir de procedimientos estadísticos y probabilísticos.

#### Recopilación de Información Climatológica

Del extractor rápido de información climatológica (ERIC), que es una base de datos de variables meteorológicas, se obtuvieron los registros de precipitación, así como de las tarjetas de registro de precipitación (lluvia máxima en 24 horas) de la antigua S.R.H.

Una estación climatológica es aquella que permite medir precipitaciones, evaporaciones, temperatura, viento y humedad del aire. La precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación, la precipitación se clasifica en convectiva, orográfica, ciclónica, por choque de masas de aire y por radiación. La precipitación se mide en altura de lámina de agua, en milímetros (mm). Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En el siguiente cuadro (tabla V.1) se muestran los registros (lluvias máximas en 24 horas) de las estaciones climatológicas en el

sitio de interés, y en la figura V.2, se ilustran sus correspondientes ubicaciones en planta.

**TABLA V.1.- REGISTROS DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 HORAS  
DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS EN EL SITIO  
Estación climatológica Jaina**

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1942	119.4	1966	84.5
1943	239.4	1967	75.8
1944	56	1968	141.9
1945	140.2	1969	54
1946	61.7	1970	108
1947	89	1971	130.2
1948	122.4	1972	46
1949	110.8	1973	40.6
1950	81.8	1974	69.5
1951	77.2	1975	62.6
1952	60.8	1976	61.2
1953	71.8	1977	66.2
1954	58.1	1978	60.3
1955	78	1979	117.6
1956	82.6	180	78.4
1957	59	1981	100.5
1974	69.5	1982	248.6
1975	62.6	1983	67.6
1958	122.4	1984	78.9
1959	127.8	1985	90.5
1960	49.2	1986	119.3
1961	65.8	1987	61
1962	57.1	1988	64.5
1963	76.9	1989	87.3
1964	141.8	1990	109
1965	97.3		

*Estación climatológica Corerepe*

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1968	34.5	1977	110
1969	45	1978	95.5
1970	7	1979	93
1971	68.5	1980	78.2
1972	39.5	1981	134
1973	32	1982	167
1974	40	1983	53
1975	28	1984	65
1976	67	1985	68

*Estación climatológica El Nudo*

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1962	98.5	1974	63
1963	30.5	1975	43
1964	96	1976	64
1965	62	1977	61
1966	115	1978	73
1967	60.5	1979	97
1968	95	1980	63
1969	48	1981	161.5
1970	60	1982	208
1971	97.5	1983	87.5
1972	45	1984	108.5
1973	60	1985	48

*Estación climatológica Huacapas*

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1961	83.5	1965	72
1962	64.3	1966	101.5
1963	70.8	1967	52
1964	43.5	1968	91.5



## Estación climatológica Huacapas

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1969	62.5	1980	74
1970	53.5	1981	176.5
1971	99	1982	250
1972	88	1983	77.5
1973	54	1984	52
1974	66.5	1985	49
1975	110.5	1986	80
1976	85	1987	143
1977	52	1988	52
1978	86	1989	58
1979	85	1990	180

## Estación climatológica La Vainilla

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1957	26	1971	91.7
1958	82	1972	56.5
1959	113	1973	57.5
1960	65	1974	87
1961	84	1975	146.5
1962	91	1976	75.5
1963	82.5	1977	56.7
1964	48	1978	82.3
1965	81	1979	100.9
1966	94	1980	73.3
1967	66.8	1981	141
1968	117.5	1982	120
1969	71.6	1983	81.4
1970	101.5		

*Estación climatológica Ocoroni*

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1961	92	1976	83.5
1962	55	1977	69.5
1963	72	1978	110
1964	118	1979	135
1965	68	1980	1235
1966	86	1981	110
1967	70	1982	135
1968	85	1983	89
1969	44	1984	80
1970	66	1985	61
1971	67	1986	93
1972	54	1987	72
1973	75	1988	33.5
1974	90.5	1989	44.5
1975	87	1990	57

*Estación climatológica San José de Gracia*

Año	Hp máx.24 horas	Año	Hp máx.24 horas
1961	32.5	1974	84
1962	102	1975	60
1963	64	1976	86
1964	48	1977	65
1965	56	1978	80
1966	80	1979	135
1967	77	1980	140
1968	107	1981	40
1969	57	1982	80
1970	INCOMPLETO	1983	80
1971	120	1984	40
1972	80	1985	58
1973	67	1986	INCOMPLETO

*Estación climatológica San José de Gracia*

Año	Hp máx. 24 horas	Año	Hp máx. 24 horas
1987	80	1989	90
1988	130	1990	137

**Fisiografía de la cuenca hidrológica**

El ciclo hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología y la "cuenca hidrológica" es su unidad básica de estudio. Con lo anterior se entiende que uno de los primeros pasos en un estudio hidrológico es la obtención de las características fisiográficas de la cuenca en estudio.

La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Esta limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a la cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación. El parteaguas o también llamado divisoria esta formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida. A continuación se mencionan algunos puntos importantes considerados para el trazo del parteaguas:

- La divisoria o parteaguas corta ortogonalmente a las curvas de nivel y pasa por los puntos de mayor nivel topográfico.
- Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por la parte convexa.
- Cuando la altitud de la divisoria va decreciendo, corta a las curvas de nivel por su parte cóncava.

- Como comprobación, la divisoria nunca corta a un arroyo o río, excepto en el punto de interés de la cuenca (salida).

El escurrimiento de agua de una cuenca depende de diversos factores siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la misma. Algunas de esas características son: área de la cuenca, tipo de suelo y cobertura vegetal (que condicionan el volumen de escurrimiento); topografía, pendiente de la cuenca y cauce principal, elevación y red de drenaje, longitud del cauce principal, etc. (que condicionan la velocidad de respuesta).

#### Área de la cuenca

El área drenada de una cuenca es aquella en su proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Por lo general esta área, expresada en  $\text{km}^2$  (las áreas pequeñas a veces en hectáreas), se determina por lo general con un planímetro. Para atacar el problema en cuestión, se delimitaron las cuencas en los puntos donde convenía conocer su correspondiente área, como en las dos presas y estaciones hidrométricas, además para aplicar el modelo de lluvia-escurrimiento se hizo necesario el trazo del parteaguas en la parte inferior a los embalses, resultando las suncuencas que se se ilustran en la figura V.2.



De la figura anterior, las áreas de las cuencas total, de puntos de interés, correspondientes a las presas Guillermo Blake (Sabinal) y Gustavo Díaz Ordaz (Bacurato), así como de las estaciones hidrométricas ubicadas aguas abajo de ellas son:

**Tabla V.2. - AREAS DE LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS**

Referencia	Area (Km <sup>2</sup> )	Referencia	Area (Km <sup>2</sup> )
Cuenca total	12144	Est. Jaina	8179
Presa Sabinal	1340	Est. Naranjo	2064
Presa Bacurato	7365	Cuenca inferior	3439

#### **Perfil del cauce principal**

El perfil de un cauce se puede representar llevando en una gráfica los valores de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas. En la figura V.3 se muestran el perfil del río Sinaloa, así como de sus corrientes tributarias más importantes, arroyo Ocoroni y Cabrera:

#### **Pendiente del cauce principal**

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo. Así

$$S = H/L$$

donde

H desnivel entre los extremos del tramo de cauce, en m

L longitud del tramo de cauce, en m

S pendiente del tramo de cauce

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar. Una manera

más real de valuar la pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce.

Otra forma de valuar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real, es usando la ecuación que proponen Taylor y Schwartz, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río. Si se subdivide el río en estudio en  $m$  tramos iguales de longitud  $\Delta x$ , se obtiene para cada tramo su pendiente respectiva. La ecuación que Taylor-Schwartz proponen es:

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

donde

$m$ : número de tramos, de igual longitud

$S_m$ : pendiente del tramo

Analogamente, en el caso de que las longitudes de los tramos no sean iguales, como en el caso de este estudio, se tiene:

$$S = \left[ \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

donde

$L$ : longitud total del cauce analizado

$l_m$ : longitud del tramo y

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo del río por analizar. En la tabla V.4, se muestra el cálculo de las pendientes de los principales corrientes del sistema, empleando para ello, el método de Taylor-Schwartz.



**Tabla V.3.- Perfiles de las principales corrientes del sistema del río Sinaloa**

<b>Río Sinaloa</b>			
n	Observaciones	Cadenamiento	
		Km	m
1	Estación Guasave	0.000	12
2	Río Ocoroni	3.600	18
3		18.050	20
4		28.500	30
5		35.700	40
6		45.600	50
7		49.700	60
8		64.900	80
9		68.450	90
10	Estación H. Jaina	80.800	120
11	Presa G. Díaz Ordaz	125.100	136
12		148.600	200
13		188.850	300
14	Est. H. Toahayana	195.550	326
15		220.150	400
16		251.650	500
17	Est. H. Tecusiapa	256.900	598
18		287.750	600
19		306.650	700
20		322.150	800
21		335.050	900
22		339.950	1000
23		344.450	1100
24		346.050	1200
25		347.050	1300
26		348.750	1400
27		353.200	1500
28		354.900	1600
29		355.600	1700
30		356.600	1800
31		360.100	1900
32		361.100	2000
33		362.050	2100
34		363.250	2200
35		363.890	2300
36		364.290	2400

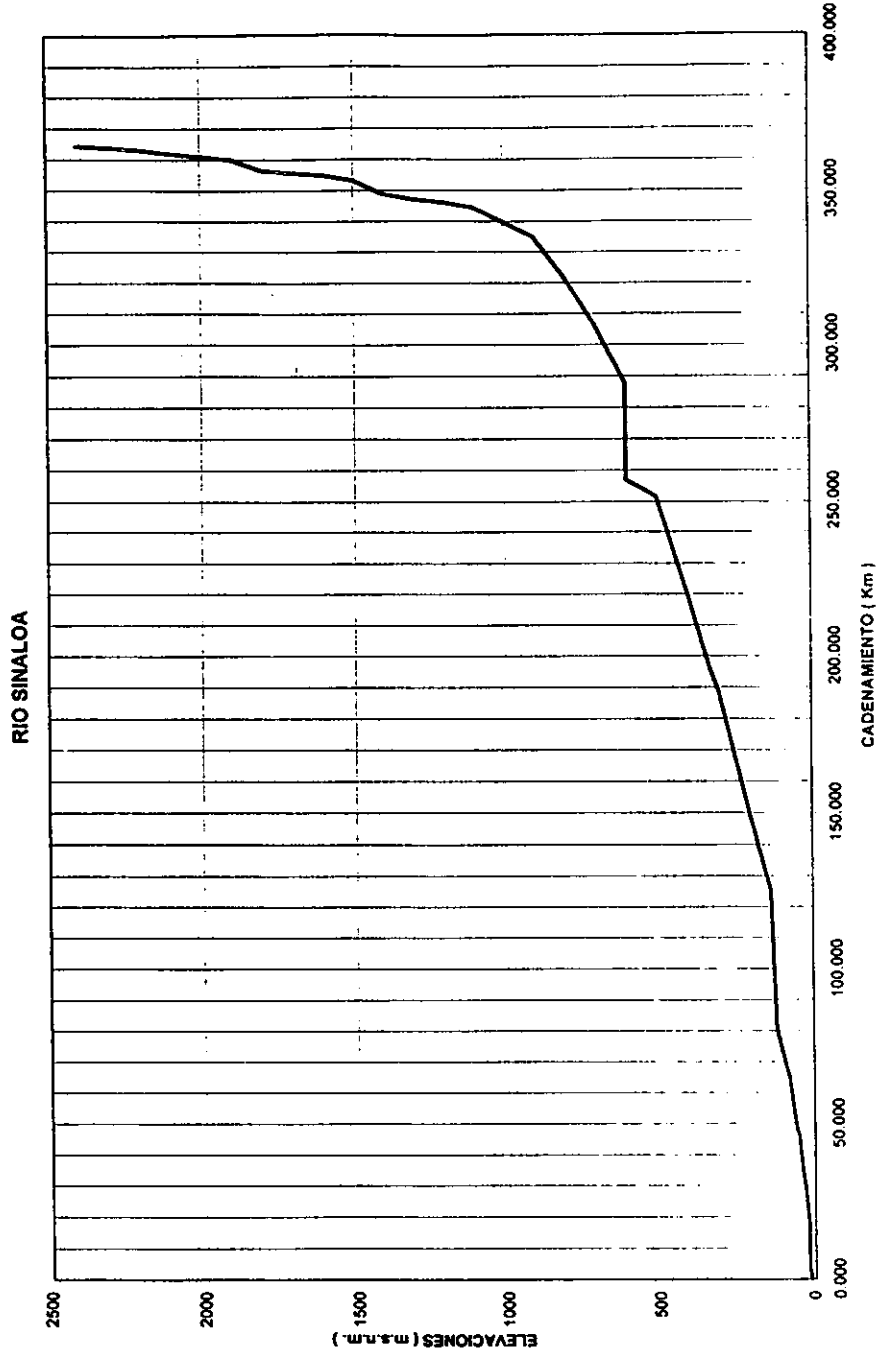
*Arroyo Ocoroni*

n	Observaciones	Cadenamiento		Elevación
		Km	m	
1		0.000	18	
2		9.300	20	
3	A. Cabrera	11.200	21	
4	Est. H. Naranjo	31.650	38	
5		45.750	50	
6		63.950	100	
7	Presa Sabinal	67.950	150	
8		84.750	200	
9		98.800	300	
10		102.600	400	
11		108.600	500	
12		113.600	600	
13		117.500	700	
14		120.700	800	
15		122.900	900	
16		123.850	940	

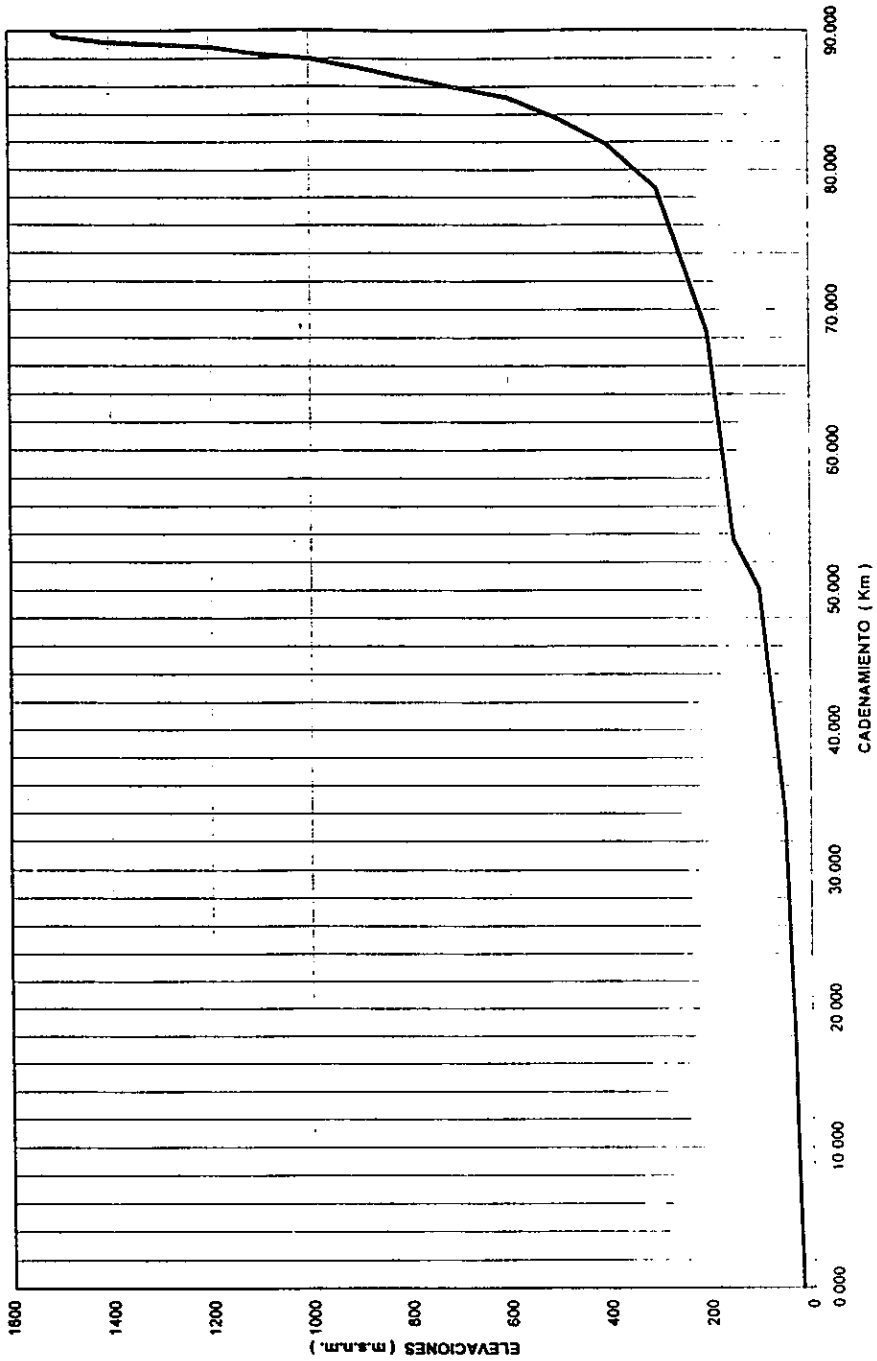
*Arroyo Cabrera*

n	Observaciones	Cadenamiento		Elevación
		Km	m	
1		0.000	21	
2		12.650	30	
3	Est. H. Zopilote	16.150	31	
4		33.950	50	
5		50.150	100	
6		53.550	150	
7		68.350	200	
8		78.650	300	
9		81.850	400	
10		83.750	500	
11		85.250	600	
12		85.950	700	
13		86.650	800	
14		87.350	900	
15		88.000	1000	
16		88.300	1100	
17		88.850	1200	
18		89.050	1300	
19		89.200	1400	
20		89.600	1500	
21		89.800	1510	

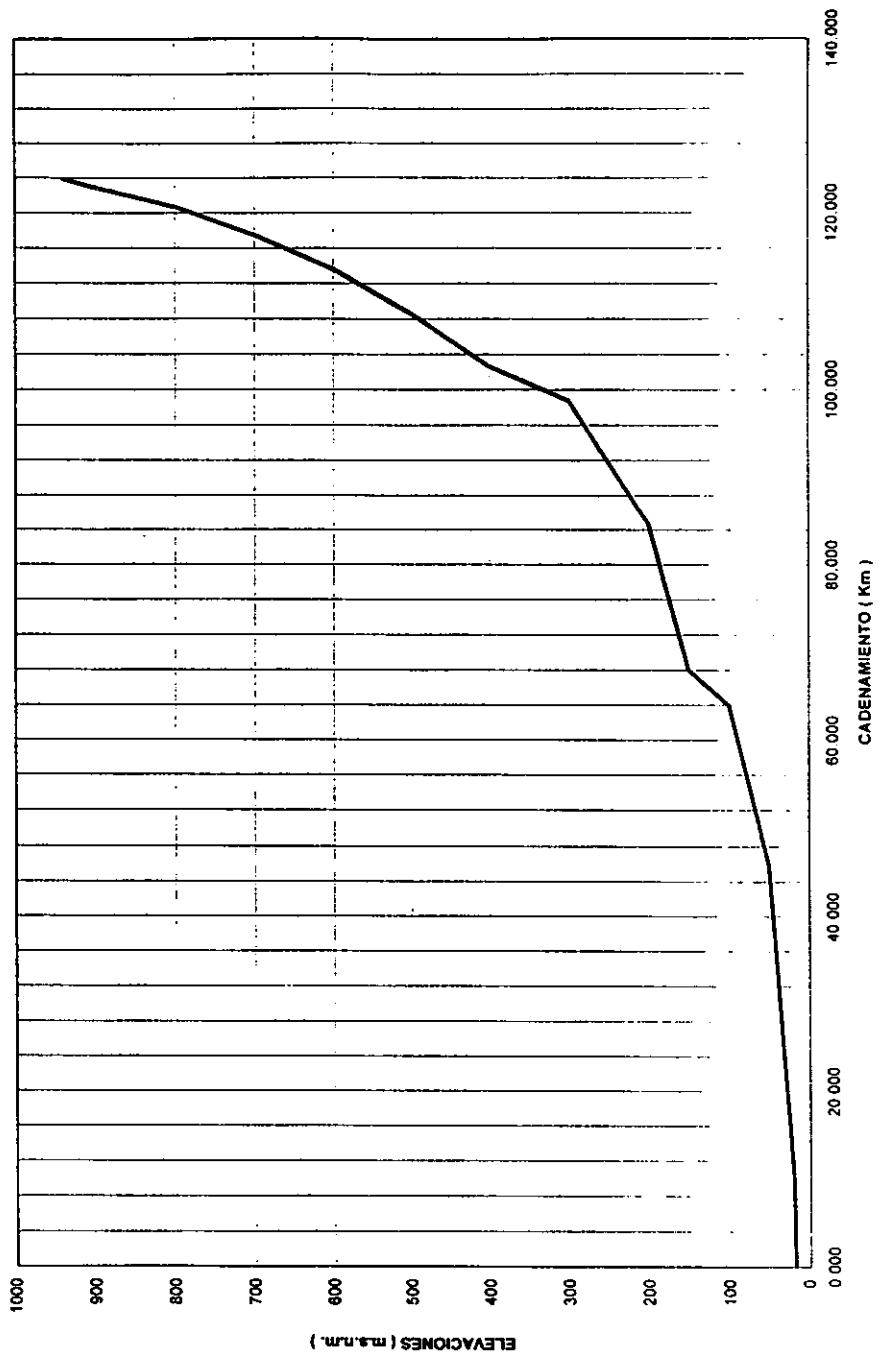
FIGURA V.4.- PERFILES DE LAS PRINCIPALES CORRIENTES DEL SISTEMA DEL RIO SINALOA



# ARROYO CABRERA



# ARROYO OCORONI



V.4.- Cálculo de las pendientes

Río Sinaloa

n	Cadenamiento	Elevación	Desnivel	$l_m$	$S_{parcial}$	$l_m/S_{parcial}^{1/2}$
	Km	m	m	m		
1	0.000	12				
2	3.600	18	6	3600	0.001667	88181.631
3	18.050	20	2	14450	0.000138	1228250.000
4	28.500	30	10	10450	0.000957	337811.504
5	35.700	40	10	7200	0.001389	193196.273
6	45.600	50	10	9900	0.001010	311496.228
7	49.700	60	10	4100	0.002439	83018.673
8	64.900	80	20	15200	0.001316	419035.082
9	68.450	90	10	3550	0.002817	66887.125
10	80.800	120	30	12350	0.002429	250576.194
11	125.100	136	16	44300	0.000361	2331017.844
12	148.600	200	64	23500	0.002723	450310.223
13	188.850	300	100	40250	0.002484	807511.707
14	195.550	326	26	6700	0.003881	107553.743
15	220.150	400	74	24600	0.003008	448525.151
16	251.650	500	100	31500	0.003175	559069.540
17	256.900	598	98	5250	0.018667	38426.065
18	287.750	600	2	30850	0.000065	3831490.514
19	306.650	700	100	18900	0.005291	259832.042
20	322.150	800	100	15500	0.006452	192973.444
21	335.050	900	100	12900	0.007752	146515.835
22	339.950	1000	100	4900	0.020408	34300.000
23	344.450	1100	100	4500	0.022222	30186.918
24	346.050	1200	100	1600	0.062500	6400.000
25	347.050	1300	100	1000	0.100000	3162.278
26	348.750	1400	100	1700	0.058824	7009.280
27	353.200	1500	100	4450	0.022472	29685.203
28	354.900	1600	100	1700	0.058824	7009.280
29	355.600	1700	100	700	0.142857	1852.026
30	356.600	1800	100	1000	0.100000	3162.278
31	360.100	1900	100	3500	0.028571	20706.279
32	361.100	2000	100	1000	0.100000	3162.278
33	362.050	2100	100	950	0.105263	2928.097
34	363.250	2200	100	1200	0.083333	4156.922
35	363.890	2300	100	640	0.156250	1619.086
36	364.290	2400	100	400	0.250000	800.000

$\Sigma$  12307818.740

$S_{media} = 0.000876057$

V.4.- Cálculo de las pendientes

Arroyo Ocoroni

n	Cadenamiento	Elevación	Desnivel	l <sub>m</sub>	S <sub>perccal</sub>	L <sub>uf</sub> <sup>1/2</sup> <sub>Special</sub>
1	0.000	18				
2	9.300	20	2	9300	0.000215	634175.449
3	11.200	21	1	1900	0.000526	82819.080
4	31.650	38	17	20450	0.000831	709276.397
5	45.750	50	12	14100	0.000851	483323.649
6	83.950	100	50	18200	0.002747	347233.869
7	67.950	150	50	4000	0.012500	357777.088
8	64.750	200	50	16800	0.002976	307949.087
9	98.800	300	100	14050	0.007117	166538.438
10	102.600	400	100	3800	0.028316	23424.773
11	106.600	500	100	6000	0.016667	46475.800
12	113.600	600	100	5000	0.020000	35355.339
13	117.500	700	100	3900	0.025641	24355.482
14	120.700	800	100	3200	0.031250	18101.934
15	122.900	900	100	2200	0.045455	10318.915
16	123.850	940	40	950	0.042105	4629.727

Σ: 2929755.037  
S<sub>media</sub> = 0.00178702

Arroyo Cabrera

n	Cadenamiento	Elevación	Desnivel	l <sub>m</sub>	S <sub>perccal</sub>	L <sub>uf</sub> <sup>1/2</sup> <sub>Special</sub>
1	0.000	21				
2	12.650	30	9	12650	0.000711	474257.856
3	16.150	31	1	3500	0.000286	207062.792
4	33.950	50	19	17800	0.001067	544820.202
5	50.150	100	50	16200	0.003086	291600.000
6	53.550	150	50	3400	0.014706	28037.118
7	68.350	200	50	14800	0.003378	254628.828
8	78.650	300	100	10300	0.009709	104533.583
9	81.850	400	100	3200	0.031250	18101.934
10	83.750	500	100	1900	0.052632	8281.908
11	85.250	600	100	1500	0.066667	5809.475
12	85.950	700	100	700	0.142857	1852.026
13	86.650	800	100	700	0.142857	1852.026
14	87.350	900	100	700	0.142857	1852.026
15	88.000	1000	100	650	0.153846	1657.181
16	88.300	1100	100	300	0.333333	519.615
17	88.850	1200	100	550	0.181818	1289.864
18	89.050	1300	100	200	0.500000	282.843
19	89.200	1400	100	150	0.666667	183.712
20	89.600	1500	100	400	0.250000	800.000
21	89.800	1510	10	200	0.050000	894.427

Σ: 1948317.417  
S<sub>media</sub> = 0.002124385

#### V.4.- Cálculo de las pendientes

##### Río Sinaloa

##### Del sitio de proyecto hasta la presa Gustavo Díaz Ordaz

n	Cadenamiento	Elevación	Desnivel	$l_m$	$S_{parcial}$	$l_m/S_{parcial}^{1/2}$
	Km	m	m	m		
1	0.000	12				
2	3.600	18	6	3600	0.001667	88181.631
3	18.050	20	2	14450	0.000138	1228250.000
4	28.500	30	10	10450	0.000957	337811.504
5	35.700	40	10	7200	0.001389	193196.273
6	45.600	50	10	9900	0.001010	311496.228
7	49.700	60	10	4100	0.002439	83018.673
8	64.900	80	20	15200	0.001316	419035.082
9	68.450	90	10	3550	0.002817	66887.125
10	80.800	120	30	12350	0.002429	250576.194
11	125.100	136	16	44300	0.000361	2331017.844
					$\Sigma$	5309470.554
					$S_{media} =$	0.000555152

##### Arroyo Ocoroni

##### De la Est. Hidrométrica Naranjo hasta la presa Guillermo Blake

n	Cadenamiento	Elevación	Desnivel	$l_m$	$S_{parcial}$	$l_m/S_{parcial}^{1/2}$
	Km	m	m	m		
4	31.650	38				
5	45.750	50	12	14100	0.000851	483323.649
6	63.950	100	50	18200	0.002747	347233.869
7	67.950	150	50	4000	0.012500	35777.088
					$\Sigma$	866334.606
					$S_{media} =$	0.001755666



**Número de escurrimiento "N"**

Para determinar este parámetro se obtienen las áreas de cada tipo de suelo de la cuenca en estudio. Apoyándose en las cartas disponibles de uso de suelo y vegetación de la cuenca, se utiliza el cuadro V.5 Para seleccionar el tipo de suelo es necesario apoyarse en las cartas edafológicas y la textura como se muestra en los tipos hidrológicos siguientes:

**Tipo A.-** Suelos de gravas y de arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas. Estos generan el menor escurrimiento.

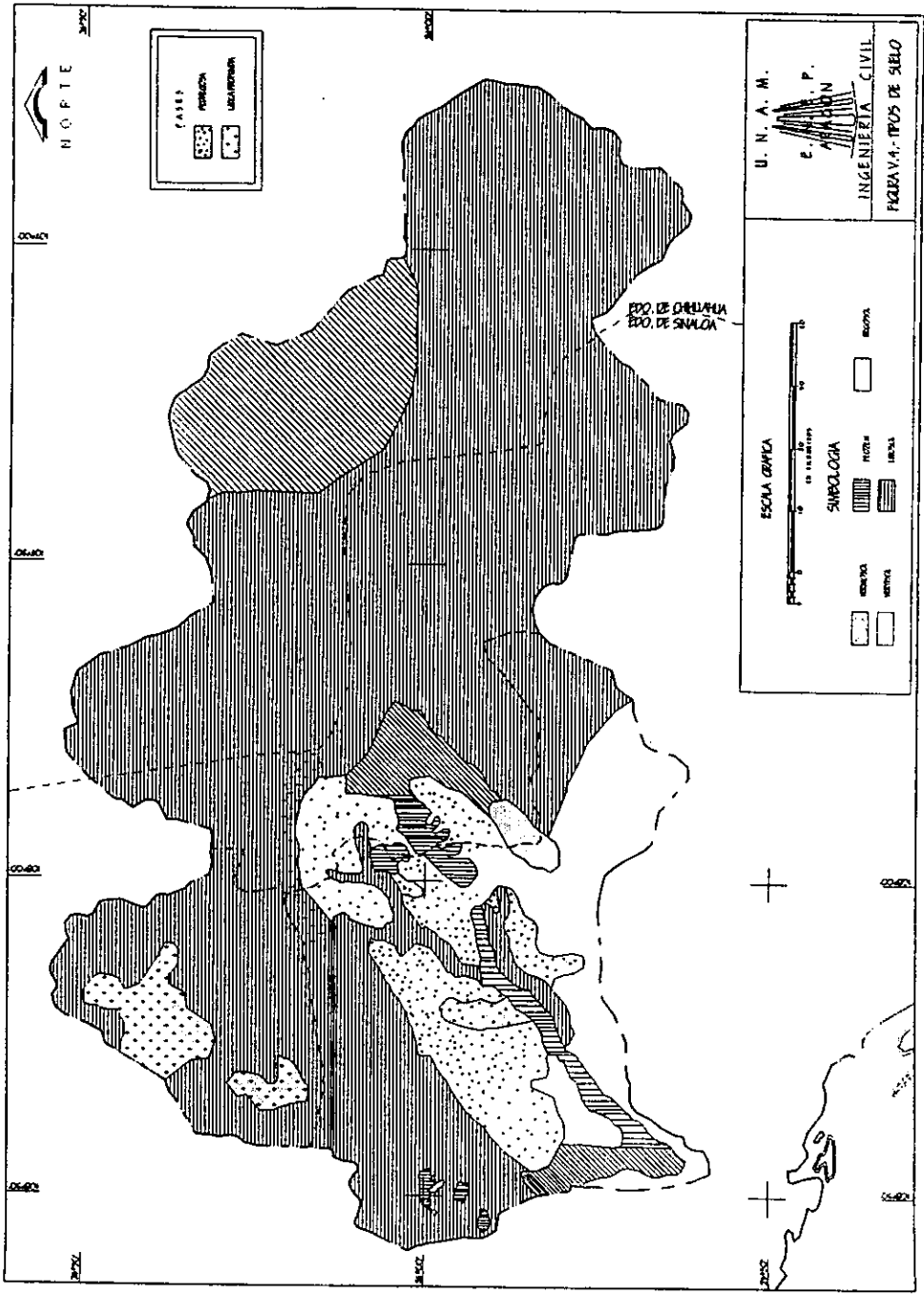
**Tipo B.-** Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.

**Tipo C.-** Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla, Generan escurrimiento superior al medio.

**Tipo D.-** Suelos arcillosos de alta plasticidad, con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Generan el mayor escurrimiento.

Conocidas las características del suelo según las figuras V.4 y V.5 para tipo y uso de suelo, respectivamente y de acuerdo con la clasificación anterior o bien con ayuda de las claves de las unidades de suelos (tabla V.6), con la tabla V.5 se podrá conocer el valor de N.

Se calculan así, los promedios pesados para cada tipo y uso de suelo de la cuenca, para estimar de esta forma su N ponderado, cuyo cálculo para la subcuenca ubicada aguas abajo de las presas, se muestra en la tabla V.7.



NOITE

CASAS  
PANTANOS  
LAGUNAS

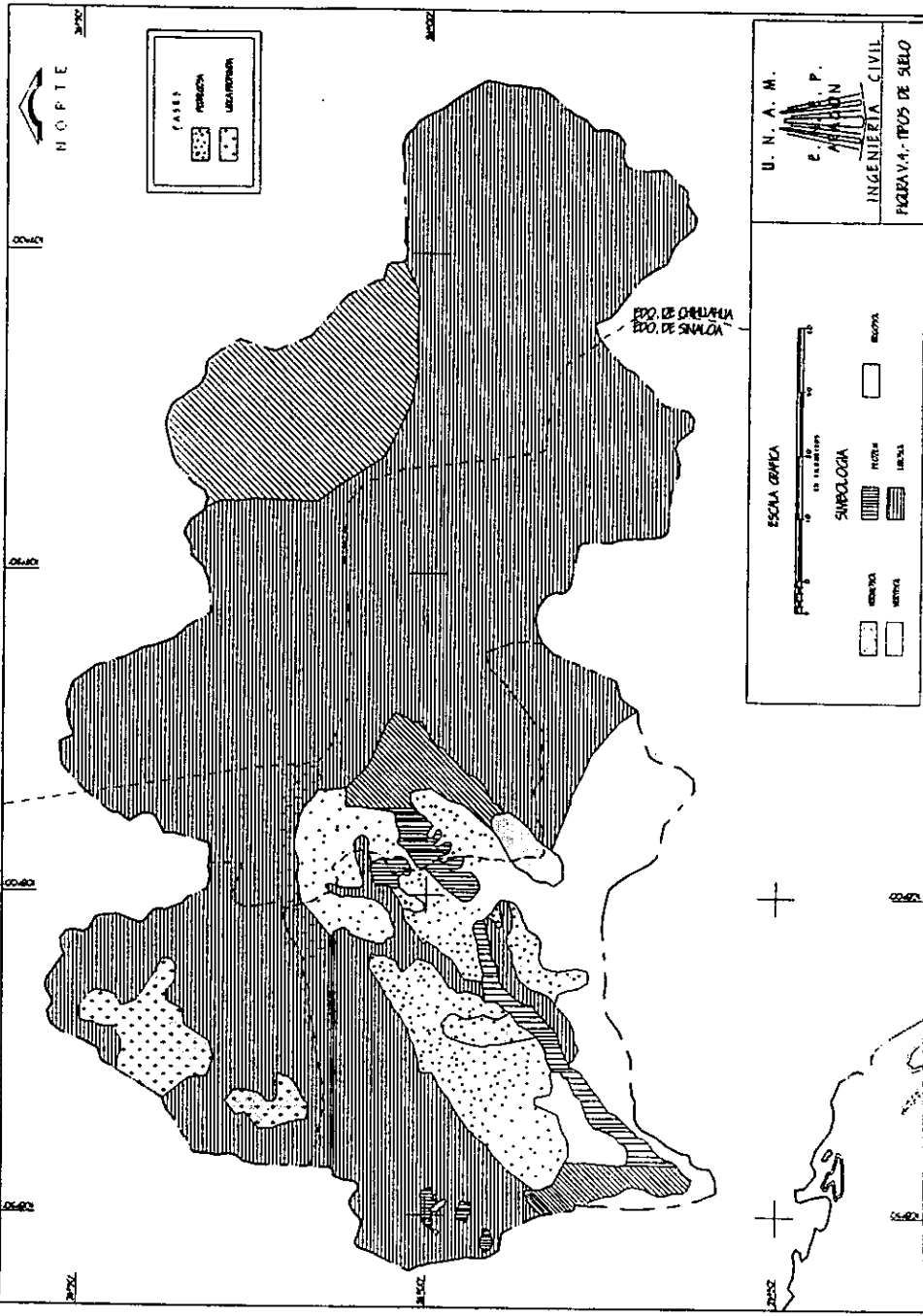
U. N. A. M.  
P.  
INGENIERIA CIVIL  
FACULTAD DE INGENIERIA

ESCALA GRÁFICA  
1:10000

SANTOLOGÍA  
RÍOS  
LAGUNAS

CAMINOS  
SERVICIOS

EZO DE ORILLERA  
EZO DE SINALOA





**Tabla V.5.- Selección del número escurrimiento N, para condiciones de humedad previa media**

Uso de tierra	Condición de la cobertura vegetal de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surco en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al voleo	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surco en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
	Curva de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

**Tabla V.6.- Claves de las unidades de suelos**

Las unidades de suelos, están referidas a los horizontes y características diagnósticas enfocadas al aspecto de permeabilidad y no a su uso actual, o potencial.

Clave	Unidad	Tipo
Ao	Acrisoles órticos	C
Af	Acrisoles férricos	D
Ah	Acrisoles húmicos	C
Ap	Acrisoles plínticos	C
Ag	Acrisoles gléicos	D
To	Andasoles ócricos	A-B
Tm	Andasoles mólicos	A-B
Th	Andasoles húmicos	A-B
Tr	Andasoles vítricos	A-B
Qf	Arenosoles ferrálicos	A-B
Ql	Arenosoles lúvicos	A-B
Qc	Arenosoles cámbicos	B
Qa	Arenosoles álbicos	A-B
Bd	Cambisoles dístricos	D
Be	Cambisoles eútricos	C
Bh	Cambisoles húmicos	C
Bg	Cambisoles gléicos	D
Bx	Cambisoles gélicos	D
Bk	Cambisoles cálcicos	C
Bc	Cambisoles crómicos	C
Bv	Cambisoles vétricos	D
Bf	Cambisoles ferrálicos	C
Kh	Kastanozems háplicos	C-D
Kk	Kastanozems cálcicos	C-D
Kl	Kastanozems lúvicos	C-D
Cl	Cheremozen lúvico	C
Ck	Cheremozen cálcico	B
Ch	Cheremozen háplico	B
Hh	Phaeozems háplicos	C
Hc	Phaeozems calcáreos	C
Hi	Phaeozems lúvicos	C
Hg	Phaeozems gléicos	D
Fo	Ferrasoles órticos	D
Fx	Ferrasoles xáuticos	D
Fr	Ferrasoles ródicos	D
Fh	Ferrasoles húmicos	D
Fa	Ferrasoles acricos	D
Fp	Ferrasoles plínticos	D
Je	Fluvisoles eútricos	B
Jc	Fluvisoles calcáreos	B
Jd	Fluvisoles dístricos	B
Jt	Fluvisoles tíonicos	B
Jg	Fluvisoles gléyicos	C
Ge	Gleysoles eútricos	D
Gc	Gleysoles calcáreos	D
Gd	Gleysoles dístricos	D
Gm	Gleysoles mólicos	D
Gh	Gleysoles húmicos	D
Gp	Gleysoles plínticos	D

Clave	Unidad	Tipo
Oe	Histosoles eútricos	D
Od	Histosoles dístricos	D
Ox	Histosoles gélicos	D
I	Litosoles	D
Lo	Luvisoles órticos	C-D
Lc	Luvisoles crómicos	C-D
Lk	Luvisoles cálcicos	C-D
Lv	Luvisoles vétricos	C-D
Lf	Luvisoles férricos	C-D
La	Luvisoles álbicos	C-D
Lp	Luvisoles plínticos	C-D
Lg	Luvisoles gélicos	C-D
Ne	Nitosoles eútricos	C
Nd	Nitosoles dístricos	C
Nh	Nitosoles húmicos	C
Po	Podzoles órticos	A-B
Ph	Podzoles húmicos	A-B
Pp	Podzoles plácicos	A-B
Pg	Podzoles gléicos	A-B
We	Planosoles eútricos	D
Wd	Planosoles dístricos	D
Wm	Planosoles mólicos	D
Wh	Planosoles húmicos	D
Ws	Planosoles solódicos	D
Wx	Planosoles gélicos	D
Dg	Podzoluisol gléicos	B
Dd	Podzoluisol dístrico	B
De	Podzoluisol eútrico	B
LL	Ranker	C
Re	Regosoles eútricos	B
Rc	Regosoles calcáreos	B
Rd	Regosoles dístricos	B
Rx	Regosoles gélicos	D
E	Rendzinas	C
Zo	Solochaks órticos	D
Zm	Solochaks mólicos	D
Zt	Solochaks taquíricos	D
Zg	Solochaks gléicos	D
So	Solonetz órticos	D
Sm	Solonetz mólicos	D
Sg	Solonetz gléicos	D
Sa	Solonetz álbico	D
Vp	Vertisoles pélicos	C-D
Vc	Vertisoles crómicos	C-D
Xh	Xerosoles háplicos	B-C
Xk	Xerosoles cálcicos	B-C
Xo	Xerosoles gípsicos	B-C
Xl	Xerosoles lúvicos	D
Yh	Yermosoles háplicos	C
Yk	Yermosoles cálcicos	C
Yg	Yermosoles gípsicos	C
Yl	Yermosoles lúvicos	D
Yt	Yermosoles taquíricos	D

**Tabla V.7.- Cálculo del número de escurrimiento *N* para la cuenca de la parte inferior a las presas**

Tipo de Suelo	% Area	Tipo
Yermosol	4	C
Vertisol	21.7	C
Feozem	6.8	B
Litosol	35.6	D
Regosol	2.2	B
<i>Fase lítica profunda</i>		
Litosol	1.2	C
<i>Fase pedregosa</i>		
Vertisol	26.1	C
Regosol	2.4	C

Uso de Suelo	%	Tipo	N parcial	N parcial* %
Bosque de coníferas y enc.	2.1	D	76	1.596
Bosque mesófilo	0.2	D	69	0.138
Agricultura de riego	10.6	C	73	7.738
	2.1	B	60	1.26
Agricultura de temporal	12.4	D	85	10.54
	11.5	C	82	9.43
Selva seca	11.1	C	79	8.769
	9.3	B	69	6.417
Selva húmeda	9.8	D	84	8.232
	24.7	C	78	19.266
	4.5	B	68	3.06
Veg. seca arbustiva	0.1	C	86	0.086
Veg. seca arbórea	0.9	D	84	0.756
	0.7	C	78	0.546

**N = 77.834**

### Periodo de retorno

El grado óptimo de la seguridad de una estructura depende, por un lado, de su costo y, por otro, del costo de las pérdidas asociadas con una falla. La magnitud de un riesgo aceptable, depende del balance entre el costo de la obra y el de los daños que se producirían al verificarse una falla, y para poder determinar cuál es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de una obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona de estudio. El número de años en que, en promedio, se presenta un evento dado, que pueda ser igualado o excedido, se llama periodo de retorno, que es el intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia y se acostumbra denotarlo con  $T_r$ . Probabilísticamente, si un evento dado ocurre una vez en  $T_r$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$  es igual a  $1$  en  $T_r$  casos, o sea que:

$$T_r = 1/P$$

Analogamente, la probabilidad  $P'$  de no ocurrencia es igual a  $T_r$  casos menos  $1$  entre  $T_r$  casos, o bien  $1$  menos la probabilidad de ocurrencia  $P$ .

En una muestra determinada de datos, a cada miembro de la serie ordenada por magnitudes, se asigna un periodo de retorno el cual se basa en el número de orden " $m$ " y el número " $n$ " de años ordenados. Se han propuesto varias formulas para valuar el periodo de retorno, pero la siguiente es la que tiene menos objeciones:

$$T_r = (n+1)/m$$

La Comisión Nacional del Agua, por medio de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos y la Subgerencia de hidrología Operativa ha determinado la tabla V.8 de periodos de retorno que se asignan en términos del tipo de obra y riesgo de la misma.

**TABLA V.8.- PERIODOS DE RETORNO PARA LA DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO DE DISEÑO EN DIVERSOS TIPOS DE OBRAS HIDRAULICAS.**

	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (EN AÑOS)
<b>1</b>	<b>DRENAJE PLUVIAL</b>	
1.1	Lateral libre en calles de poblados donde se tolera encharcamiento de corta duración.	2
1.2	Lateral libre en calles de poblados donde no se tolera encharcamiento temporal.	2
1.3	Zonas agricolas.	5
1.4	Zonas urbanas:	
	a) Poblados pequeños con menos de 100,000 habitantes.	2-5
	b) Poblados medianos entre 100,000 y 1 000,000 de habitantes.	5-10
	c) Poblados grandes con mas de 1 000,000 de habitantes.	10-25
1.5	Aeropuertos, estaciones de Ferrocarril y Autobuses.	10
1.6	Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras.	5
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURAS DE CRUCE</b>	
2.1	Puentes carreteros en:	
	a) Caminos locales que comunican poblados pequeños.	25-50
	b) Caminos regionales que comunican poblados medianos.	50-100
	c) Carreteras que comunican poblados grandes (ciudades)	500-1000
2.2	Puentes ferrocarrileros en:	
	a) Vías locales aisladas (desvíos).	50-100
	b) Vías secundarias regionales.	100-500
	c) Vías primarias del país.	500-1000
2.3	Puentes canales o tuberías en conducción de agua:	
	a) Para riego área menor de 1,000 Has.	10-25
	b) Para riego área de 1,000 a 10,000 Has	25-50
	c) Para riego área mayor de 10,000 Has.	50-100
	d) Abastecimiento industrial.	50-100
	e) Abastecimiento de agua potable.	100-500
2.4	Puentes par tuberías de petróleo y gas:	
	a) Abastecimiento secundario local.	25-50
	b) Abastecimiento regional.	50-100
	c) Abastecimiento primario.	100-500



TABLA V. 8

	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (EN AÑOS)
3	<b>ALCANTARILLAS PARA PASO DE PEQUEÑAS CORRIENTES.</b>	
	a) En caminos locales que comunican poblados pequeños.	10-25
	b) En caminos regionales que comunican poblados medianos.	25-50
	c) En caminos primarios que comunican poblados grandes (ciudades).	50-100
4	<b>DELIMITACION DE ZONAS FEDERALES.</b>	
4.1	Corrientes libres en: a) Zonas semiáridas a húmedas. b) Zonas áridas con régimen de escurrimiento errático. c) Zonas de desbordamiento.	5  10 ó mayor Con base en la capacidad del cauce natural cavado
4.2	Corrientes con obras de control: Además del tramo libre debe tenerse en cuenta el gasto regulado.	5 ó 10 en ambos, o el regulado de diseño de la obra si es superior.
5	<b>DELIMITACION DE ZONAS DE PROTECCION EN OBRAS HIDRAULICAS.</b>	A juicio de la C.N.A.
6	<b>ENCAUZAMIENTO DE CORRIENTES.</b>	
6.1	Corrientes libres en zona: a) Agrícola de pequeña extensión, menor a 1,000 Has. b) Agrícola de extensión mediana, de 1,000 a 10,000 Has. c) Agrícola de extensión grande, de 10,000 Has en adelante. d) Para protección a poblaciones pequeñas e) Idem. a poblaciones medianas. f) Idem. a poblaciones grandes.	10-25  25-50  50-100 50-100 100-500

TABLA V.8

	TIPO DE OBRA HIDRAULICA	Tr (EN AÑOS)
6.2	Corrientes controladas: a) Existe un tramo libre.  b) No existe un tramo libre.	Tramo libre idem.a (6.1) mas gasto re gulado para ese período de retorno o gasto de di- seño del con trol si es superior. Igual a gas- to de diseño del control.
7	<b>PRESAS DERIVADORAS</b>	
	a) Zona de riego pequeña. (menor de 1,000 Has.) b) Zona de riego mediana. (1,000 a 10,000 Has.) c) Zona de riego grande. (mas de 10,000 Has.)	50-100 100-500 500-1000
8	<b>OBRAS DE DESVIO TEMPORAL</b>	
8.1	Presas pequeñas.	10-25
8.2	Presas medianas.	25-50
8.3	Presas grandes.	50-100
8.4	Cauce de alivio en corriente.	25-50(o ma- yor, segun importancia)
9	<b>PRESAS DE ALMACENAMIENTO.</b>	
9.1	De Jales (lodo del procesamiento de minerales en minas).	500-1000
9.2	Azolve del acarreo del suelo en cuenca	500-1000
9.3	De agua para abastecimiento a pobla - ciones, riego, energía, ...	Se presentan en el siguiente cuadro:

TABLA V.8

CATEGORIA	ALMACENAMIENTO	ALTURA m	PERDIDA DE VIDAS	DAÑOS MATERIA LES	CRECIENTES DE DISEÑO
PEQUEÑA	Menor de 1.5 Mm <sup>3</sup>	Menor de 1.5	Ninguna  Moderada  Conside- rable.	Menor que costo de la presa  Del orden del costo de la presa. Mayor que el costo de la presa.	Basada en estudios de probabilidad Tr= 500años. Basada en estudios de probabilidad Tr=1000años. Basada en estudios de probabilidad Tr=10000 años.
MEDIANA	Entre 1.5 y 60 Mm <sup>3</sup>	Entre 12-30	Ninguna  Moderada  Conside- rable	Dentro de la capaci- dad finan- ciera.  Ligeramen- te mayor que capaci- dad fi- nanciera.  Mayor que capacidad financie- ra.	Estudio de probabilidad Tr= 1000- 10000 años.  Estudio de probabilidad Tr=10000 años  Tormentas severas maximisa- das. Trans- posición de tormentas Tr>=10000 años.
MAYOR NO SE TOLE- RA FA LLA.	Mayor de 60 Mm <sup>3</sup>	Mayor de 18	Conside- rable	Excesivos o como norma política estableci- da.	Máxima posible basada en análisis hidrometeoro- lógicos. Aná- lisis maximi- zación de tormentas lo- cales y transposi- ción de tormentas con Tr >= 10000 años

### Ordenamiento de datos

Para ajustar los datos de las lluvias máximas en 24 horas, es necesario llevar un orden, por lo que se facilita el cálculo si se acomodan los registros (Tabla V.1) por orden de magnitud, para posteriormente determinar el período de retorno que le corresponde a cada uno, así como también su probabilidad de excedencia y no excedencia, con las expresiones ya mencionadas anteriormente; también es importante conocer la media y la desviación estándar del grupo de datos, pues todos estos parámetros pueden indicar en cierta forma la tendencia que puede seguir cada valor y además serán punto de partida en los subsecuentes análisis probabilísticos que se realicen. En la tabla V.9, se muestra el ordenamiento descrito anteriormente de los registros de precipitación máxima en 24 horas de la estación Jaina.

Las expresiones con las que se calcula la media y desviación estándar son:

#### Media

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

#### Desviación estándar

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Tabla V.9.- Ordenamiento de los datos de precipitación máxima en 24 horas, Est. Jaina

AÑOS	LLUVIAS POR ORDEN CRONOLÓGICO	LLUVIAS POR ORDEN DE MAGNITUD	No. DE ORDEN "m"	PERIODO DE RETORNO $Tr=(n+1)/m$	PROBABILIDAD DE QUE SEA IGUALADO O EXCEDIDO	PROBABILIDAD DE QUE NO SEA IGUALADO O EXCEDIDO
					$P = 1/Tr$	$P=(1-P)$

	mm	mm	Núm.	Años	Adimensional	Adimensional
1	2	3	4	5	6	7
1942	119.40	248.60	1	50.00	0.020	0.980
1943	239.40	239.40	2	25.00	0.040	0.960
1944	56.00	141.90	3	16.67	0.060	0.940
1945	140.20	141.80	4	12.50	0.080	0.920
1946	61.20	140.20	5	10.00	0.100	0.900
1947	89.00	130.20	6	8.33	0.120	0.880
1948	122.40	127.80	7	7.14	0.140	0.860
1949	110.80	122.40	8	6.25	0.160	0.840
1950	81.80	122.40	9	5.56	0.180	0.820
1951	77.20	119.40	10	5.00	0.200	0.800
1952	60.80	119.30	11	4.55	0.220	0.780
1953	71.80	117.60	12	4.17	0.240	0.760
1954	58.10	110.80	13	3.85	0.260	0.740
1955	78.00	109.00	14	3.57	0.280	0.720
1956	82.60	108.00	15	3.33	0.300	0.700
1957	59.00	100.50	16	3.13	0.320	0.680
1958	122.40	97.30	17	2.94	0.340	0.660
1959	127.80	90.50	18	2.78	0.360	0.640
1960	49.20	89.00	19	2.63	0.380	0.620
1961	65.80	87.30	20	2.50	0.400	0.600
1962	57.10	84.50	21	2.38	0.420	0.580
1963	76.90	82.60	22	2.27	0.440	0.560
1964	141.80	81.80	23	2.17	0.460	0.540
1965	97.30	78.90	24	2.08	0.480	0.520
1966	84.50	78.40	25	2.00	0.500	0.500
1967	75.80	78.00	26	1.92	0.520	0.480
1968	141.90	77.20	27	1.85	0.540	0.460
1969	54.00	76.90	28	1.79	0.560	0.440
1970	108.00	75.80	29	1.72	0.580	0.420
1971	130.20	71.80	30	1.67	0.600	0.400
1972	48.00	69.50	31	1.61	0.620	0.380
1973	40.60	67.60	32	1.56	0.640	0.360
1974	69.50	66.20	33	1.52	0.660	0.340
1975	62.60	65.80	34	1.47	0.680	0.320
1976	61.20	64.50	35	1.43	0.700	0.300
1977	66.20	62.60	36	1.39	0.720	0.280
1978	60.30	61.20	37	1.35	0.740	0.260
1979	117.60	61.20	38	1.32	0.760	0.240
1980	78.40	61.00	39	1.28	0.780	0.220
1981	100.50	60.80	40	1.25	0.800	0.200
1982	248.60	60.30	41	1.22	0.820	0.180
1983	67.60	59.00	42	1.19	0.840	0.160
1984	78.90	58.10	43	1.16	0.860	0.140
1985	90.50	57.10	44	1.14	0.880	0.120
1986	119.30	56.00	45	1.11	0.900	0.100
1987	61.00	54.00	46	1.09	0.920	0.080
1988	64.50	49.20	47	1.06	0.940	0.060
1989	87.30	46.00	48	1.04	0.960	0.040
1990	109.00	40.60	49	1.02	0.980	0.020

$\mu = 91.224$

$\sigma = 42.057$

### **Funciones de distribución de probabilidad**

Una vez que se ha asignado el periodo de retorno a la lluvia de diseño de la obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicha lluvia de diseño, hacer extrapolaciones a partir de las lluvias máximas en 24 horas registradas, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

Un método adecuado para elegir la lluvia de diseño es la aplicación de las diferentes funciones de distribución de probabilidad y a partir de la función que presente un mejor ajuste de los datos medidos, se podrá seleccionar esta para la extrapolación.

En la estadística existen infinidad de funciones de distribución de probabilidad teóricas; pero obviamente no es posible probarlas todas para un problema en particular. Por lo cual, es necesario escoger entre esas funciones, las que mejor se adapten al problema bajo análisis.

En el presente estudio, se eligieron las funciones que a continuación se enlistan, debido a que son de las más comunmente usadas en la hidrológia aplicada.

*Normal*

*Lognormal*

*Pearson III*

*Gumbel simple*

*Gumbel para dos poblaciones*

De las anteriores funciones, la *normal* y *lognormal* son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren el rango de valores de los resultados positivos del experimento bajo análisis. Las funciones *Gumbel* se desarrollaron para el análisis de los valores extremos de dichos resultados. La función *Pearson III* ocupa un lugar intermedio.

**Distribución Normal**

La función de distribución de probabilidad esta definida por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

En donde la función  $F(x)$  se ha calculado numéricamente y se han publicado tablas de ella. En la tabla V.10 se muestran los valores para esta función.

Partiendo de los datos de lluvia máxima en 24 horas ordenados, y obtenida su probabilidad de no excedencia ( $P$ ), se entra a la tabla V.10 de donde se obtiene la variable estandarizada, cuya formula es:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

Conocidas la media ( $\mu$ ) y la desviación estándar ( $\sigma$ ), se tiene que ahora la incógnita es la variable  $x$ , que en esta caso representa a la lluvia ajustada ( $H_p$  ajust.), por lo que la despejamos obteniendo:

$$H_{p \text{ ajust.}} = x = z\sigma + \mu$$

Para cada valor que tenemos de lluvia ( $X_i$ ), se obtiene su respectivo ajuste como se acaba de describir. Después, con el propósito de poder elegir los valores de alguna función en particular, conviene comparar uno y otro método de ajuste de los datos a las distintas funciones de distribución, uno de estos métodos es el del *mínimo error cuadrático*, que en si consiste en obtener la raíz cuadrada del cuadrado de la suma de las diferencias existentes entre el dato  $X_i$  menos el valor ajustado  $X$ , esto es:

$$E^2 = \sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - H_{p \text{ ajust.}})^2}$$

A cada valor ajustado le corresponde un determinado período de retorno, pero para una obra en particular, esos valores ajustados no

tienen el mismo valor de  $T_r$  años con el que se pretende diseñar dicha obra, por lo que el objetivo del ajuste probabilístico es determinar el valor de dicho evento (lluvia o gasto) en el período de años para el cual se pretenda diseñar determinada obra. En el diseño hidráulico, se suelen utilizar diferentes períodos de retorno asociados a las distintas obras, en la GASIR en particular, los períodos de retorno que con mayor recurrencia se emplean son de 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000 y 10000 años. El  $T_r$  para zona Federal es de 5 o 10 años, en el caso del presente estudio se ha determinado que sea de 5 años, de acuerdo con la tabla V.8, por ser una corriente perenne, pero se calculan los valores también, para los otros  $T_r$  mencionados.

En la tabla V.11 se muestra el ajuste de los datos de precipitación hecho para la estación Jaina con la distribución normal.





Tabla V.11

AJUSTE DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCION NORMAL, EST. JAINA

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Prob. de no Excedencia	Z	Hp ajust.	(Xl-Hp ajust.) <sup>2</sup>
	$T_r=(n+1)/m$	Xl	$P^* = (T_r-1)/T_r$	(Tabla)	$H_p=Z\sigma+\mu$	
1	50.00	248.60	0.980	2.054	177.599	5041.104
2	25.00	239.40	0.960	1.751	164.853	5557.203
3	16.67	141.90	0.940	1.555	156.614	216.495
4	12.50	141.80	0.920	1.405	150.318	72.554
5	10.00	140.20	0.900	1.282	145.123	24.234
6	8.33	130.20	0.880	1.175	140.641	109.017
7	7.14	127.80	0.880	1.080	138.680	78.494
8	6.25	122.40	0.840	0.994	133.049	113.391
9	5.56	122.40	0.820	0.915	129.722	53.614
10	5.00	119.40	0.800	0.842	126.821	52.138
11	4.55	119.30	0.780	0.772	123.701	19.366
12	4.17	117.80	0.760	0.706	120.930	11.086
13	3.85	110.80	0.740	0.643	118.282	55.976
14	3.57	109.00	0.720	0.583	115.737	45.388
15	3.33	108.00	0.700	0.524	113.279	27.871
16	3.13	100.50	0.680	0.468	110.895	108.047
17	2.94	97.30	0.660	0.412	108.571	127.046
18	2.78	90.50	0.640	0.358	106.300	249.648
19	2.63	89.00	0.620	0.305	104.072	227.170
20	2.50	87.30	0.600	0.253	101.880	212.562
21	2.38	84.50	0.580	0.202	99.716	231.514
22	2.27	82.60	0.560	0.151	97.574	224.215
23	2.17	81.80	0.540	0.100	95.446	186.279
24	2.08	78.90	0.520	0.050	93.334	208.335
25	2.00	78.40	0.500	0.000	91.224	164.468
26	1.92	78.00	0.480	-0.050	89.115	123.547
27	1.85	77.20	0.460	-0.100	87.001	96.051
28	1.79	76.90	0.440	-0.151	84.875	63.603
29	1.72	75.80	0.420	-0.202	82.733	48.072
30	1.67	71.80	0.400	-0.253	80.569	76.903
31	1.61	69.50	0.380	-0.305	78.377	78.798
32	1.56	67.60	0.360	-0.358	76.149	73.081
33	1.52	66.20	0.340	-0.412	73.877	58.944
34	1.47	65.80	0.320	-0.468	71.554	33.113
35	1.43	64.50	0.300	-0.524	69.170	21.806
36	1.39	62.60	0.280	-0.583	66.712	16.908
37	1.35	61.20	0.260	-0.643	64.187	8.805
38	1.32	61.20	0.240	-0.706	61.519	0.102
39	1.28	61.00	0.220	-0.772	58.748	5.070
40	1.25	60.80	0.200	-0.842	55.828	24.718
41	1.22	60.30	0.180	-0.915	52.727	57.353
42	1.19	59.00	0.160	-0.994	49.400	92.151
43	1.16	58.10	0.140	-1.080	45.789	151.553
44	1.14	57.10	0.120	-1.175	41.808	233.849
45	1.11	56.00	0.100	-1.282	37.326	348.714
46	1.09	54.00	0.080	-1.405	32.131	478.249
47	1.06	49.20	0.060	-1.555	25.835	545.913
48	1.04	46.00	0.040	-1.751	17.598	806.808
49	1.02	40.60	0.020	-2.054	4.850	1278.083

$\Sigma = 18139.411$

$\mu = 91.224888$   
 $\sigma = 42.0571413$

ERROR CUADRATICO  $\Sigma^2 = 134.683$

**Distribución Lognormal**

En esta función, los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx$$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de la distribución y son respectivamente la media y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria. Se calculan con las expresiones:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n}$$

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

La variable estandarizada se calcula con la fórmula:

$$z = \frac{\ln x - \alpha}{\beta}$$

Conocidas  $\alpha$  y  $\beta$ , y determinando  $z$  de la tabla V.10, se tiene la expresión con la cuál se calcula la precipitación para el período de retorno en particular de que se trate:

$$x = e^{-\beta + \alpha}$$

Se obtienen de esta manera cada uno de los valores de lluvia ajustados, para posteriormente calcular el error cuadrático como ya se describió anteriormente. En la tabla V.12 se muestra el ajuste de los datos de precipitación hecho para la estación Jaina nuevamente, pero ahora con la distribución lognormal.

Tabla V.12

AJUSTE DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCION LOG-NORMAL, EST. JAINA

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Ln Xi	Ln Xi - α	(Ln Xi - α) <sup>2</sup>	Prob. de no Excedencia	Z (Tabla)	Hp ajus.	(Xi - Hp ajus.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	Xi				P* = (Tr-1)/Tr		Hp=xi <sup>1-2/z</sup>	
1	50.00	248.60	5.516	-1.083	1.174	0.980	2.054	185.417	33945.602
2	25.00	239.40	5.478	-1.046	1.094	0.960	1.751	165.009	26868.419
3	16.67	141.90	4.955	-0.523	0.273	0.940	1.555	153.028	23334.118
4	12.50	141.80	4.954	-0.522	0.272	0.920	1.405	144.463	20790.983
5	10.00	140.20	4.943	-0.511	0.261	0.900	1.282	137.758	18905.500
6	8.33	130.20	4.869	-0.437	0.191	0.880	1.175	132.224	17432.811
7	7.14	127.80	4.850	-0.418	0.175	0.860	1.080	127.495	16210.334
8	6.25	122.40	4.807	-0.375	0.141	0.840	0.994	123.351	15180.920
9	5.56	122.40	4.807	-0.375	0.141	0.820	0.915	119.654	14283.519
10	5.00	119.40	4.782	-0.350	0.123	0.800	0.842	116.307	13498.804
11	4.55	119.30	4.782	-0.349	0.122	0.780	0.772	113.241	12795.940
12	4.17	117.60	4.767	-0.335	0.112	0.760	0.708	110.406	12164.802
13	3.85	110.80	4.708	-0.275	0.076	0.740	0.643	107.764	11596.752
14	3.57	109.00	4.691	-0.259	0.067	0.720	0.583	105.284	11070.671
15	3.33	108.00	4.682	-0.250	0.062	0.700	0.524	102.943	10584.506
16	3.13	100.50	4.610	-0.178	0.032	0.680	0.468	100.722	10138.522
17	2.94	97.30	4.578	-0.145	0.021	0.660	0.412	98.604	9718.546
18	2.78	90.50	4.505	-0.073	0.005	0.640	0.358	96.576	9325.924
19	2.63	89.00	4.489	-0.056	0.003	0.620	0.305	94.627	8953.763
20	2.50	87.30	4.469	-0.037	0.001	0.600	0.253	92.748	8601.984
21	2.38	84.50	4.437	-0.004	0.000	0.580	0.202	90.930	8268.296
22	2.27	82.60	4.414	0.018	0.000	0.560	0.151	89.166	7950.491
23	2.17	81.80	4.404	0.028	0.001	0.540	0.100	87.449	7647.164
24	2.08	78.90	4.368	0.064	0.004	0.520	0.050	85.773	7356.367
25	2.00	78.40	4.362	0.071	0.005	0.500	0.000	84.134	7077.704
26	1.92	78.00	4.357	0.076	0.006	0.480	-0.050	82.526	6809.609
27	1.85	77.20	4.346	0.086	0.007	0.460	-0.100	80.945	6550.885
28	1.79	76.90	4.343	0.090	0.008	0.440	-0.151	79.386	6300.890
29	1.72	75.80	4.328	0.104	0.011	0.420	-0.202	77.846	6058.289
30	1.67	71.80	4.274	0.159	0.025	0.400	-0.253	76.320	5820.900
31	1.61	69.50	4.241	0.191	0.037	0.380	-0.305	74.804	5590.221
32	1.56	67.60	4.214	0.219	0.048	0.360	-0.358	73.295	5365.132
33	1.52	66.20	4.193	0.240	0.057	0.340	-0.412	71.788	5145.226
34	1.47	65.80	4.187	0.246	0.060	0.320	-0.468	70.278	4930.529
35	1.43	64.50	4.167	0.266	0.071	0.300	-0.524	68.762	4718.437
36	1.39	62.60	4.137	0.296	0.087	0.280	-0.583	67.233	4508.483
37	1.35	61.20	4.114	0.318	0.101	0.260	-0.643	65.686	4301.299
38	1.32	61.20	4.114	0.318	0.101	0.240	-0.706	64.114	4097.572
39	1.28	61.00	4.111	0.322	0.103	0.220	-0.772	62.509	3894.410
40	1.25	60.80	4.108	0.325	0.106	0.200	-0.842	60.861	3691.217
41	1.22	60.30	4.099	0.333	0.111	0.180	-0.915	59.158	3486.593
42	1.19	59.00	4.078	0.355	0.126	0.160	-0.994	57.385	3278.620
43	1.16	58.10	4.062	0.370	0.137	0.140	-1.080	55.520	3067.305
44	1.14	57.10	4.045	0.388	0.150	0.120	-1.175	53.534	2849.874
45	1.11	56.00	4.025	0.407	0.166	0.100	-1.282	51.384	2623.302
46	1.09	54.00	3.989	0.443	0.197	0.080	-1.405	48.999	2381.662
47	1.06	49.20	3.896	0.537	0.288	0.060	-1.555	46.256	2113.109
48	1.04	46.00	3.829	0.604	0.365	0.040	-1.751	42.898	1809.079
49	1.02	40.60	3.704	0.729	0.531	0.020	-2.054	38.176	1417.175

α = 4.432  
β = 0.385

Σ = 7.254

Σ = 444512.257

ERROR CUADRATICO

σ = 666.718

**Distribución Pearson III o Gamma de tres parámetros**

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-\delta_1}{\delta_1}\right)} \left(\frac{x-\delta_1}{\delta_1}\right)^{\beta_1-1} dx$$

donde los parámetros  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$ , y  $\delta_1$  se evalúan, a partir de  $n$  datos medidos, mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

donde  $\bar{x}$  es la media de los datos,  $S^2$  su variancia y  $\gamma$  su coeficiente de sesgo, que se define como:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

Sustituyendo en la función de distribución de probabilidad  $y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$ , queda:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

donde la función anterior es una función  $\chi^2$  con  $2\beta_1$  grados de libertad y  $\chi^2 = 2Y$ :

$$F(y) = F(\chi^2 / v) = F_{\chi^2}(2y / 2\beta_1)$$

Mediante la solución de las ecuaciones de los parámetros descritos, se obtiene  $v$  cuyo valor, grados de libertad, se empleará con la probabilidad de excedencia  $P$ , para entrar en la tabla V.13 que es la función de distribución  $\chi^2$ , para obtener este valor, con el cual se obtiene el parámetro  $Y$  ( $Y = \chi^2 / 2$ ), para posteriormente determinar la lluvia ajustada con las expresión:  $X = Y \alpha_1 + \beta_1$ , cuyos resultados, efectuados para la estación Jaina, aparecen en la tabla V.14

Tabla V.13.- Valores Percentiles de la distribución  $\chi^2$  con  $\nu$  grados de libertad

$\nu$	P R O B A B I L I D A D													
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.750	0.500	0.250	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005	
1	7.8794	6.6349	5.0239	3.8415	2.7055	1.3233	0.4549	0.1015	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000	
2	10.5965	9.2104	7.3778	5.9915	4.6052	2.7726	1.3853	0.5754	0.2107	0.1026	0.0506	0.0201	0.0100	
3	12.8381	11.3449	9.3484	7.8147	6.2514	4.1083	2.3660	1.2125	0.5844	0.3518	0.2158	0.1148	0.0717	
4	14.8602	13.2767	11.1433	9.4872	7.7794	5.3853	3.3567	1.9226	1.0636	0.7107	0.4844	0.2971	0.2070	
5	16.7496	15.0863	12.8325	11.0705	9.2363	6.6257	4.3515	2.6746	1.6103	1.1455	0.8312	0.5843	0.4118	
6	18.5475	16.8119	14.4494	12.5916	10.6446	7.8408	5.3481	3.4546	2.2041	1.6354	1.2373	0.8721	0.6175	
7	20.2777	18.4753	16.0128	14.0671	12.0170	9.0371	6.3458	4.2549	2.8331	2.1673	1.6999	1.2390	0.9893	
8	21.9549	20.0902	17.5345	15.5073	13.3616	10.2189	7.3441	5.0706	3.4895	2.7326	2.1797	1.6465	1.3444	
9	23.5893	21.6660	19.0228	16.9190	14.6837	11.3887	8.3428	5.8988	4.1682	3.3251	2.7004	2.0879	1.7349	
10	25.1881	23.2093	20.4832	18.3070	15.9872	12.5489	9.3418	6.7372	4.8652	3.9403	3.2470	2.5582	2.1558	
11	26.7589	24.7250	21.9200	19.6752	17.2750	13.7007	10.3410	7.5841	5.5778	4.5748	3.8157	3.0535	2.6032	
12	28.2997	26.2170	23.3367	21.0261	18.5493	14.8454	11.3403	8.4384	6.3038	5.2260	4.4038	3.5706	3.0738	
13	29.8193	27.6882	24.7356	22.3620	19.8119	15.9839	12.3398	9.2991	7.0415	5.8919	5.0087	4.1069	3.5650	
14	31.3194	29.1412	26.1189	23.6848	21.0641	17.1169	13.3393	10.1653	7.7895	6.5706	5.6287	4.6604	4.0747	
15	32.8015	30.5780	27.4884	24.9958	22.3071	18.2451	14.3389	11.0365	8.5468	7.2609	6.2621	5.2294	4.6009	
16	34.2671	31.9999	28.8453	26.2962	23.5418	19.3689	15.3365	11.9122	9.3122	7.9616	6.9077	5.8122	5.1422	
17	35.7184	33.4087	30.1910	27.5671	24.7690	20.4887	16.3362	12.7919	10.0852	8.6718	7.5642	6.4077	5.6973	
18	37.1564	34.8052	31.5264	28.8693	25.9884	21.6049	17.3379	13.6753	10.8649	9.3904	8.2307	7.0149	6.2648	
19	38.5821	36.1908	32.8523	30.1435	27.2036	22.7178	18.3376	14.5620	11.6509	10.1170	8.9065	7.6327	6.8439	
20	39.9969	37.5663	34.1696	31.4104	28.4120	23.8277	19.3374	15.4518	12.4426	10.8608	9.5908	8.2604	7.4338	
30	53.6719	50.8922	46.9792	43.7730	40.2560	34.7997	29.3360	24.4776	20.5992	18.4927	16.7908	14.9535	13.7887	
40	66.7660	63.6908	59.3417	55.7585	51.8050	45.6160	39.3353	33.6803	29.0505	26.5093	24.4331	22.1642	20.7066	
50	79.4898	75.1538	71.4202	67.5048	63.1671	56.3336	49.3349	42.9421	37.6886	34.7642	32.3574	29.7067	27.9908	
60	91.9518	88.3794	83.2977	79.0820	74.3970	66.9815	59.3347	52.2938	46.4589	43.1880	40.4817	37.4848	35.5344	
70	104.2148	100.4251	95.0231	90.5313	85.5270	77.5766	69.3345	61.6983	55.3289	51.7393	48.7575	45.4417	43.2753	
80	116.3209	112.3288	106.8285	101.8795	96.5782	88.1303	79.3343	71.1445	64.2778	60.3915	57.1532	53.5400	51.1719	
90	128.2987	124.1162	118.1359	113.1452	107.5650	98.6499	89.3342	80.6247	73.2911	69.1260	65.6466	61.7540	59.1963	
100	140.1697	135.8069	129.5613	124.3421	118.4980	109.1412	99.3341	90.1332	82.3581	77.9294	74.2219	70.0650	67.3275	

$\nu$  = grados de libertad

Tabla V.14

AJUSTE DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCION PEARSON III, EST. JAINA

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Prob. de Excedencia	$(X_i - \mu)^2$	$\chi^2$	$Y = \chi^2/2$	Hp ajust.	$(X_i - Hp \text{ ajust.})^2$
	$T_r = (n+1)/m$	$X_i$	$P = 1 / T_r$		(Tabla)		$X = Y\alpha + \delta_i$	
1	50.00	248.80	0.020	3897727.32	7.824	3.912	205.827	1829.546
2	25.00	239.40	0.040	3253336.81	6.438	3.219	177.776	3797.531
3	16.67	141.90	0.060	130135.08	5.627	2.813	161.368	378.996
4	12.50	141.80	0.080	129366.20	5.051	2.526	149.726	62.821
5	10.00	140.20	0.100	117472.69	4.605	2.303	140.696	0.246
6	8.33	130.20	0.120	59207.32	4.241	2.120	133.318	9.721
7	7.14	127.60	0.140	48929.55	3.932	1.966	127.080	0.519
8	6.25	122.40	0.160	30299.87	3.665	1.833	121.676	0.524
9	5.56	122.40	0.180	30299.87	3.430	1.715	116.910	30.145
10	5.00	119.40	0.200	22367.39	3.219	1.609	112.648	45.618
11	4.55	119.30	0.220	22130.08	3.028	1.514	108.789	110.484
12	4.17	117.60	0.240	18348.59	2.854	1.427	105.268	152.086
13	3.85	110.80	0.260	7501.35	2.694	1.347	102.029	76.938
14	3.57	109.00	0.280	5616.51	2.546	1.273	99.030	99.409
15	3.33	108.00	0.300	4720.93	2.408	1.204	96.238	138.355
16	3.13	100.50	0.320	798.02	2.279	1.139	93.626	47.253
17	2.94	97.30	0.340	224.26	2.158	1.079	91.173	37.546
18	2.78	90.50	0.360	-0.38	2.043	1.022	88.859	2.691
19	2.63	89.00	0.380	-11.01	1.935	0.968	86.671	5.422
20	2.50	87.30	0.400	-60.44	1.833	0.916	84.596	7.313
21	2.38	84.50	0.420	-304.07	1.735	0.868	82.621	3.529
22	2.27	82.60	0.440	-641.51	1.642	0.821	80.739	3.464
23	2.17	81.80	0.460	-837.09	1.553	0.777	78.940	8.180
24	2.08	78.90	0.480	-1872.00	1.468	0.734	77.218	2.830
25	2.00	78.40	0.500	-2109.21	1.388	0.693	75.566	8.034
26	1.92	78.00	0.520	-2312.79	1.308	0.654	73.978	16.173
27	1.85	77.20	0.540	-2758.43	1.232	0.616	72.451	22.551
28	1.79	76.90	0.560	-2939.26	1.160	0.580	70.979	35.052
29	1.72	75.80	0.580	-3669.72	1.089	0.545	69.559	38.945
30	1.67	71.80	0.600	-7329.07	1.022	0.511	68.187	13.050
31	1.61	69.50	0.620	-10252.95	0.956	0.478	66.861	6.967
32	1.56	67.60	0.640	-13185.22	0.893	0.446	65.576	4.097
33	1.52	68.20	0.660	-15670.96	0.831	0.416	64.330	3.495
34	1.47	65.60	0.680	-16434.51	0.771	0.386	63.122	7.169
35	1.43	64.50	0.700	-19086.59	0.713	0.357	61.949	6.506
36	1.39	62.60	0.720	-23453.80	0.657	0.329	60.809	3.206
37	1.35	61.20	0.740	-27066.18	0.602	0.301	59.701	2.248
38	1.32	61.20	0.760	-27066.18	0.549	0.274	58.621	6.649
39	1.28	61.00	0.780	-27610.67	0.497	0.248	57.570	11.764
40	1.25	60.80	0.800	-28162.42	0.446	0.223	56.546	18.100
41	1.22	60.30	0.820	-29573.83	0.397	0.198	55.546	22.597
42	1.19	59.00	0.840	-33462.48	0.349	0.174	54.571	19.614
43	1.16	58.10	0.880	-36345.24	0.302	0.151	53.619	20.079
44	1.14	57.10	0.880	-39737.31	0.256	0.128	52.689	19.460
45	1.11	56.00	0.900	-43705.30	0.211	0.105	51.779	17.815
46	1.09	54.00	0.920	-51580.58	0.167	0.083	50.890	9.673
47	1.06	49.20	0.940	-74217.68	0.124	0.062	50.019	0.672
48	1.04	46.00	0.960	-92495.59	0.082	0.041	49.167	10.033
49	1.02	40.60	0.980	-129742.42	0.040	0.020	48.333	59.801

$\Sigma = 7014788.927$

$\Sigma = 7234.920$

$\gamma = 1.924$

$\beta I = 1.080$

$\alpha I = 40.468$

$\delta I = 47.516$

$\omega = 2.160$

ERROR CUADRATICO  $\chi^2 = 85.058$

Grados de Libertad

**Distribución Gumbel**

Si se tienen  $N$  muestras, cada una de las cuales contiene  $n$  eventos; y se selecciona el máximo  $x$  de los  $n$  eventos de cada muestra, a medida que  $n$  aumenta, la función de distribución de probabilidad de  $x$  tiende a:

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

y la función de densidad de probabilidad es:

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

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros de la función y se calculan con:

$$\alpha = \frac{\sigma_r}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_r}{\alpha}$$

donde  $\sigma_r$  y  $\mu_r$  se obtienen de la tabla V.15,  $\bar{x}$  es la media de los datos y  $S$  es la desviación estándar

Obtenidos los anteriores parámetros (tabla V.16), de los datos registrados en la estación Jaina, se despeja  $x$  de la función de probabilidad, que representa en este caso la lluvia ajustada, llegando así a la expresión siguiente:

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

Para cada valor  $X_i$  se calcula su valor ajustado  $x$ , y consecuentemente el error cuadrático, siendo los resultados los que se muestran en la tabla V.16.



**TABLA V.15. - CONSTANTES DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA  $n$ ,  
EN LA FUNCION DE DISTRIBUCION GUMBEL**

$n$	$\mu_y$	$\sigma_y$	$n$	$\mu_y$	$\sigma_y$	$n$	$\mu_y$	$\sigma_y$	$n$	$\mu_y$	$\sigma_y$
8	0.484	0.904	28	0.534	1.104	48	0.547	1.157	76	0.556	1.190
9	0.490	0.928	29	0.535	1.108	49	0.548	1.159	78	0.556	1.192
10	0.495	0.949	30	0.536	1.112	50	0.548	1.160	80	0.556	1.193
11	0.499	0.967	31	0.537	1.115	51	0.548	1.162	82	0.557	1.195
12	0.503	0.983	32	0.538	1.119	52	0.549	1.163	84	0.557	1.196
13	0.507	0.997	33	0.538	1.122	53	0.549	1.165	86	0.558	1.198
14	0.510	1.009	34	0.539	1.125	54	0.550	1.166	88	0.558	1.199
15	0.512	1.020	35	0.540	1.128	55	0.550	1.168	90	0.558	1.200
16	0.515	1.031	36	0.541	1.131	56	0.550	1.169	92	0.558	1.202
17	0.518	1.041	37	0.541	1.133	57	0.551	1.170	94	0.559	1.203
18	0.520	1.049	38	0.542	1.136	58	0.551	1.172	96	0.559	1.204
19	0.522	1.056	39	0.543	1.138	59	0.551	1.173	98	0.559	1.205
20	0.523	1.062	40	0.543	1.141	60	0.552	1.174	100	0.560	1.206
21	0.525	1.069	41	0.544	1.143	62	0.552	1.177	150	0.564	1.225
22	0.526	1.075	42	0.544	1.145	64	0.553	1.179	200	0.567	1.236
23	0.528	1.081	43	0.545	1.148	66	0.553	1.181	250	0.568	1.242
24	0.529	1.086	44	0.545	1.149	68	0.554	1.183	300	0.569	1.247
25	0.530	1.091	45	0.546	1.151	70	0.554	1.185	500	0.572	1.258
26	0.532	1.096	46	0.546	1.153	72	0.555	1.187	1000	0.574	1.268
27	0.533	1.100	47	0.547	1.157	74	0.556	1.189		0.577	1.282

Tabla V.16

**AJUSTE DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCION GUMBEL, EST. JAINA**

Medio: 91.224  
 Máximo: 248.600  
 Mínimo: 40.600  
 Desv. est. : 42.057

n = 49  
 (Tabla V.15)  
 $\mu_y = 0.54806$   
 $\sigma_y = 1.15892$

$\alpha = \sigma_y / S = 0.028$   
 $\beta = \mu - \mu_y / \alpha = 71.335$

$$X = \beta - (1/\alpha) \ln \{ (Tr-1)/Tr \}$$

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Prob. de no Excedencia	Hp ajust.	(Xi-Hp ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	Xi	P* = (Tr-1)/Tr	X	
1	50.00	248.60	0.980	212.937	1271.881
2	25.00	239.40	0.960	187.410	2702.955
3	16.67	141.90	0.940	172.317	925.194
4	12.50	141.80	0.920	161.492	387.756
5	10.00	140.20	0.900	153.001	163.869
6	8.33	130.20	0.880	145.985	249.161
7	7.14	127.80	0.860	139.983	148.432
8	6.25	122.40	0.840	134.722	151.832
9	5.56	122.40	0.820	130.024	58.125
10	5.00	119.40	0.800	125.768	40.553
11	4.55	119.30	0.780	121.868	6.595
12	4.17	117.60	0.760	118.260	0.435
13	3.85	110.80	0.740	114.894	16.762
14	3.57	109.00	0.720	111.734	7.473
15	3.33	108.00	0.700	108.748	0.559
16	3.13	100.50	0.680	105.912	29.292
17	2.94	97.30	0.660	103.207	34.887
18	2.78	90.50	0.640	100.614	102.291
19	2.63	89.00	0.620	98.120	83.173
20	2.50	87.30	0.600	95.712	70.768
21	2.38	84.50	0.580	93.380	78.863
22	2.27	82.60	0.560	91.115	72.504
23	2.17	81.80	0.540	88.907	50.513
24	2.08	78.90	0.520	86.750	61.622
25	2.00	78.40	0.500	84.636	38.890
26	1.92	78.00	0.480	82.559	20.789
27	1.85	77.20	0.460	80.514	10.982
28	1.79	76.90	0.440	78.494	2.540
29	1.72	75.60	0.420	76.494	0.481
30	1.67	71.80	0.400	74.508	7.333
31	1.61	69.50	0.380	72.531	9.189
32	1.56	67.60	0.360	70.558	8.750
33	1.52	66.20	0.340	68.583	5.676
34	1.47	65.80	0.320	66.598	0.637
35	1.43	64.50	0.300	64.599	0.010
36	1.39	62.60	0.280	62.577	0.001
37	1.35	61.20	0.260	60.523	0.458
38	1.32	61.20	0.240	58.429	7.680
39	1.28	61.00	0.220	56.281	22.270
40	1.25	60.80	0.200	54.066	45.352
41	1.22	60.30	0.180	51.764	72.856
42	1.19	59.00	0.160	49.354	93.052
43	1.16	58.10	0.140	46.801	127.661
44	1.14	57.10	0.120	44.062	169.988
45	1.11	56.00	0.100	41.068	222.952
46	1.09	54.00	0.080	37.712	265.308
47	1.06	49.20	0.060	33.797	237.246
48	1.04	46.00	0.040	28.911	292.023
49	1.02	40.60	0.020	21.834	352.164

$\Sigma = 8729.783$

**ERROR CUADRATICO = 93.433**

**ESTA TESIS NO DEBE  
 SALIR DE LA BIBLIOTECA**

### Distribución Gumbel para dos poblaciones

Esta función de distribución se utiliza en los casos en que se tienen datos de tipo ciclónico y no ciclónico; los primeros producidos por tormentas ciclónicas, y los segundos resultado de los fenómenos meteorológicos dominantes de la región en estudio.

De la función de distribución de probabilidad de Gumbel se deduce la ecuación para el mismo método para el caso de dos poblaciones:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[ p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right]$$

donde

$\alpha_1$  y  $\beta_1$  son los parámetros correspondientes a la población no ciclónica y  $\alpha_2$  y  $\beta_2$  corresponden a la población ciclónica.

El valor de  $p$  se calcula con:

$$p = \frac{N_n}{N_T}$$

donde

$N_n$  número de años de registro no ciclónico

$N_T$  número total de años de registro

Ahora bien, para saber si un dato es ciclónico o no lo es, se pueden inspeccionar los datos. En general, se grafican los registros contra su periodo de retorno, en escala Gumbel y en donde se observa un salto brusco, se dice que la población es ciclónica, lo cual se muestra en la *gráfica V.6* para la estación climatológica Jaina, acto seguido, nuevamente haciendo uso de la *tabla V.15*, se obtienen  $\sigma_i$  y  $\mu_i$ , para la población no ciclónica y total, posteriormente se determinan los parámetros de esta función, para cada tipo de población, y mediante tanteos se determina el valor ajustado  $x$ , hasta dar con la probabilidad de no excedencia  $P'$ , que es el valor de la función de densidad de probabilidad. Los resultados para este ajuste hecho para los datos de la estación Jaina, se muestran en la *tabla V.17*



Tabla V.17

AJUSTE DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS POR DISTRIBUCION GUMBEL DOBLE, EST. JAINA

$N_1 = 46$   
 $N_2 = 49$   
 $p = N_1 / N_2 = 0.94$

(Tabla V.15)		
n	$\mu_n$	$\sigma_n$
3	0.4610	0.8110
46	0.5460	1.1530

Población no ciclónica (n=46)

$\alpha_1 = \sigma_{y1} / S_1 = 0.043$

$\beta_1 = \mu_1 - \mu_{y1} / \alpha_1 = 70.685$

Población ciclónica (n=3)

$\alpha_2 = \sigma_{y2} / S_2 = 0.014$

$\beta_2 = \mu_2 - \mu_{y2} / \alpha_2 = 178.357$

$$P^* = F(x) = e^{-0.043(x-70.685)} \{ 0.94 + (1 - 0.94) e^{-0.014(x-178.357)} \}$$

m	Tr (años)	Hp 24 horas	Población Ciclónica	Población No Ciclónica	Prob. de no Excedencia	Hp ajust.	(XI-Hp ajust.) <sup>2</sup>
Tr=(n+1)/m		Xi			P* = (Tr-1)/Tr	X	
1	50.00	248.60	248.60		0.980	248.50	0.010
2	25.00	239.40	239.40		0.960	200.85	1486.103
3	16.67	141.90	141.90		0.940	159.70	316.840
4	12.50	141.80		141.80	0.920	147.50	32.490
5	10.00	140.20		140.20	0.900	140.20	0.000
6	8.33	130.20		130.20	0.880	130.20	0.000
7	7.14	127.80		127.80	0.860	126.50	1.690
8	6.25	122.40		122.40	0.840	121.50	0.810
9	5.56	122.40		122.40	0.820	116.50	34.810
10	5.00	119.40		119.40	0.800	113.50	34.810
11	4.55	119.30		119.30	0.780	110.20	82.810
12	4.17	117.60		117.60	0.760	107.10	110.250
13	3.85	110.80		110.80	0.740	104.50	39.690
14	3.57	109.00		109.00	0.720	102.00	49.000
15	3.33	108.00		108.00	0.700	99.60	70.560
16	3.13	100.50		100.50	0.680	97.40	9.610
17	2.94	97.30		97.30	0.660	95.40	3.610
18	2.78	90.50		90.50	0.640	92.90	5.760
19	2.63	89.00		89.00	0.620	91.60	6.760
20	2.50	87.30		87.30	0.600	89.00	2.890
21	2.38	84.50		84.50	0.580	87.60	9.610
22	2.27	82.60		82.60	0.560	85.80	10.240
23	2.17	81.80		81.80	0.540	84.60	7.840
24	2.08	78.90		78.90	0.520	82.80	15.210
25	2.00	78.40		78.40	0.500	81.50	9.610
26	1.92	78.00		78.00	0.480	79.70	2.890
27	1.85	77.20		77.20	0.460	78.60	1.960
28	1.79	76.90		76.90	0.440	76.90	0.000
29	1.72	75.80		75.80	0.420	75.80	0.000
30	1.67	71.80		71.80	0.400	74.60	7.840
31	1.61	69.50		69.50	0.380	72.80	10.890
32	1.56	67.60		67.60	0.360	71.90	18.490
33	1.52	66.20		66.20	0.340	70.00	14.440
34	1.47	65.80		65.80	0.320	68.70	6.410
35	1.43	64.50		64.50	0.300	67.50	9.000
36	1.39	62.60		62.60	0.280	65.90	10.890
37	1.35	61.20		61.20	0.260	64.50	10.890
38	1.32	61.20		61.20	0.240	63.60	5.760
39	1.28	61.00		61.00	0.220	61.90	0.810
40	1.25	60.80		60.80	0.200	60.80	0.000
41	1.22	60.30		60.30	0.180	59.20	1.210
42	1.19	59.00		59.00	0.160	57.50	2.250
43	1.16	58.10		58.10	0.140	56.00	4.410
44	1.14	57.10		57.10	0.120	54.20	8.410
45	1.11	56.00		56.00	0.100	52.00	16.000
46	1.09	54.00		54.00	0.080	50.10	15.210
47	1.06	49.20		49.20	0.060	47.50	2.890
48	1.04	46.00		46.00	0.040	44.60	1.960
49	1.02	40.60		40.60	0.020	40.50	0.010

$\mu =$	209.97	63.48
$S =$	59.13	27.02

$\Sigma = 2495.633$

**ERROR CUADRÁTICO = 49.956**

### Selección de una función de distribución

De los anteriores ajustes de los datos de la estación climatológica Jaina, efectuados para las diferentes funciones de distribución que se mencionaron, de acuerdo a los resultados obtenidos, vemos que de todas esas funciones la que mejor ajuste presentó para este caso fue la función de distribución Gumbel para dos poblaciones, pero los análisis presentados solo fueron para conocer entre una y otra función que error cuadrático tenían al realizarles el ajuste, como eso ya se determinó, lo que convendría ahora conocer es para un período de retorno específico que valor tendría el ajuste para una función de distribución dada. A continuación se presentan en la tabla V.18, los valores de los ajustes de las diferentes funciones para diversos períodos de retorno, así como su respectivo error cuadrático, para la estaciones climatológicas Jaina, Corerepe, el Nudo, Huacapas, la Vainilla, Ocoroni y San José de Gracia; cuyos resultados se emplearán en la determinación del gasto máximo mediante el modelo de lluvia-escorrimento para la cuenca libre aguas abajo de las dos presas, por otra parte es importante mencionar que el ajuste presentado anteriormente para los datos de la estación climatológica Jaina, también se realizó para cada una de las estaciones climatológicas empleadas en este análisis, pero se omite el procedimiento porque es repetitivo y lo que en realidad nos interesa son exclusivamente los resultados de la lluvia ajustada que se presentan en los cuadros de las páginas siguientes.

Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuena en estudio

ESTACION CLIMATOLÓGICA JAINA  
ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	134.68
LOG-NORMAL	666.72
PEARSON III	85.08
GUMBEL SIMPLE	93.43
GUMBEL DOBLE	45.96

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA  
LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	126.76	116.46	112.65	125.77	112.80
10.00	145.27	137.94	140.70	153.00	139.00
20.00	160.58	156.68	168.75	179.12	175.90
50.00	177.82	165.79	205.83	212.94	244.70
100.00	189.22	206.21	233.88	238.28	296.70
500.00	212.35	254.81	299.01	296.83	409.50
1000.00	220.76	275.19	327.05	322.00	450.00
10000.00	259.41	391.92	420.32	405.58	615.00

FUNCION ELEGIDA: GUMBEL DOBLE

Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio

ESTACION CLIMATOLOGICA COREREPE  
ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	52.6
LOG-NORMAL	36.0
PEARSON III	33.6
GUMBEL SIMPLE	36.5
GUMBEL DOBLE	24.4

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA  
LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	101.90	97.28	97.78	97.40	106.77
10.00	118.52	119.46	120.65	119.44	133.79
20.00	132.25	140.76	142.09	140.59	152.70
50.00	147.69	168.56	168.87	167.96	174.81
100.00	157.99	189.60	188.11	188.48	190.76
500.00	178.81	238.71	228.13	235.87	226.95
1000.00	186.81	261.34	242.29	256.25	242.52
10000.00	210.51	341.48	267.52	323.90	293.39

FUNCION ELEGIDA: GUMBEL DOBLE



Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio

ESTACION CLIMATOLÓGICA EL NUDO

ERRORES CUADRÁTICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	85.0
LOG-NORMAL	58.2
PEARSON III	56.7
GUMBEL SIMPLE	63.0
GUMBEL DOBLE	44.6

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LA LLUVIA MÁXIMA EN 24 HORAS PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	113.61	105.44	105.18	108.80	104.17
10.00	131.34	130.49	131.97	132.33	139.88
20.00	145.99	155.95	158.00	154.89	171.94
50.00	162.47	191.07	190.75	184.11	210.20
100.00	173.46	218.99	213.46	206.00	237.84
500.00	195.68	288.17	253.25	256.58	300.58
1000.00	204.22	321.80	263.36	278.33	327.17
10000.00	229.51	448.84	275.26	350.52	414.98

FUNCION ELEGIDA: GUMBEL DOBLE

**Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio**

**ESTACION CLIMATOLOGICA HUACAPAS**

**ERRORES CUADRATICOS**

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	126.6
LOG-NORMAL	75.9
PEARSON III	71.4
GUMBEL SIMPLE	90.4
GUMBEL DOBLE	52.2

**FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE**

**AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	125.57	114.51	113.25	120.09	104.55
10.00	145.78	143.48	144.71	146.91	151.63
20.00	162.48	173.05	175.74	172.64	188.78
50.00	181.28	216.27	214.57	205.94	231.55
100.00	193.80	250.84	240.66	230.89	262.23
500.00	219.13	338.74	282.61	288.56	331.71
1000.00	228.86	382.45	291.88	313.35	361.28
10000.00	257.70	552.20	302.05	395.66	458.38

**FUNCION ELEGIDA: GUMBEL DOBLE**

**Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio**

**ESTACION CLIMATOLOGICA LA VAINILLA  
ERRORES CUADRATICOS**

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	28.7
LOG-NORMAL	25.7
PEARSON III	28.8
GUMBEL SIMPLE	29.7
GUMBEL DOBLE	35.7

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: LOG-NORMAL

**AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA  
LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES**

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	107.70	107.84	106.54	104.47	113.38
10.00	119.65	125.67	121.01	120.32	127.17
20.00	129.52	142.62	133.88	135.52	137.14
50.00	140.63	164.51	149.37	155.21	148.97
100.00	148.03	180.94	160.28	169.96	157.55
500.00	163.01	218.90	183.90	204.04	177.18
1000.00	168.76	236.22	193.39	218.69	185.62
10000.00	185.80	296.86	222.71	267.34	213.87

FUNCION ELEGIDA: LOG-NORMAL

Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio

ESTACION CLIMATOLOGICA OCORONI  
ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	31.0
LOG-NORMAL	26.6
PEARSON III	26.4
GUMBEL SIMPLE	25.6
GUMBEL DOBLE	32.2

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL SIMPLE

AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA  
LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

T <sub>r</sub>	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	103.66	102.58	102.73	102.29	110.14
10.00	115.44	116.44	116.66	119.08	122.89
20.00	125.17	128.76	128.93	135.18	131.34
50.00	136.11	143.66	143.59	156.03	141.25
100.00	143.41	154.22	153.87	171.65	148.44
500.00	158.17	176.97	175.89	207.74	164.90
1000.00	163.84	186.71	184.92	223.26	171.98
10000.00	180.64	218.34	212.82	274.77	195.83

FUNCION ELEGIDA: GUMBEL SIMPLE

Tabla V.18.- Compendio del análisis probabilístico efectuado a los datos de precipitación de la subcuenca en estudio

ESTACION CLIMATOLÓGICA SAN JOSE DE GRACIA

ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	37.1
LOG-NORMAL	32.5
PEARSON III	32.2
GUMBEL SIMPLE	35.0
GUMBEL DOBLE	31.6

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO: GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

Tr	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	106.50	105.30	105.46	102.91	122.84
10.00	119.77	120.90	121.14	120.51	131.79
20.00	130.73	134.76	134.96	137.39	137.26
50.00	143.06	151.53	151.45	159.24	143.82
100.00	151.27	163.41	163.02	175.61	148.78
500.00	167.90	189.00	187.88	213.45	161.57
1000.00	174.28	199.95	197.72	229.71	168.21
10000.00	193.20	235.51	228.24	283.72	197.73

FUNCION ELEGIDA: GUMBEL DOBLE

## Lluvia media

Obtenidos los ajustes de la lluvia para cada estación, para un periodo de retorno determinado, convendría saber ahora que cantidad de lluvia de cada estación influye en la cuenca que se tiene en estudio. En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos (pluviómetros y pluviógrafos) registran la *lluvia puntual*, es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la *lluvia media* en una zona dada, como es la subcuenca aguas abajo de las presas. Para calcular la lluvia media de una tormenta dada, existen varios métodos, el que se emplea en el presente estudio es el método de los *polígonos de Thiessen*, que en general proporciona resultados confiables y consiste en el siguiente procedimiento:

1. Se unen, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí (líneas discontinuas en la *figura V.7*). Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
2. Se trazan líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos (líneas rectas continuas en la *figura V.7*). Por geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
3. Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso 2, que forman los llamados polígonos de Thiessen y, en algunos casos, en parte por el parteaguas de la cuenca (ver *figura V.7*). El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el *área de influencia* de la estación correspondiente.
4. La lluvia media se calcula entonces con un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

donde  $A_i$  es el área de influencia de la estación  $i$  y  $A_T$  es el área total de la cuenca.

En la *figura V.7* se muestra la división en áreas de influencia de las subcuencas. Las lluvias y áreas de influencia de cada estación para cada subcuenca, así como el cálculo de su lluvia media se muestran a continuación

*TABLA V.19. - CÁLCULO DE LA LLUVIA MEDIA  
MEDIANTE POLÍGONOS DE THIESEN*

*Subcuenca entre la presa Guillermo Blake  
y estación hidrométrica Naranjo*

Estación Climatológica	Lluvia ajustada mm	Area de Influencia (Km <sup>2</sup> )	$A_i * H_{p_i}$ mm Km <sup>2</sup>
Ocoroni	102.29	484.918	49602.291
La Vainilla	107.84	239.082	25782.573
		$\Sigma$ 724.000	75384.864

sustituyendo en la expresión, para obtener la lluvia media para la subcuenca en estudio

$$\bar{h}_p = \frac{1}{724.000} [75384.864]$$

por lo que la lluvia media es:

$$\bar{h}_p = 104.123 \text{ mm}$$

*Subcuenca entre la presa Gustavo Díaz Ordaz  
hasta el sitio en estudio*

Estación Climatológica	Hp ajustada mm	Area de Influencia (Km <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> * Hp <sub>i</sub> mm Km <sup>2</sup>
Corerepe	106.77	90.811	6995.932
El Nudo	104.17	61.713	6428.594
Ocoroni	102.29	435.306	44527.439
Jaina	112.8	720.738	81299.297
La Vainilla	107.84	527.479	56883.370
Huacapas	104.55	586.436	61311.923
San José de Gracia	122.84	292.516	35932.671
		Σ 2715.000	296079.226

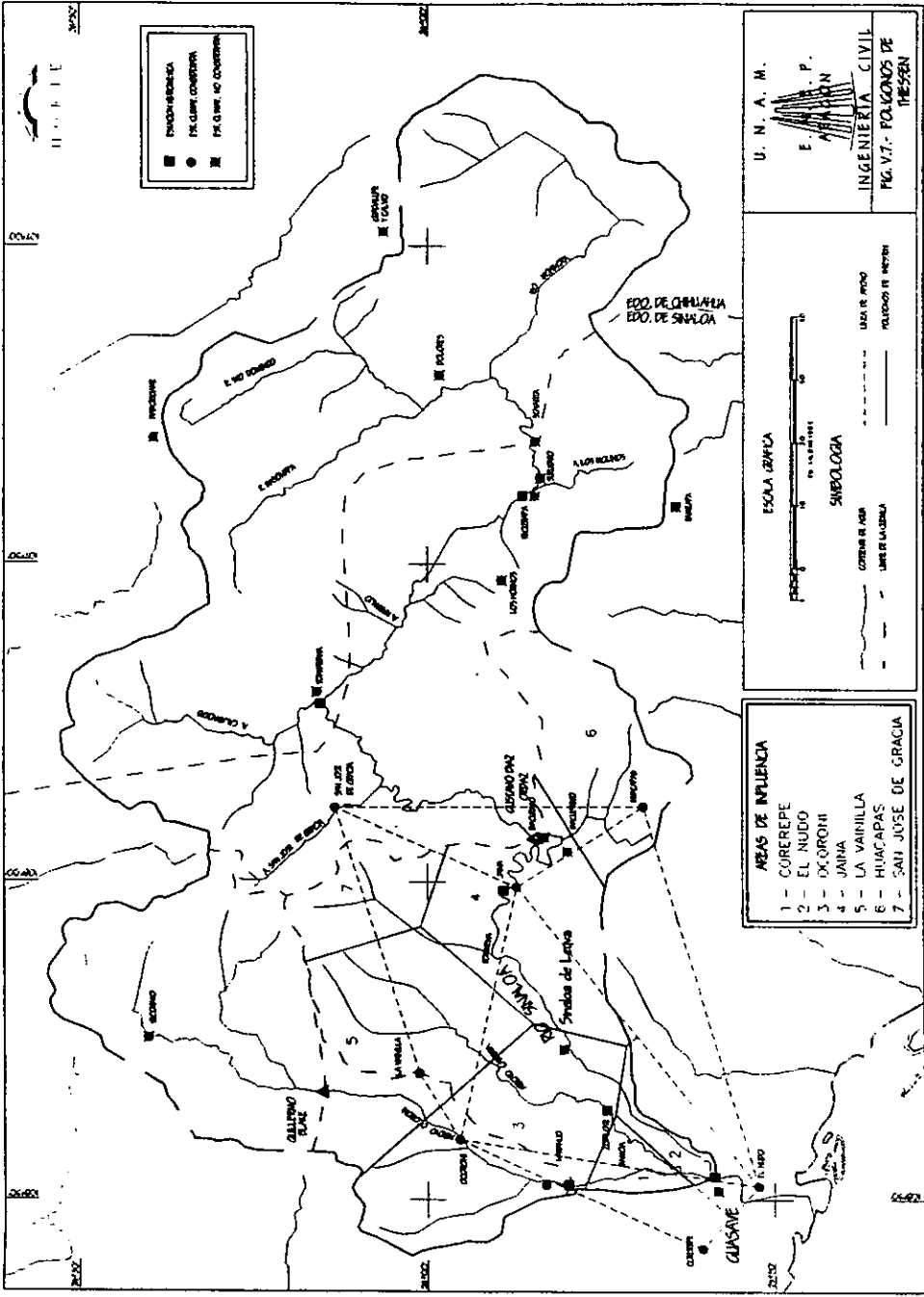
sustituyendo en la expresión, para obtener la lluvia media para la subcuenca en cuestión

$$\bar{h}_p = \frac{1}{2715.000} [296079.226]$$

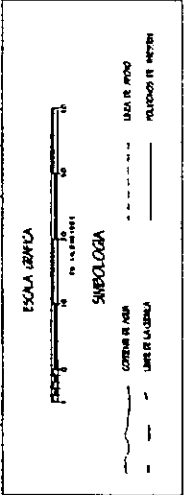
entonces la lluvia media es:

$$\bar{h}_p = 109.053 \text{ mm}$$





U. N. A. M.  
 E. S. P.  
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUANAJUATO  
 INGENIERIA CIVIL  
 FIG. V.7.- POLICIONES DE TRAFICO



- ÁREAS DE INFLUENCIA
- 1 - COREPEPE
  - 2 - EL NUDO
  - 3 - OCOROTZI
  - 4 - JAINA
  - 5 - LA VAINILLA
  - 6 - HUACAPAS
  - 7 - SAN JOSÉ DE GRACIA

## APLICACIÓN DE MÉTODOS EMPIRICOS

A partir de las relaciones de precipitación-escorrentía conocidas en algunas cuencas se han propuesto ecuaciones que hacen intervenir algunas de las características fisiográficas de la cuenca, así como información sobre el uso de la tierra, condiciones del suelo, pendiente del terreno, longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Estos métodos sólo proporcionan el gasto pico.

### Tiempo de Concentración

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. El tiempo de concentración ( $T_c$ ) es una condición para obtener el gasto máximo, ya que teóricamente la duración de la lluvia de diseño debe ser igual o mayor que el tiempo de concentración en la cuenca.

Algunos autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración, entre las cuales una de las más empleadas es la *Kirpich*, la cual se define como:

$$T_c = \left[ \frac{0.87L^3}{D} \right]^{0.385}$$

donde  $T_c$  esta en horas;  $L$  longitud del cauce principal, en m;  $S$  pendiente media del cauce

También se puede utilizar para obtener el valor de  $T_c$  la ecuación propuesta por *Rowe*, dada por

$$T_c = 0.0003245 \left[ \frac{L}{S^{1.2}} \right]^{0.77}$$

donde  $D$  es el desnivel entre el punto más alejado y la salida de la cuenca, medido sobre el cauce principal;  $L$  longitud entre los dos puntos mencionados para definir  $D$ , en Km.

El Servicio de Conservación del Suelo en E.U. (SCS), propone usar la siguiente ecuación:

$$Tc = \left[ \frac{L^{1.15}}{3085D^{0.38}} \right]$$

Con el objeto de comparar entre una y otra expresión, se calcularán con las tres los tiempos de concentración.

### Lluvia en exceso

La parte de la precipitación que queda atrapada en la vegetación, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se conoce como "pérdida de precipitación". Ante la dificultad de valuar por separado cada uno de los conceptos anteriores y por ser el tercero de ellos el más grande se considera que los tres corresponden a la infiltración.

A la altura de precipitación que resulta de restar a la total la debida a las pérdidas se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que da origen al escurrimiento directo.

Teniendo el tiempo de concentración y las precipitación media de la cuenca en estudio, se aplica el modelo de lluvia propuesto por Emil E. Kuishling y C. E. Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. Este método sugiere las siguientes expresiones:

$$Hp = \frac{KTc^{1-e}}{1-e} ; K = \frac{hp(1-e)}{24^{1-e}} ; I = \frac{K}{(1-e)Tc^e}$$

donde  $H_p$  es la lluvia media de diseño, en mm;  $K$  constante que depende de la precipitación correspondiente a 24 horas;  $I$  intensidad para una determinada duración de lluvia en mm/hr;  $e$  es un factor adimensional cuyo valor oscila por su mayor incidencia entre 0.45 y 0.80.

A medida que aumenta positivamente el valor de  $e$ , la lluvia va siendo más intensa al principio hasta convertirse en tormenta violenta. Para apegar la distribución de una tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad, el método sugiere un valor para  $e$  que depende del tiempo de concentración. De acuerdo al valor de  $e$ , se pueden distinguir las dimensiones de una cuencas, así para:

$e = 0.45$ a $0.50$	Cuencas muy grandes con $T_c$ igual o mayor de 48 horas
$e = 0.50$ a $0.55$	Cuencas grandes con $T_c$ mayor de 24 horas y menor de 48
$e = 0.55$ a $0.60$	Cuencas medianas con $T_c$ entre 6 y 24 horas
$e = 0.60$ a $0.70$	Cuencas chicas con $T_c$ entre 6 y 1 hora
$e = 0.70$ a $0.80$	Para cuencas muy pequeñas con $T_c$ menor de 1 hora

A continuación se proporcionan valores de  $e$ : de acuerdo con su  $T_c$

TABLA V.20.- VALORES DEL COEFICIENTE "e" DEL MÉTODO DE EMIL E. KUISCHLING Y C. E. GRANSKY

$T_c$	$e$	$T_c$	$e$	$T_c$	$e$	$T_c$	$e$
0.2	0.800	3.2	0.656	7.0	0.597	22.0	0.554
0.4	0.775	3.4	0.652	8.0	0.594	23.0	0.552
0.6	0.750	3.6	0.648	9.0	0.591	24.0	0.550
0.8	0.725	3.8	0.644	10.0	0.588	26.0	0.548
1.0	0.700	4.0	0.640	11.0	0.585	28.0	0.543
1.2	0.696	4.2	0.636	12.0	0.582	30.0	0.539
1.4	0.692	4.4	0.632	13.0	0.579	32.0	0.535
1.6	0.688	4.6	0.628	14.0	0.576	34.0	0.530
1.8	0.684	4.8	0.624	15.0	0.573	36.0	0.526
2.0	0.680	5.0	0.620	16.0	0.570	38.0	0.522
2.2	0.676	5.2	0.616	17.0	0.567	40.0	0.517
2.4	0.672	5.4	0.612	18.0	0.564	42.0	0.513
2.6	0.668	5.6	0.608	19.0	0.561	44.0	0.509
2.8	0.664	5.8	0.604	20.0	0.558	46.0	0.504
3.0	0.660	6.0	0.600	21.0	0.556	48.0	0.500

Posterior a la determinación de la lluvia media de diseño, se calcula ahora la lluvia en exceso mediante el criterio del SCS que sugiere la siguiente expresión:

$$He = \frac{\left( Hp - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\left( Hp + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)}$$

en donde se conocen las variables  $Hp$  y  $N$ , calculadas previamente.

#### *Método Racional Básico*

Casí todos los métodos empíricos se derivan de la fórmula racional, la cual aparece citada en la literatura americana en 1889 por Emil E. Kuischling, pero otros autores dicen que los principios básicos de este método están explícitos en el trabajo desarrollado por Mulvaney en Irlanda en 1851. La citada fórmula que determina el gasto máximo es:

$$Qd = 0.278 CIA$$

donde  $C$  es el coeficiente de escurrimiento, calculándose con  $C = \frac{He}{Hp}$ .

#### *Método del Hidrograma Unitario Triangular*

Este método, tiene la ventaja de que permite predecir la forma del hidrograma de la avenida y no sólo el gasto máximo. Por lo anterior, es necesario conocer las características del hidrograma unitario triangular, mediante las siguientes expresiones

$$Tp = 0.60Tc + \frac{\Delta t}{2} \quad ; \quad n = 2 + \frac{A - 250}{158.33} \quad ; \quad Tb = nTp$$

donde  $Tp$  es el tiempo pico, en horas;  $n$  es un parámetro en función del área de la cuenca, que también se puede valuar mediante la figura V.10;  $\Delta t$  es el intervalo de tiempo, en este caso igual al tiempo de concentración; y  $Tb$  es el tiempo base, en horas.

Así, con la siguiente fórmula se determina el gasto máximo:

$$Qd = \frac{0.556 He A}{nTp}$$

*Método de Ven Te Chow*

Permite conocer el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un periodo de retorno dado. El gasto máximo se determina mediante la fórmula

$$Qd = AXYZ$$

donde

$X = He/D$ , factor de escurrimiento;

$Y = 0.278$ , factor climático;

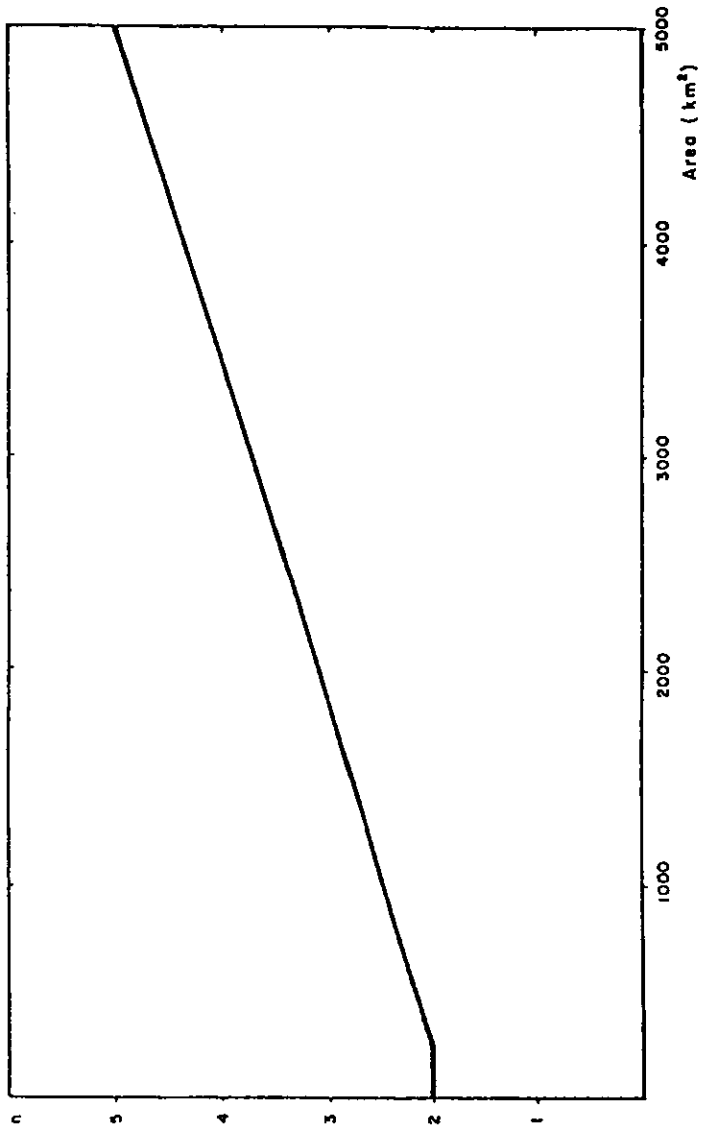
$Z = Qp/Qe$ , factor de reducción del pico

$Qp$  es el gasto pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada  $D$ ; y  $Qe$  es el gasto de equilibrio, o sea, el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita; el valor de  $Z$  se puede determinar como una función de relación de la tormenta que consideraremos igual al tiempo de concentración y el tiempo de retraso,  $Tc/Tr$ , obtenida la anterior relación y con ayuda de la *figura V.9* se obtiene el valor de  $Z$ .

El tiempo de retraso se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia, al pico resultante del hidrograma, se calcula con la expresión

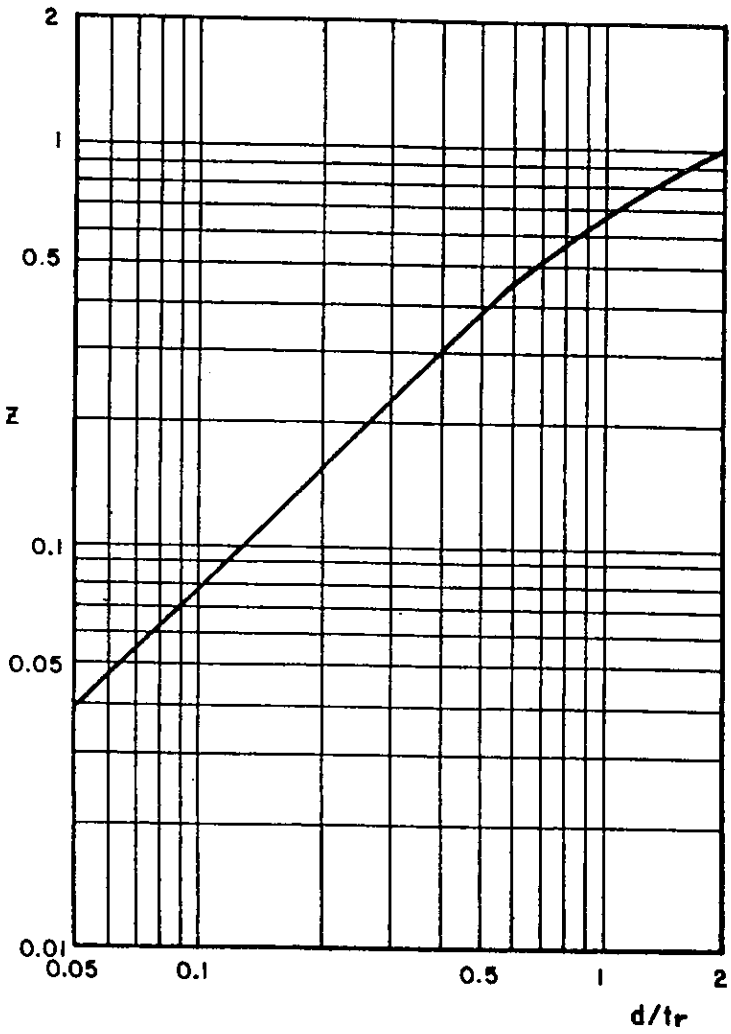
$$Tr = 0.00505 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

A continuación se determinan los gastos máximos para las subcuencas sin control aguas abajo de la presas, cálculo que se muestra en la *tabla V.21*, y cuyas subcuencas se ilustran con una definición más amplia en la *figura V.10*, y que se les ha denominado 1 y 2 respectivamente.

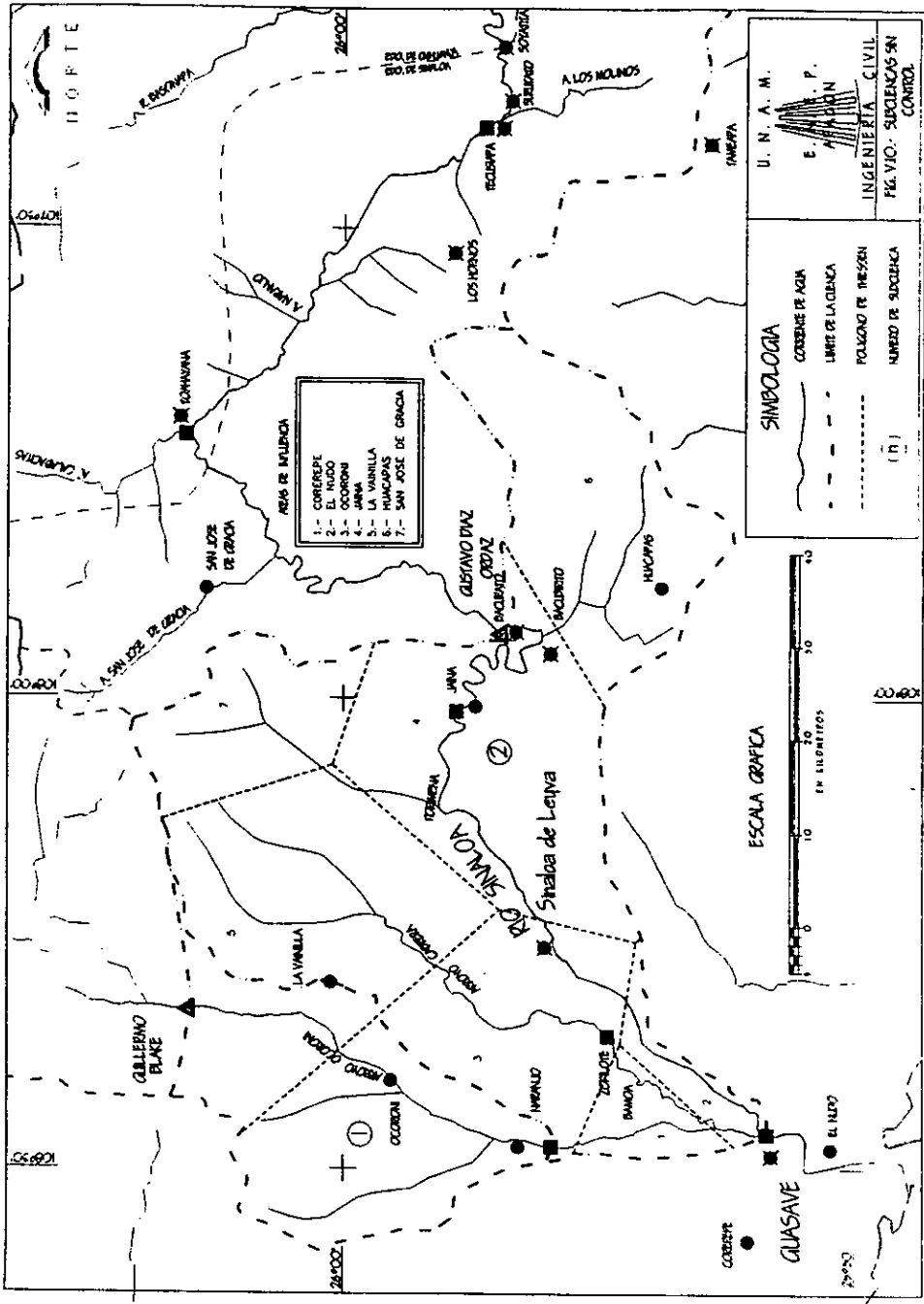


**FIGURA V.8.- VARIACIÓN DEL PARÁMETRO  $n$  EN FUNCIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA**

FIGURA V.9.-RELACIÓN ENTRE Z Y  $d/tr$







- AREAS DE INTERES**
- 1.- CORREPE
  - 2.- EL NUDO
  - 3.- OCCORON
  - 4.- JAMA
  - 5.- LA VAINILLA
  - 6.- SAN JOSE DE GRANCA
  - 7.- SAN JOSE DE GRANCA

U. N. A. M.  
 E. P.  
 ING. CIVIL  
 P.L. VIO. SUPLENCIAS SIN CONTROL

**SIMBOLOGIA**

- CONSERVA DE AGUA
- - - LIMITE DE LA CUERCA
- - - POLICIANO DE TERREZEN
- ( ) NUMERO DE SUCECENCIA

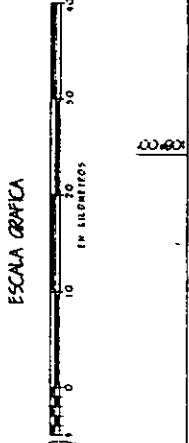


Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrimento

SUBCUENCA 1

AREA DE LA CUENCA =	724.00 Km <sup>2</sup>
LONGITUD DEL C.P. =	36.3 Km
DESNIVEL DEL C.P. =	112 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.001756 Milésimas
VALOR (e) DE LA FORMULA DE KUISHLING =	0.590 Adimensional

RESULTADO DEL ANALISIS PROBABILISTICO DE Hp 24 hrs ( Hp media)	
Tr	Hp 24 hrs
5	104.12

EST. CLIMATOLOGICAS ANALIZADAS:	PONDERACION DEL COEF. DE ESCURRIMIENTO
	% del área Valor N
1.-	100.00 373
2.-	
3.-	

METODOS PROB. ELEGIDOS : LOGNORMAL Y GUMBEL
--

L- DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO MEDIANTE LA APLICACION DEL METODO LLUVIA - ESCURRIMIENTO

I. 1.- CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

AREA DE LA CUENCA (A) =	724 Km <sup>2</sup>
LONGITUD DEL C.P. (L) =	36.3 Km
DESNIVEL DEL C.P. (D) =	112 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.001756

III. 2.- CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION (Tc)

A) Método de Rowe

$$T_c = \left( \frac{0.87 L^{0.385}}{D} \right) = 9.76 \text{ HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L^{0.77}}{S^{0.5}} \right) = 12.11 \text{ HRS}$$

C) Método del SCS

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085 D^{0.38}} = 9.46 \text{ HRS}$$

Tc seleccionado = 9.46 HRS

**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrimento**

**I.3.- CALCULO DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO ( N )**

Mediante el empleo de la cartografía del tipo y uso de suelo del INEGI, escala 1 : 250 , 000 se obtuvo el siguiente valor ponderado de N correspondiente a la cuenca en estudio

N ponderado de  
la cuenca = 78

**I.4.- DETERMINACION DE LA LLUVIA MEDIA DE DISEÑO**

Una vez aplicados los diferentes métodos de distribución probabilística, se decidió utilizar las correspondientes a los métodos de : LOGNORMAL Y GUMBEL por ser éstos los que presentarán mejor ajuste con respecto a los datos de las estaciones Ocoroni y La Vamilla

Tr ( años )	Hp media en 24 hrs ( mm )
5	104.123

Para obtener la Hp de diseño se utilizó la fórmula de Emil Kuishling y C.E. Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. Este método sugiere las siguientes expresiones :

$$H_p = \frac{K T_c^{1-e}}{(1-e)}$$

De donde :

$$K = \frac{h_p (1-e)}{T_c^{1-e}}$$

Para apegar la distribución de la tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad el método sugiere emplear un factor ( e ), el cual depende del tiempo de concentración y cuyo valor oscila entre 0.45 y 0.80, en nuestro caso su valor será de : 0.59

Al aplicar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados :

Tr ( años )	K	Hp media de diseño ( mm )
5	11.60	71.09

**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrentamiento**

**1.5.- CALCULO DEL GASTO MÁXIMO**

**1.5.1.- MÉTODO RACIONAL**

$$Qd = 0.278 C I A$$

Para calcular la lluvia en exceso se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos en E.U.A (SCS)

$$He = \frac{(Hp - (508/N) + 5.08)^2}{(Hp + (2032/N) - 20.32)}$$

$$C = He/Hpd \quad ; \quad I = \frac{K}{(1+e)Tc^f}$$

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados :

Tr ( años )	He ( mm )	I ( mm / hr )	Qmáx ( m3/seg )
5	25.09	7.51	533.8

**1.5.2.- MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR**

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las fórmulas siguientes :

$$Qd = \frac{0.556 He A}{n Tp}$$

donde :

$$Tp = 0.60 Tc + \frac{D}{2} = 10.41 \quad n = 2 + \frac{\text{área} - 250}{1583.33} = 2.299$$

Tr ( años )	Q máximo ( m3/seg )
5	422.1

**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrentamiento**

**I.5.3.- MÉTODO DE VEN TE CHOW**

$$Qd = A X Y Z$$

donde:

$X = Hc / D$  ( Factor de escorrentimiento )

$Y = 0.278$  ( Factor climático )

$Z = Qp/Qe$  ( Factor de reducción )

$$Tr = 0.0050 ( L / S^{0.5} )^{0.64} = 7.2292 \text{ hrs}$$

Cálculo de la relación  $Tc / Tr = 1.3087$

De acuerdo a la gráfica que muestra la relación entre  $Z$  y  $Tc/Tr$ , se tiene :

$$Z = Qp / Qe = 0.81$$

Tr ( años )	X	Q máximo ( m3/seg )
5	2.65	434.7

**T A B L A   R E S U M E N**

Tr ( años )	GASTOS MAXIMOS ( m3 / seg )		
	RACIONAL	HUT	VEN TE CHOW
5	534	422	435

Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrimento

**SUBCUENCA 2**

AREA DE LA CUENCA =	2715.00 Km <sup>2</sup>
LONGITUD DEL C.P. =	125.1 Km
DESNIVEL DEL C.P. =	124 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.000555 Milésimas
VALOR (e) DE LA FORMULA DE KUISHLING =	0.521 Adimensional

<b>RESULTADO DEL ANALISIS PROBABILISTICO DE</b>	
Hp 24 hrs ( Hp media)	Tr
5	109.05

Est. Climatológicas analizadas	PONDERACION DEL COEF. DE ESCURRIMIENTO	
	% del área	Valor N
1.-		
2.-		
3.-		
4.-		
5.-		
6.-		
7.-		

<b>METODOS PROB. ELEGIDOS:</b>
GUMBEL LOGNORMAL
Y GUMBEL DOBLE

**I.- DETERMINACION DEL GASTO DE DISEÑO MEDIANTE LA APLICACION DEL METODO LLUVIA - ESCURRIMIENTO**

**I. 1.- CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA**

AREA DE LA CUENCA ( A ) =	2715 Km <sup>2</sup>
LONGITUD DEL C.P. ( L ) =	125.1 Km
DESNIVEL DEL C.P. ( D ) =	124 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.000555

**III. 2.- CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION ( Tc )**

A) Método de Rowe

$$T_c = \left( \frac{0.8 \cdot L^{0.385}}{D} \right) = 39.18 \text{ HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L^{0.77}}{S^{0.38}} \right) = 48.92 \text{ HRS}$$

C) Método del SCS

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3083 D^{0.38}} = 37.77 \text{ HRS}$$

**Tc seleccionado = 37.77 HRS**

**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escurrencimiento**

**I.3.- CALCULO DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO ( N )**

Mediante el empleo de la cartografía del tipo y uso de suelo del INEGI, escala 1 : 250 . 000 se obtuvo el siguiente valor ponderado de N correspondiente a la cuenca en estudio

$$\begin{array}{l} \text{N ponderado de} \\ \text{la cuenca} = 78 \end{array}$$

**I.4.- DETERMINACION DE LA LLUVIA MEDIA DE DISEÑO**

Una vez aplicados los diferentes métodos de distribución probabilística, se decidió utilizar las correspondientes a los métodos de : Gumbel , Lognormal y Gumbel doble por ser éstos los que presentarán mejor ajuste con respecto a los datos de las estaciones analizadas

Tr ( años )	Hp media en 24 hrs ( mm )
5	109.053

Para obtener la Hp de diseño se utilizó la fórmula de Emil Kuishling y C.E. Gransky. quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. Este método sugiere las siguientes expresiones :

$$H_p = \frac{K T_c^{1-e}}{(1-e)}$$

De donde :

$$K = \frac{h_p (1-e)}{T_c^{1-e}}$$

Para apegar la distribución de la tormenta a la forma de la curva de máxima intensidad el método sugiere emplear un factor ( e ), el cual depende del tiempo de concentración y cuyo valor oscila entre 0.45 y 0.80, en nuestro caso su valor será de : 0.523

Al aplicar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados :

Tr ( años )	K	Hp media de diseño ( mm )
5	11.42	135.38

**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrimento**

**I.5.- CALCULO DEL GASTO MÁXIMO**

**I.5.1.- MÉTODO RACIONAL**

$$Qd = 0.278 C I A$$

Para calcular la lluvia en exceso se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos en E U A ( SCS )

$$He = \frac{( Hp - ( 508 / N ) + 5.08 )^2}{( Hp + ( 2032 / N ) - 20.32 )}$$

$$C = He / Hpd \quad ; \quad I = \frac{K}{( 1 + e ) Tc^n}$$

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados :

Tr ( años )	He ( mm )	I ( mm / hr )	Qmáx ( m3/seg )
5	76.04	3.58	1519.8

**I.5.2.- MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR**

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las fórmulas siguientes :

$$Qd = \frac{0.556 He A}{n Tp}$$

donde :

$$Tp = 0.60 Tc + \frac{D}{2} = 41.54 \quad n = 2 + \frac{\text{área} - 250}{1583.33} = 3.557$$

Tr ( años )	Q máximo ( m3/seg )
5	776.9



**Tabla V.21.- Cálculo del Gasto Máximo mediante la aplicación del Modelo Lluvia-escorrimento**

**1.5.3.- MÉTODO DE VEN TE CHOW**

$$Qd = A X Y Z$$

donde :

$X = He / D$  ( Factor de escurrimiento )

$Y = 0.278$  ( Factor climático )

$Z = Qp/Qe$  ( Factor de reducción )

$$Tr = 0.0050 ( L / S^{0.5} )^{0.64} = 23.0676 \text{ hrs}$$

Cálculo de la relación  $Tc / Tr = 1.6371$

De acuerdo a la gráfica que muestra la relación entre  $Z$  y  $Tc/Tr$ , se tiene :

$$Z = Qp / Qe = 0.93$$

Tr ( años )	X	Q máximo ( m3/seg )
5	2.01	1408.1

**T A B L A   R E S U M E N**

'Tr ( años )	GASTOS MAXIMOS ( m3 / seg )		
	RACIONAL	HUT	VEN TE CHOW
5	1520	777	1408

*Hidrograma Unitario*

El hidrograma unitario (H.U.) de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso, generada uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad uniforme durante un periodo específico de tiempo.

El H.U. permite relacionar la precipitación con el escurrimiento, a través de su distribución respecto al tiempo.

Para obtener el hidrograma de la avenida máxima ordinaria, se procede en base al hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu, de la siguiente manera:

1. Se calculan con las características de la cuenca los parámetros de el tiempo pico,  $tp$ ; el coeficiente de almacenamiento,  $K$ ; y el coeficiente para obtener la forma del hidrograma adimensional,  $n$ ; mediante las expresiones de I-Pai-Wu que se indican a continuación

<i>Expresión</i>	<i>Cuenca 1</i>	<i>Cuenca 2</i>
$K = 0.73 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473}$	22.7265	69.0063
$tp = 0.93 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668}$	44.9415 hrs	88.4988 hrs
$n = 4 tp / K$	7.9100	5.1299

2. Se calcula el tiempo pico de la tormenta considerándolo igual a 1.1  $T_c$  y la duración de la tormenta como 5  $tp$
3. Se determina el gasto de pico, utilizando los parámetros del método del hidrograma unitario, haciendo intervenir  $n$ , calculada por ese método, y mediante la anterior expresión de HUT

$$q_p = \left[ \frac{0.556A}{nt_p} \right]$$

También, involucrando los resultados de otro método empírico se puede obtener el gasto pico, a partir del valor del gasto máximo obtenido por el método de la fórmula Racional, que resultó ser el más desfavorable en este caso, dividiéndolo entre la lluvia en exceso

$$q_p = Q_{\text{máx}} / He$$

4. Se elige un incremento para el intervalo de tiempo para los valores de las abscisas  $t_i$ , en horas
5. Se calculan las ordenadas de gastos del hidrograma con la expresión

$$q_i = Heq_p \left[ \frac{t_i}{t_p} \right]^{n-1} \left( e^{-[n-1] \left[ \frac{t_i}{t_p} - 1 \right]} \right)$$

6. Se obtienen los volúmenes mediante el HUT, con los parámetros anteriormente obtenidos y con la expresión

$$V_i = 3600(t_i - t_{i-1}) \left[ \frac{q_{i-1} + q_i}{2} \right]$$

7. Se obtiene el volumen total como la sumatoria de todos los volúmenes calculados

Cabe mencionar que para la subcuenca denominada 1, se tomó el valor para el gasto máximo, del método Racional, mientras que para la subcuenca 2, se adoptó el valor del método del HUT.

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

GASTO PICO CALCULADO MEDIANTE ( HUT )

Calculo del hidrograma en base al hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu

Hidrograma adimensional elegido =	<del>10.40704151</del>		
Tiempo de concentración ( hrs ) =	9.46	$T_r$	$t_c$
Tiempo pico de la tormenta ( hrs ) =	10.40704151	5	23.09
Incremento de tiempo del hidro (hr)=	<del>0.945</del>		
Duración de la tormenta ( STp ) =	52.03520757		
Gasto pico HUT ( m <sup>3</sup> /seg ) =	16.822		

VOLUMEN CALCULADO MEDIANTE ( HUT )

ESTRATEGIA DE CÁLCULO

ESTRATEGIA DE CÁLCULO	ESTRATEGIA DE CÁLCULO
0	0
0.45	0.00
0.9	0.01
1.35	0.13
1.8	0.69
2.25	2.41
2.7	6.29
3.15	13.54
3.6	25.27
4.05	42.30
4.5	64.97
4.95	93.10
5.4	125.99
5.85	162.47
6.3	201.10
6.75	240.26
7.2	278.36
7.65	313.89
8.1	345.58
8.55	372.42
9	393.74
9.45	409.13
9.9	418.51
10.35	422.03
10.8	420.05
11.25	413.09
11.7	401.77
12.15	386.79
12.6	368.85
13.05	348.66
13.5	326.87
13.95	304.10
14.4	280.89
14.85	257.70
15.3	234.93
15.75	212.90
16.2	191.84
16.65	171.95
17.1	153.35
17.55	136.10
18	120.25
18.45	105.78
18.9	92.68
19.35	80.88
19.8	70.32
20.25	60.92
20.7	52.59
21.15	45.26
21.6	38.83

ESTRATEGIA DE CÁLCULO

ESTRATEGIA DE CÁLCULO	ESTRATEGIA DE CÁLCULO
0	0.00
0.45	0.10
0.9	8.60
1.35	112.36
1.8	666.22
2.25	2511.73
2.7	7045.90
3.15	16064.15
3.6	31435.55
4.05	54726.91
4.5	86884.45
4.95	128040.25
5.4	177464.76
5.85	233650.14
6.3	294488.57
6.75	357502.20
7.2	420084.32
7.65	479720.25
8.1	534166.69
8.55	581579.54
9	620588.02
9.45	650319.83
9.9	670385.61
10.35	680832.95
10.8	682080.16
11.25	674839.41
11.7	660056.97
12.15	638736.76
12.6	612071.39
13.05	581183.31
13.5	547177.32
13.95	511084.60
14.4	473837.43
14.85	436253.75
15.3	399029.83
15.75	362739.57
16.2	327839.01
16.65	294674.45
17.1	263493.09
17.55	234454.95
18	207645.49
18.45	183087.96
18.9	160755.23
19.35	140580.70
19.8	122468.00
20.25	106299.56
20.7	91943.87
21.15	79261.54
21.6	68110.25

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

VOLUMEN CALCULADO  
MEDIANTE ( HUT )

Gasto máximo 2.5 años

22.05	33.21
22.5	28.32
22.95	24.09
23.4	20.43
23.85	17.29
24.3	14.59
24.75	12.28
25.2	10.32
25.65	8.65
26.1	7.23
26.55	6.04
27	5.03
27.45	4.18
27.9	3.47
28.35	2.88
28.8	2.38
29.25	1.96
29.7	1.62
30.15	1.33
30.6	1.09
31.05	0.90
31.5	0.74
31.95	0.60
32.4	0.49
32.85	0.40
33.3	0.33
33.75	0.27
34.2	0.22
34.65	0.18
35.1	0.14
35.55	0.12
36	0.09
36.45	0.08
36.9	0.06
37.35	0.05
37.8	0.04
38.25	0.03
38.7	0.03
39.15	0.02
39.6	0.02
40.05	0.01
40.5	0.01
40.95	0.01
41.4	0.01
41.85	0.01
42.3	0.00
42.75	0.00
43.2	0.00
43.65	0.00
44.1	0.00
44.55	0.00
45	0.00

Gasto máximo 22.03

Gasto máximo 5 años

22.05	58348.60
22.5	49839.18
22.95	42450.69
23.4	36059.55
23.85	30550.81
24.3	25818.73
24.75	21766.92
25.2	18308.27
25.65	15264.63
26.1	12866.35
26.55	10751.77
27	8966.57
27.45	7463.17
27.9	6200.12
28.35	5141.40
28.8	4255.93
29.25	3516.91
29.7	2901.39
30.15	2389.74
30.6	1965.24
31.05	1613.70
31.5	1323.08
31.95	1083.25
32.4	885.66
32.85	723.13
33.3	589.65
33.75	480.20
34.2	390.57
34.65	317.29
35.1	257.45
35.55	208.66
36	168.92
36.45	136.60
36.9	110.35
37.35	89.05
37.8	71.79
38.25	57.82
38.7	46.52
39.15	37.39
39.6	30.03
40.05	24.09
40.5	19.31
40.95	15.47
41.4	12.38
41.85	9.90
42.3	7.91
42.75	6.21
43.2	5.04
43.65	4.01
44.1	3.20
44.55	2.55
45	2.02

Volumen total 15261.623 m<sup>3</sup>

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

GASTO PICO CALCULADO MEDIANTE EL METODO RACIONAL

Calculo del hidrograma en base al hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu

Hidrograma adimensional elegido =	0.791024		
Tiempo de concentración ( hrs ) =	9.46	Tr	He
Tiempo pico de la tormenta ( hrs ) =	10.40704151		
Incremento de tiempo del hidro (hr) =	0.4536	5	25.09
Duración de la tormenta ( 5Tp ) =	52.03520757		
Gasto pico HUT ( m <sup>3</sup> /seg ) =	21.274		

VOLUMEN CALCULADO MEDIANTE ( HUT )

0.791024

5 años

0	0
0.45	0.00
0.9	0.01
1.35	0.16
1.8	0.88
2.25	3.04
2.7	7.96
3.15	17.12
3.6	31.96
4.05	53.49
4.5	82.16
4.95	117.75
5.4	159.33
5.85	205.47
6.3	254.32
6.75	303.85
7.2	352.03
7.65	396.96
8.1	437.03
8.55	470.99
9	497.94
9.45	517.41
9.9	529.27
10.35	533.72
10.8	531.21
11.25	522.41
11.7	508.10
12.15	489.16
12.6	466.47
13.05	440.93
13.5	413.38
13.95	384.58
14.4	355.22
14.85	325.90
15.3	297.11
15.75	269.24
16.2	242.62
16.65	217.46
17.1	193.93
17.55	172.12
18	152.07
18.45	133.78
18.9	117.21
19.35	102.28
19.8	88.93
20.25	77.04
20.7	66.51
21.15	57.24
21.6	49.10

0	0.00
0.45	0.12
0.9	10.87
1.35	142.10
1.8	842.53
2.25	3176.47
2.7	8910.62
3.15	20315.58
3.6	39755.06
4.05	60210.55
4.5	109878.68
4.95	161926.49
5.4	224431.34
5.85	295486.34
6.3	372425.85
6.75	452116.22
7.2	531260.90
7.65	606679.64
8.1	675535.49
8.55	735496.29
9	784828.49
9.45	822428.91
9.9	847805.16
10.35	861017.42
10.8	862594.71
11.25	853437.66
11.7	834717.72
12.15	807780.35
12.6	774057.91
13.05	734995.20
13.5	691989.44
13.95	646244.66
14.4	599239.92
14.85	551709.61
15.3	504634.26
15.75	458739.68
16.2	414602.58
16.65	372660.93
17.1	333227.32
17.55	296504.15
18	262599.49
18.45	231542.73
18.9	203299.59
19.35	177785.80
19.8	154879.52
20.25	134452.05
20.7	116277.09
21.15	100238.35
21.6	86135.83

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

Tiempo (años)		VOLUMEN CALCULADO MEDIANTE ( HUT )	
Tiempo	Años	Tiempo	Años
22.05	42.00	22.05	73790.73
22.5	35.82	22.5	63029.26
22.95	30.46	22.95	53685.39
23.4	25.84	23.4	45602.82
23.85	21.86	23.85	38636.17
24.3	18.45	24.3	32651.73
24.75	15.53	24.75	27527.60
25.2	13.05	25.2	23153.61
25.65	10.94	25.65	19430.93
26.1	9.15	26.1	16271.47
26.55	7.64	26.55	13597.25
27	6.36	27	11339.59
27.45	5.29	27.45	9438.32
27.9	4.39	27.9	7841.00
28.35	3.64	28.35	6502.09
28.8	3.01	28.8	5382.27
29.25	2.48	29.25	4447.67
29.7	2.05	29.7	3669.26
30.15	1.68	30.15	3022.19
30.6	1.38	30.6	2485.35
31.05	1.14	31.05	2040.76
31.5	0.93	31.5	1673.24
31.95	0.76	31.95	1369.94
32.4	0.62	32.4	1120.05
32.85	0.51	32.85	914.51
33.3	0.41	33.3	745.71
33.75	0.34	33.75	607.28
34.2	0.27	34.2	493.94
34.65	0.22	34.65	401.26
35.1	0.18	35.1	325.59
35.55	0.15	35.55	263.88
36	0.12	36	213.63
36.45	0.10	36.45	172.76
36.9	0.08	36.9	139.56
37.35	0.06	37.35	112.62
37.8	0.05	37.8	90.79
38.25	0.04	38.25	73.12
38.7	0.03	38.7	58.83
39.15	0.03	39.15	47.29
39.6	0.02	39.6	37.98
40.05	0.02	40.05	30.47
40.5	0.01	40.5	24.43
40.95	0.01	40.95	19.56
41.4	0.01	41.4	15.66
41.85	0.01	41.85	12.52
42.3	0.01	42.3	10.00
42.75	0.00	42.75	7.99
43.2	0.00	43.2	6.37
43.65	0.00	43.65	5.08
44.1	0.00	44.1	4.04
44.55	0.00	44.55	3.22
45	0.00	45	2.56
<b>Gasto máximo:</b>	<b>533.72</b>	<b>Volumen total:</b>	<b>19,200,656.98</b>

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

GASTO PICO CALCULADO MEDIANTE ( HUT )

Cálculo del hidrograma en base al hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu

Hidrograma adimensional elegido =	4.130		
Tiempo de concentración ( hrs ) =	37.77	Tc	He
Tiempo pico de la tormenta ( hrs ) =	41.54159645		
Incremento de tiempo del hidro (hrs)	2.972	5	76.04
Duración de la tormenta ( STp ) =	207.7079823		
Gasto pico fHUT ( m <sup>3</sup> /seg ) =	10.216		

VOLUMEN CALCULADO MEDIANTE ( HUT )

0.5 años

Tiempo	5 años
0	0
2	0.14
4	2.06
6	9.00
8	24.21
10	49.88
12	86.81
14	134.50
16	191.37
18	255.13
20	323.14
22	392.63
24	461.00
26	525.91
28	585.44
30	638.08
32	682.77
34	718.89
36	746.15
38	764.63
40	774.64
42	776.71
44	771.51
46	759.84
48	742.51
50	720.39
52	694.33
54	665.12
56	633.55
58	600.30
60	566.01
62	531.23
64	496.45
66	462.08
68	428.46
70	395.86
72	364.52
74	334.59
76	306.19
78	279.40
80	254.27
82	230.79
84	208.98
86	188.78
88	170.15
90	153.03
92	137.36
94	123.05
96	110.02

Tiempo 5 años

Tiempo	5 años
0	0.00
2	516.37
4	7926.59
6	39823.19
8	119579.86
10	266734.70
12	492094.73
14	796720.79
16	1173113.49
18	1607403.78
20	2081789.89
22	2576786.30
24	3073071.90
26	3552865.52
28	4000841.13
30	4404640.12
32	4755056.88
34	5045977.46
36	5274145.15
38	5438816.69
40	5541360.41
42	5584836.11
44	5573585.43
46	5512852.26
48	5408445.33
50	5266449.01
52	5092984.20
54	4894017.88
56	4675217.83
58	4441847.85
60	4198698.11
62	3950044.90
64	3699625.19
66	3450689.01
68	3205918.21
70	2967554.69
72	2737386.47
74	2516798.21
76	2306814.04
78	2108140.87
80	1921210.72
82	1746221.33
84	1583173.96
86	1431908.22
88	1292133.61
90	1163457.61
92	1045410.32
94	937463.98
96	839061.29



Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

VOLUMEN CALCULADO  
MEDIANTE ( HUT )

Tiempo (h) Gasto (l/s)

98	98.20
100	87.50
102	77.83
104	69.13
106	61.30
108	54.28
110	47.99
112	42.38
114	37.37
116	32.91
118	28.95
120	25.44
122	22.32
124	19.57
126	17.14
128	14.99
130	13.10
132	11.44
134	9.98
136	8.69
138	7.57
140	6.58
142	5.72
144	4.97
146	4.31
148	3.74
150	3.24
152	2.80
154	2.43
156	2.10
158	1.81
160	1.56
162	1.35
164	1.16
166	1.00
168	0.86
170	0.74
172	0.64
174	0.55
176	0.47
178	0.41
180	0.35
182	0.30
184	0.26
186	0.22
188	0.19
190	0.16
192	0.14
194	0.12
196	0.10
198	0.09
200	0.07

Gasto máximo: 98.277671 l/s

Tiempo (h) Sabos

98	749610.90
100	668520.36
102	595196.62
104	529056.56
106	469532.58
108	416682.73
110	368184.34
112	325346.67
114	287107.43
116	253034.64
118	222726.76
120	195812.37
122	171949.38
124	150824.04
126	132149.47
128	115664.81
130	101132.67
132	88338.51
134	77088.60
136	67208.50
138	58541.55
140	50947.35
142	44300.35
144	38488.55
146	33412.18
148	28982.54
150	25120.93
152	21757.62
154	18830.95
156	16286.44
158	14076.07
160	12157.53
162	10493.61
164	9051.65
166	7802.97
168	6722.47
170	5788.15
172	4980.81
174	4283.65
176	3682.04
178	3163.21
180	2716.05
182	2320.91
184	1990.36
186	1714.13
188	1468.89
190	1258.13
192	1077.12
194	921.73
196	788.40
198	674.07
200	576.08

Volumen total: 146,220,188.21

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

**GASTO PICO CALCULADO MEDIANTE EL METODO RACIONAL**

Calculo del hidrograma en base al hidrograma adimensional propuesto por I-Pai-Wu

Hidrograma adimensional elegido =	5.130		
Tiempo de concentración ( hrs ) =	37.77	Tr	He
Tiempo pico de la tormenta ( hrs ) =	41.54159645		
Incremento de tiempo del hidrograma (hr)=	2.5	5	76.04
Duración de la tormenta ( STp ) =	207.7079823		
Gasto pico HUT ( m <sup>3</sup> -seg ) =	19.986		

**VOLUMEN CALCULADO MEDIANTE ( HUT )**

0.00 0.00

0	0
2.5	0.67
5	9.16
7.5	38.13
10	97.58
12.5	191.27
15	316.75
17.5	466.94
20	632.15
22.5	801.93
25	966.43
27.5	1117.32
30	1248.25
32.5	1354.95
35	1435.17
37.5	1488.37
40	1515.40
42.5	1518.18
45	1499.35
47.5	1461.96
50	1409.28
52.5	1344.52
55	1270.76
57.5	1190.84
60	1107.26
62.5	1022.18
65	937.42
67.5	854.45
70	774.42
72.5	698.19
75	626.38
77.5	559.39
80	497.41
82.5	440.52
85	388.66
87.5	341.69
90	299.37
92.5	261.47
95	227.67
97.5	197.68
100	171.17
102.5	147.84
105	127.37
107.5	109.48
110	93.89
112.5	80.35
115	68.62
117.5	58.49
120	49.76

0.00 0.00

0	0.00
2.5	3019.52
5	44250.32
7.5	212832.40
10	610704.39
12.5	1299809.58
15	2286072.33
17.5	3526579.13
20	4945881.37
22.5	6453334.45
25	7957582.97
27.5	9376845.09
30	10645033.54
32.5	11714396.39
35	12555572.44
37.5	13155931.07
40	13516933.47
42.5	13651081.55
45	13578855.60
47.5	13325898.45
50	12920591.32
52.5	12392082.64
55	11768773.58
57.5	11072227.42
60	10341449.22
62.5	9582473.69
65	8818197.68
67.5	8063398.12
70	7329883.10
72.5	6626731.46
75	5960585.29
77.5	5335966.84
80	4755599.03
82.5	4220714.40
85	3731342.37
87.5	3286568.75
90	2884764.39
92.5	2523782.19
95	2201123.38
97.5	1914074.81
100	1659819.95
102.5	1435526.59
105	1238414.11
107.5	1065803.43
110	915152.47
112.5	784079.60
115	670377.20
117.5	572019.38
120	487159.35

Tabla V.22.- Cálculo de los hidrogramas para los gastos máximos calculados en las subcuencas sin control

VOLUMEN CALCULADO  
MEDIANTE ( HUT )

REQUERIMIENTO DE 5 años

122.5	42.26
125	35.83
127.5	30.33
130	25.63
132.5	21.62
135	18.22
137.5	15.33
140	12.88
142.5	10.81
145	9.06
147.5	7.58
150	6.34
152.5	5.29
155	4.41
157.5	3.68
160	3.06
162.5	2.55
165	2.11
167.5	1.75
170	1.45
172.5	1.21
175	1.00
177.5	0.83
180	0.68
182.5	0.56
185	0.46
187.5	0.38
190	0.32
192.5	0.26
195	0.21
197.5	0.18
200	0.14
202.5	0.12
205	0.10
207.5	0.08
210	0.07
212.5	0.05
215	0.04
217.5	0.04
220	0.03
222.5	0.02
225	0.02
227.5	0.02
230	0.01
232.5	0.01
235	0.01
237.5	0.01
240	0.01
242.5	0.00
245	0.00
247.5	0.00
250	0.00

Gasto máximo: \$1518.18

REQUERIMIENTO DE 5 años

122.5	414128.36
125	351426.94
127.5	297715.76
130	251804.85
132.5	212641.95
135	179300.69
137.5	150968.82
140	126936.86
142.5	106587.18
145	89382.92
147.5	74863.57
150	62626.29
152.5	52328.16
155	43674.05
157.5	36411.32
160	30324.22
162.5	25238.84
165	20968.79
167.5	17411.27
170	14443.81
172.5	11971.22
175	9913.17
177.5	8201.91
180	6780.41
182.5	5600.74
185	4622.67
187.5	3812.49
190	3141.96
192.5	2587.48
195	2129.35
197.5	1751.13
200	1439.12
202.5	1181.93
205	970.69
207.5	795.72
210	652.29
212.5	524.40
215	437.57
217.5	358.07
220	292.86
222.5	239.40
225	195.59
227.5	159.71
230	130.35
232.5	106.34
235	86.71
237.5	70.66
240	57.56
242.5	46.87
245	38.15
247.5	31.02
250	25.24

Volumen total 236,051,813.96

## V.2.-ANÁLISIS DEL SISTEMA MEDIANTE INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA

En este caso ocurren dos condiciones: la primera que la hidrometría sea de la propia corriente en el sitio de estudio o en sus cercanías y la segunda que sea de alguna corriente vecina de características semejantes a la de estudio, que será necesario trasladar a dicho sitio.

Para este caso, con sus dos variantes, se toma como base a la muestra de gastos máximos anuales instantáneos, que es deseable no sea inferior a diez años, pues en caso contrario se buscará la forma de ampliar, por medio de correlaciones gráficas o matemáticas con datos hidrométricos de otra corriente vecina semejante, o con datos de precipitación en estaciones pluviométricas localizadas dentro y en la vecindad de su cuenca, en las fechas que ocurrieron los gastos máximos. En la ampliación de la muestra se pueden usar adicionalmente algunos otros datos de gastos relevantes aunque no sean los máximos, con fin de dar apoyo a la correlación. Los procedimientos recomendados para determinar el gasto máximo ordinario se basan en la aplicación de alguna herramienta estadística, y de modelos de distribución probabilística convencional, complementados con gráficas para dar la objetividad conveniente. Los procedimientos y resultados, se fundamentan en el concepto racional que se señala la *figura V.11*, procedimiento para el cálculo de gastos o crecientes de diseño.

En la actualidad existen un gran número de técnicas o métodos para medir el escurrimiento o gasto de un cauce en un punto e instante determinados. Todos los métodos disponibles pueden ser incluidos en alguno de los tres grupos siguientes:

- a) Métodos basados en la medición de la velocidad del agua y área transversal del río.
- b) Métodos que involucran la construcción de estructuras artificiales, como aforadores o vertedores.
- c) Métodos de aforo por dilución.

El método a seleccionar para la medición del gasto de un río, depende principalmente del tamaño de éste, de la precisión requerida y del tiempo y equipo

disponible. De todos los métodos citados en el inciso anterior para medir el gasto de un río, el más económico y práctico es el que está basado en la medición del área transversal de la corriente y de la velocidad del flujo, determinada ésta última, por medio de un molinete hidráulico, que es un dispositivo que consta de cuatro partes esenciales y que incluyen una rueda giratoria de aspas o copas, las cuales giran con el agua; un mecanismo de conteo del número de vueltas de la rueda giratoria; un timón o aletas direccionales; y un contrapeso estabilizador o escandallo. Las estaciones hidrométricas consideradas para este estudio, utilizan éste método.

### Recopilación de Información

Como ya se dijo con antelación, para el estudio se cuenta con dos subcuencas aguas arriba del sitio de estudio, controladas por las presas Gustavo Díaz Ordaz y Guillermo Blake respectivamente, la subcuenca que queda abajo de estas, es la que ya se analizó mediante el modelo lluvia escurrimiento, y que a su vez fue subdividida en dos subcuencas con el objeto de no pasar el área límite de 3000 Km<sup>2</sup>, que se recomienda para poder aplicar el modelo.

Dado que las presas Guillermo Blake y Gustavo Díaz Ordaz comenzaron a almacenar en 1985 y 1981 respectivamente, con el objeto de tener un mayor número de registros, se tomaron los datos de las estaciones hidrométricas Naranjo y Jaina, ubicadas aguas abajo de ambas presas, mediante un traslado por relación de áreas drenadas con la siguiente expresión.

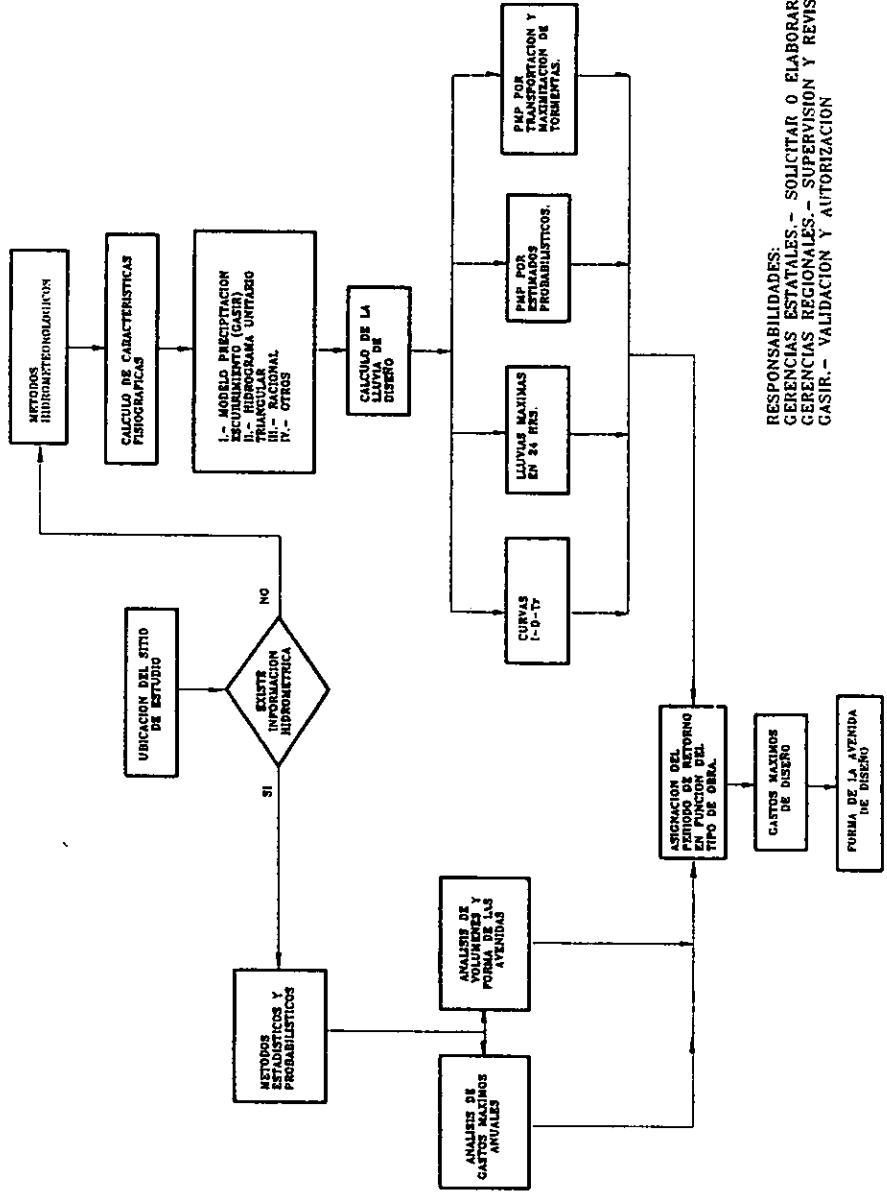
$$Q_x = Q_r \left( \frac{A_r}{A_x} \right)^{5/6}$$

donde

$Q_x$  es el gasto para un año  $X$ , que resulta del traslado, en m<sup>3</sup>/s;  $Q_r$  es el gasto máximo anual instantáneo registrado en la estación hidrométrica en el año  $X$ , en m<sup>3</sup>/s;  $A_r$  es el área de la cuenca delimitada desde la estación hidrométrica, en Km<sup>2</sup>;  $A_x$  es el área de la cuenca delimitada a partir de la presa, en Km<sup>2</sup>.

Con la expresión anterior se calcula para cada dato con su fecha respectiva, el dato trasladado al sitio de interés (tabla V.23).

FIGURA V.11.- PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE GASTOS Y CRECIENTES DE DISEÑO



RESPONSABILIDADES:  
 GERENCIAS ESTATALES.- SOLICITAR O ELABORAR  
 GERENCIAS REGIONALES.- SUPERVISION Y REVISION  
 GASIR.- VALIDACION Y AUTORIZACION

Tabla V.23.- Inferencia de Gastos Máximos Anuales

AÑOS	GASTOS MAXIMOS ANUALES DE LA ESTACIÓN NARANJO	GASTOS MAXIMOS ANUALES DEDUCIDOS MEDIANTE AREAS DRENADAS PARA EL SITIO DE LA PRESA GUILLERMO BLAKE
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s

$$A_T = 2064 \text{ Km}^2$$

$$A_X = 1340 \text{ Km}^2$$

$$Q_X = Q_T (A_T/A_X)^{0.66}$$

	$Q_T$	$Q_X$
1939	277.00	193.260
1940	169.90	118.538
1941	89.60	62.513
1942	1404.60	979.976
1943	1776.00	1239.098
1944	221.00	154.190
1945	402.50	280.820
1946	303.60	211.819
1947	61.40	42.838
1948	658.80	459.638
1949	1320.40	921.230
1950	374.00	260.936
1951	30.92	21.573
1952	95.60	66.699
1953	89.48	62.429
1954	185.00	129.073
1955	475.00	331.403
1956	57.40	40.047
1957	-----	-----
1958	3093.40	2158.235
1959	593.00	413.730
1960	334.00	233.029
1961	119.00	83.025
1962	434.00	302.798
1963	433.30	302.309
1964	223.00	155.585
1965	534.00	372.567
1966	330.00	230.238
1967	684.00	477.220
1968	1720.00	1200.027
1969	255.00	177.911
1970	435.00	303.495
1971	600.00	418.614
1972	405.00	282.565
1973	1150.00	802.344
1974	800.00	558.152
1975	349.00	243.494
1976	1995.00	1391.892
1977	73.00	50.931
1978	230.00	160.469
1979	104.60	72.978
1980	756.00	527.454
1981	2040.00	1423.288
1982	1630.00	1137.235
1983	888.8	620.107
1984	296	206.516

Tabla V.23.- Inferencia de Gastos Máximos Anuales

AÑOS	GASTOS MAXIMOS ANUALES DE LA ESTACIÓN JAINA	GASTOS MAXIMOS ANUALES DEDUCIDOS MEDIANTE AREAS DRENADAS PARA EL SITIO DE LA PRESA GUSTAVO DIAZ O.
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s

$$A_T = 8179 \text{ Km}^2$$

$$A_X = 7365 \text{ Km}^2$$

$$Q_X = Q_T (A_T/A_X)^{0.66}$$

	$Q_T$	$Q_X$
1941	759.00	695.508
1942	2065.20	1892.442
1943	6991.25	6406.418
1944	580.00	531.482
1945	714.20	654.456
1946	746.46	684.017
1947	771.20	706.688
1948	692.50	634.571
1949	2614.00	2395.334
1950	2336.00	2140.589
1951	437.00	400.444
1952	594.23	544.521
1953	545.50	499.868
1954	516.35	473.156
1955	1600.00	1466.157
1956	639.00	585.546
1957	362.00	331.718
1958	2232.00	2045.289
1959	615.50	564.012
1960	2003.00	1835.445
1961	795.00	728.497
1962	1137.00	1041.888
1963	1226.00	1123.443
1964	453.75	415.793
1965	649.80	595.443
1966	958.00	877.861
1967	900.00	824.713
1968	1338.00	1226.074
1969	340.00	311.558
1970	356.60	326.770
1971	1109.00	1016.230
1972	932.00	854.036
1973	1349.00	1236.153
1974	680.00	623.117
1975	488.00	447.178
1976	900.09	824.796
1977	790.66	724.520
1978	988.88	906.158
1979	1620.00	1484.484
1980	400.25	366.768
1981	2831.66	2594.786
1982	4440.40	4068.952
1983	178.91	163.944



### Regresión lineal simple

Uno de los modelos más simples y comunes en la hidrología está basado en la suposición de que dos variables se relacionan en forma lineal. En general, el objetivo de un modelo de esta naturaleza es poder estimar el valor de una variable, que se denomina variable dependiente, a partir del valor de la otra, que se llama variable independiente.

$$y = a + b x$$

donde  $y$  es la variable dependiente;  $x$  es la variable independiente; las variables  $a$  y  $b$ , son parámetros obtenidos a partir de la correlación.

Para el caso del presente estudio, se utiliza una correlación de los gastos máximos anuales de las estaciones hidrométricas, con el objeto de ampliar la muestra de datos que ya se trasladó al lugar de las presas, hasta el año de 1997, empleando además para dicho fin, los gastos medios diarios de las presas, mediante las siguientes expresiones:

$$a = \bar{y} - b\bar{x}$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right) \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)$$

donde  $\bar{y}$  y  $\bar{x}$ , son las medias respectivas de los valores  $x_i$  y  $y_i$

$$Se^2 = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} \left[ 1 - \frac{S_{xy}^2}{S_{xx}(S_{yy})} \right]$$

$$S_{yy} = n \sum_{i=1}^n y_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)^2$$

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx}(S_{yy})}}$$

donde

$S_y^2$  varianza de los datos  $y_i$

$r_{xy}$  coeficiente de correlación lineal

En la *tabla V.24* se muestra la correlación lineal simple, para los dos conjuntos de datos (de las estaciones hidrométricas Naranjo y Jaina), y mediante la ecuación  $y = a + b x$ , se calculan los gastos para el lapso faltante hasta el año de 1997, que se incluye en la *tabla V.25*.

Tabla V.24.- Correlación lineal simple de los datos hidrométricos

AÑOS	n	GASTOS MEDIOS ANUALES DE LA ESTACION HIDROMÉTRICA		GASTOS MÁXIMOS ANUALES DE LA ESTACION HIDROMÉTRICA		Xi <sup>2</sup>	Yi <sup>2</sup>	(Yi - Media de Yi) <sup>2</sup>
		Xi	Yi	Xi	Yi			
1939	1	133.20	277.00	36896.40	17743.24	67279.00	126930.69	
1940	2	117.30	189.90	19229.27	13759.29	26866.01	214714.85	
1941	3	61.60	89.60	5519.36	3794.56	8078.16	295590.69	
1942	4	74.00	140.60	10364.00	54760.00	1972901.16	594944.83	
1943	5	63.30	177.60	1480628.80	69222.44	3154176.00	1305824.23	
1944	6	83.90	221.00	18541.90	7039.21	48841.00	169969.30	
1945	7	103.50	402.50	40451.25	10100.25	162006.25	53256.33	
1946	8	112.10	303.50	34033.56	12508.41	92172.96	108664.51	
1947	9	61.40	260.35	2603.35	1797.76	3769.96	327039.11	
1948	10	303.40	658.80	196879.92	92051.56	434017.44	651.61	
1949	11	768.90	1320.40	1041663.56	822363.21	1743456.16	472143.06	
1950	12	134.50	374.00	50003.00	16090.25	159676.00	67222.66	
1951	13	72.40	30.92	383.41	153.76	956.05	362628.54	
1952	14	63.60	95.00	6271.36	4303.36	8139.36	268602.61	
1953	15	64.30	89.46	1953.96	1862.49	3006.67	295711.19	
1954	16	84.00	153.00	17328.00	3671.04	24273.00	200948.96	
1955	17	109.00	42.70	9499.00	3801.49	22623.00	23660.45	
1956	18	23.30	57.40	1380.09	3301.56	3291.76	331630.10	
1958	19	84.40	3093.40	2602386.76	707953.06	859123.56	6052223.22	
1959	20	249.40	593.00	143557.00	57792.16	341616.00	621.84	
1960	21	198.00	334.00	65464.00	34418.00	111556.00	189454.53	
1961	22	61.30	119.00	7294.70	3757.69	14161.00	394079.06	
1962	23	184.30	434.00	76966.20	33996.49	198156.00	39799.35	
1963	24	287.10	433.30	124400.43	82426.41	187746.80	168334.21	
1964	25	146.20	223.00	32602.60	21374.44	46720.00	9655.19	
1965	26	274.00	534.00	146422.80	75185.64	265156.00	109300.00	
1966	27	124.00	330.00	14317.00	15600.01	109300.00	91874.71	
1967	28	341.50	684.00	233596.00	116622.25	467856.00	2473.19	
1968	29	606.50	1720.00	1197960.00	485112.25	2958460.00	1160974.65	
1969	30	95.30	255.00	24301.50	9082.09	65025.00	143090.71	
1970	31	208.70	435.00	90784.50	43553.69	169225.00	39312.31	
1971	32	417.80	600.00	250680.00	174596.84	360000.00	1107.11	
1972	33	247.90	405.00	61454.41	164025.00	164025.00	52108.71	
1973	34	497.70	1150.00	587155.00	243739.69	1322500.00	267006.45	
1974	35	274.00	800.00	219200.00	75076.00	640000.00	27797.76	
1975	36	187.60	349.00	65472.40	35193.76	121601.00	80611.33	
1976	37	730.20	1995.00	1459749.00	533192.04	3960025.00	1854299.51	
1977	38	34.60	73.00	2526.60	1197.16	5329.00	313906.21	
1978	39	56.90	230.00	13018.00	3203.96	53900.00	162629.36	
1979	40	42.60	104.60	5460.12	2724.84	10941.16	278495.49	
1980	41	52.00	424.60	320997.60	180285.16	571536.00	15081.83	
1981	42	959.30	2040.00	1958972.00	920256.49	4161600.00	1978879.91	
1982	43	1068.70	1630.00	1774581.00	1165267.69	2656900.00	993464.05	
1983	44	230.1	868.6	528614.00	351056.25	769665.44	65293.86	
1984	45	13376.600	28467.300	1621458.842	52946.01	67816.00	113753.30	
				7606230.100		37618110.967	19571530.625	

$y = a + bx$   
 $n = 45$   
 Media de X = 297.256  
 Media de Y = 633.273  
 $S_{xx} = 163436926.94$   
 $S_{yy} = 348318664.71$   
 $b = 2.1312$   
 $a = -0.2459$   
 $S_{xy} = 600718687.12$   
 $S_{yy} = 444807.5187$   
 $S_{xx} = 71513.25$   
 $r_{xy} = 0.9181$

Tabla V.24.- Correlación lineal simple de los datos hidrométricos

AÑOS	n	GASTOS MEDIOS DIARIOS DE LA ESTACION JAINA	YI	GASTOS MAXIMOS ANUALES DE LA ESTACION JAINA	XI YI	YI <sup>2</sup>	XI <sup>2</sup>	YI <sup>3</sup>	(YI - Medias de YI) <sup>2</sup>
1942	1	1038.00	2065.20	2143877.60	1077444.00	4285051.04	855943.03	34234900.12	
1943	2	3128.60	6991.25	2187824.75	978817.96	4877978.56	313813.12	33040.00	
1944	3	443.90	960.00	257230.00	196692.25	930400.00	313813.12	181467.70	
1945	4	546.80	714.20	390524.56	280960.24	510061.64	155023.51	57202.53	
1946	5	466.80	746.46	559284.86	82598.76	557202.53	136153.81	594749.44	
1947	6	510.80	771.20	393928.96	260916.64	594749.44	476556.25	200428.57	
1948	7	234.10	692.50	163114.25	54802.61	476556.25	6832996.00	217215.16	
1949	8	2206.60	2614.00	5768052.40	4889003.56	6832996.00	5456996.00	1429960.94	
1950	9	1561.90	2336.00	3646598.40	2439631.61	5456996.00	494476.54	298072.60	
1951	10	291.70	437.00	127472.90	85088.89	190969.00	353109.29	287670.35	
1952	11	153.80	594.23	91392.57	23654.44	353109.29	266817.32	256000.00	
1953	12	267.40	645.50	145066.70	71502.76	266817.32	281191.67	605580.06	
1954	13	433.50	516.35	223837.73	197922.25	266817.32	131044.00	1182048.52	
1955	14	1097.10	1600.00	1755860.00	1203828.41	256000.00	498321.00	214225.00	
1956	15	110.60	639.00	70673.40	12322.36	408321.00	131044.00	281191.67	
1957	16	86.80	362.00	31145.60	7685.44	131044.00	498321.00	605580.06	
1958	17	1478.20	2332.00	3299342.40	2185075.24	498321.00	1182048.52	214225.00	
1959	18	308.90	815.50	190127.85	95419.21	378840.25	4012009.09	744440.65	
1960	19	1500.30	2003.00	3005100.90	2250900.09	4012009.09	632025.00	119156.31	
1961	20	636.50	795.00	506017.50	405132.25	632025.00	192769.00	1503076.00	
1962	21	911.60	1137.00	1034489.20	831014.56	1292769.00	1503076.00	7363.31	
1963	22	1043.60	1228.00	1279453.60	1089100.96	1503076.00	471200.23	240482.60	
1964	23	215.20	453.75	97847.00	46311.04	205809.06	810000.00	57691.36	
1965	24	331.50	649.80	215408.70	109802.25	422340.04	115600.00	640300.45	
1966	25	618.90	958.00	592906.20	383037.21	917764.00	127163.56	972.83	
1967	26	650.90	900.00	58810.00	423670.81	810000.00	1790244.00	39128.69	
1968	27	611.60	1338.00	816320.80	374054.56	1790244.00	115600.00	614013.89	
1969	28	182.30	340.00	61982.00	33233.29	115600.00	127163.56	972.83	
1970	29	189.00	358.60	87397.40	35721.00	127163.56	868624.00	43343.18	
1971	30	831.20	1109.00	921800.80	690893.44	1298681.00	1819801.00	43601.51	
1972	31	763.50	932.00	711582.50	582932.25	868624.00	43343.18	31775.07	
1973	32	963.80	1349.00	1300166.20	928910.44	1819801.00	462400.00	211775.07	
1974	33	442.40	660.00	300832.00	195717.76	462400.00	238144.00	425352.13	
1975	34	348.10	488.00	169872.80	121173.61	238144.00	810163.01	57648.13	
1976	35	495.80	900.09	446264.62	245817.64	810163.01	625143.24	122171.40	
1977	36	493.30	796.66	390032.58	243344.88	625143.24	977863.65	22894.79	
1978	37	737.30	968.66	229101.22	543611.29	977863.65	2624400.00	230217.39	
1979	38	1425.40	1620.00	2209148.00	2031765.16	160200.06	160200.06	547511.58	
1980	39	395.60	400.25	1181313.90	87379.36	160200.06	99124223.203	48422904.191	

$y = a + bx$   
 $n = 39$   
 Medias de X = 714.756  
 Medias de Y = 1140.190  
 $S_{xy} = 572131106.86$   
 $S_{yy} = 962051091.47$   
 $b = 1.8615$   
 $a = -81.6884$   
 $S_{yy} = 1838493263.45$   
 $S_{xz} = 1274296.852$   
 $S_{yz} = 187652.88$   
 $r_{yz} = 0.9255$

Tabla V.25.- Ampliación del registro de Gastos Máximos Anuales

AÑOS	GASTOS MEDIOS DIARIOS DE LA PRESA GULLERMO BLAKE		GASTOS MÁXIMOS ANUALES DE LA PRESA GULLERMO BLAKE	
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
1985	130.30	277.45	735.50	1175.07
1986	291.60	621.22	1043.50	1692.98
1987	86.60	184.32	892.40	1438.90
1988	158.80	338.19	336.40	503.98
1989	241.80	515.08	546.90	857.94
1990	300.30	639.76	451.10	696.85
1991	150.30	320.08	777.90	1246.37
1992	240.80	512.95	865.40	1393.50
1993	52.90	112.50	800.80	1284.87
1994	310.60	661.71	1666.80	2741.07
1995	234.70	499.95	920.10	1485.48
1996	368.00	784.04	191.10	259.65
1997	38.88	82.62	2287.00	3783.95
			435.64	670.85

$y = a + bx$

x	y
---	---

x	y
---	---

### Ajuste Probabilístico

La estadística es una importante herramienta en los problemas de hidrología, en el tratamiento de las muestras de datos, definiendo frecuencias o periodos de retorno asociados a los eventos que la componen y en general para conocer la distribución de los mismos. Como ya se dijo con antelación, es necesario definir el periodo de retorno o intervalo de recurrencia,  $T_r$ , como el número de años dentro del cual un evento dado es igualado o excedido. A cada miembro de la serie ordenada por magnitudes, se asigna un periodo de retorno el cual se basa en el número de orden "m" y el número de años ordenados.

Al igual que en el análisis probabilístico de los datos de lluvia máxima en 24 horas, para los gastos máximos anuales inferidos anteriormente en los sitios de las presas, se les efectuará un ajuste probabilístico, mediante las cinco funciones ya descritas, y que son:

*Normal*

$$F(x) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

*Lognormal*

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} dx$$

*Pearson III*

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-\delta_1}{\delta_1}\right)^{\beta_1}} dx$$

*Gumbel simple*

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

*Gumbel para dos poblaciones*

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(1-\beta_1)}} \left[ p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right]$$

El resultado de dicho análisis se muestra en la *tablas V.26 y V.27*, para el sitio de las presas El Sabinal (Guillermo Blake) y Bacurato (Gustavo Diaz Ordaz) respectivamente.

Tabla V.26.- Ajuste probabilístico de los gastos máximos anuales, Presa El Sabinal

AÑO	GASTOS POR ORDEN CRONOLÓGICO	GASTOS POR ORDEN DE MAGNITUD	No. DE ORDEN "m"	PERIODO DE RETORNO $T_r=(n+1)/m$	PROBABILIDAD DE QUE SEA IGUALADO O EXCEDIDO	PROBABILIDAD DE QUE NO SEA IGUALADO O EXCEDIDO
					$P=1/T_r$	$P=(1-P)$

	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	Núm.	Años	Adimensional	Adimensional
1	2	3	4	5	6	7
1939	193.260	2158.235	1	59.00	0.017	0.983
1940	118.538	1423.288	2	29.50	0.034	0.966
1941	62.513	1391.892	3	19.67	0.051	0.949
1942	979.876	1239.098	4	14.75	0.068	0.932
1943	1239.098	1200.027	5	11.80	0.085	0.915
1944	154.190	1137.235	6	9.83	0.102	0.898
1945	280.820	979.978	7	8.43	0.119	0.881
1946	211.819	921.230	8	7.38	0.136	0.864
1947	42.838	802.344	9	6.56	0.153	0.847
1948	459.638	784.040	10	5.90	0.169	0.831
1949	921.230	661.708	11	5.36	0.186	0.814
1950	260.936	639.757	12	4.92	0.203	0.797
1951	21.573	621.215	13	4.54	0.220	0.780
1952	66.689	620.107	14	4.21	0.237	0.763
1953	62.429	558.152	15	3.93	0.254	0.746
1954	129.073	527.454	16	3.69	0.271	0.729
1955	331.403	515.081	17	3.47	0.288	0.712
1956	40.047	512.950	18	3.28	0.305	0.695
1958	2158.235	499.949	19	3.11	0.322	0.678
1959	413.730	477.220	20	2.95	0.339	0.661
1960	233.029	459.638	21	2.81	0.356	0.644
1961	83.025	418.614	22	2.68	0.373	0.627
1962	302.798	413.730	23	2.57	0.390	0.610
1963	302.309	372.567	24	2.46	0.407	0.593
1964	155.585	338.191	25	2.36	0.424	0.576
1965	372.567	331.403	26	2.27	0.441	0.559
1966	230.238	320.075	27	2.19	0.458	0.542
1967	477.220	303.495	28	2.11	0.475	0.525
1968	1200.027	302.798	29	2.03	0.492	0.508
1969	177.911	302.309	30	1.97	0.508	0.492
1970	303.495	282.565	31	1.90	0.525	0.475
1971	418.614	280.820	32	1.84	0.542	0.458
1972	282.565	277.451	33	1.79	0.559	0.441
1973	802.344	260.936	34	1.74	0.576	0.424
1974	558.152	243.494	35	1.69	0.593	0.407
1975	243.494	233.029	36	1.64	0.610	0.390
1976	1391.892	230.238	37	1.59	0.627	0.373
1977	50.931	211.819	38	1.55	0.644	0.356
1978	160.469	208.516	39	1.51	0.661	0.339
1979	72.978	193.260	40	1.48	0.678	0.322
1980	527.454	184.317	41	1.44	0.695	0.305
1981	1423.288	177.911	42	1.40	0.712	0.288
1982	1137.235	160.469	43	1.37	0.729	0.271
1983	620.107	155.585	44	1.34	0.746	0.254
1984	206.516	154.190	45	1.31	0.763	0.237
1985	277.451	129.073	46	1.28	0.780	0.220
1986	621.215	118.538	47	1.26	0.797	0.203
1987	184.317	112.495	48	1.23	0.814	0.186
1988	338.191	83.025	49	1.20	0.831	0.169
1989	515.081	82.616	50	1.18	0.847	0.153
1990	639.757	72.978	51	1.16	0.864	0.136
1991	320.075	66.689	52	1.13	0.881	0.119
1992	512.950	62.513	53	1.11	0.898	0.102
1993	112.495	62.429	54	1.09	0.915	0.085
1994	661.708	50.931	55	1.07	0.932	0.068
1995	499.949	42.838	56	1.05	0.949	0.051
1996	784.040	40.047	57	1.04	0.966	0.034
1997	82.616	21.573	58	1.02	0.983	0.017
Medio:	438.485					
Máximo:	2158.235					
Mínimo:	21.573					
Desv. est.:	421.635					

**AJUSTE DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION NORMAL, PRESA SABINAL**

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de no Excedencia	Z	Q ajust.	(X <sub>i</sub> -Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	X <sub>i</sub>	P* = (Tr-1)/Tr	(Tabla V.10)	X=Zσ+μ	
1	59.00	2158.23	0.983	2.121	1332.889	681194.79
2	29.50	1423.29	0.966	1.826	1208.540	46116.59
3	19.67	1391.89	0.949	1.637	1128.570	69338.19
4	14.75	1239.10	0.932	1.492	1067.734	29365.49
5	11.80	1200.03	0.915	1.374	1017.743	33227.33
6	9.83	1137.23	0.898	1.272	974.785	26390.09
7	8.43	979.98	0.881	1.182	936.770	1866.73
8	7.38	921.23	0.864	1.100	902.424	353.67
9	6.56	802.34	0.847	1.026	870.909	4701.22
10	5.90	784.04	0.831	0.956	841.642	3318.03
11	5.36	661.71	0.814	0.891	814.199	23253.36
12	4.92	639.76	0.797	0.830	788.262	22053.66
13	4.54	621.22	0.780	0.771	763.586	20269.40
14	4.21	620.11	0.763	0.715	739.976	14368.58
15	3.93	558.15	0.746	0.661	717.276	25320.34
16	3.69	527.45	0.729	0.609	695.357	28191.45
17	3.47	515.08	0.712	0.559	674.111	25290.49
18	3.28	512.95	0.695	0.510	653.447	19739.56
19	3.11	499.95	0.678	0.462	633.288	17779.20
20	2.95	477.22	0.661	0.415	613.565	18589.84
21	2.81	459.64	0.644	0.369	594.217	18111.53
22	2.68	418.61	0.627	0.324	575.192	24516.72
23	2.57	413.73	0.610	0.280	556.442	20366.58
24	2.46	372.57	0.593	0.236	537.922	27342.39
25	2.36	338.19	0.576	0.192	519.592	32906.42
26	2.27	331.40	0.559	0.149	501.414	28903.85
27	2.19	320.08	0.542	0.106	483.352	26659.47
28	2.11	303.50	0.525	0.064	465.373	26204.51
29	2.03	302.80	0.508	0.021	447.442	20922.03
30	1.97	302.31	0.492	-0.021	429.528	16184.64
31	1.90	282.56	0.475	-0.064	411.597	16649.32
32	1.84	280.82	0.458	-0.106	393.618	12723.22
33	1.79	277.45	0.441	-0.149	375.556	9624.57
34	1.74	260.94	0.424	-0.192	357.378	9301.08
35	1.69	243.49	0.407	-0.236	339.048	9130.63
36	1.64	233.03	0.390	-0.280	320.528	7656.21
37	1.59	230.24	0.373	-0.324	301.778	5117.98
38	1.55	211.82	0.356	-0.369	282.753	5031.62
39	1.51	206.52	0.339	-0.415	263.405	3236.37
40	1.48	193.26	0.322	-0.462	243.682	2542.35
41	1.44	184.32	0.305	-0.510	223.523	1537.08
42	1.40	177.91	0.288	-0.559	202.859	622.41
43	1.37	160.47	0.271	-0.609	181.613	447.09
44	1.34	155.58	0.254	-0.661	159.694	16.89
45	1.31	154.19	0.237	-0.715	136.994	295.69
46	1.28	129.07	0.220	-0.771	113.384	246.14
47	1.26	118.54	0.203	-0.830	88.708	889.78
48	1.23	112.50	0.186	-0.891	62.771	2472.49
49	1.20	83.03	0.169	-0.956	35.328	2275.04
50	1.18	82.62	0.153	-1.026	6.061	5860.62
51	1.16	72.98	0.136	-1.100	-25.454	9688.92
52	1.13	66.70	0.119	-1.182	-59.800	16002.00
53	1.11	62.51	0.102	-1.272	-97.815	25704.95
54	1.09	62.43	0.085	-1.374	-140.773	41291.32
55	1.07	50.93	0.068	-1.492	-190.764	58416.67
56	1.05	42.84	0.051	-1.637	-251.600	86694.04
57	1.04	40.05	0.034	-1.826	-331.570	138099.59
58	1.02	21.57	0.017	-2.121	-455.919	227998.59

μ = 438.48502  
σ = 421.63467

Σ = 2052418.83

**ERROR CUADRÁTICO = 1432.627**



**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION LOG-NORMAL, PRESA SABINAL**

m	Tr (años)	Q máx anual	Ln XI	Ln XI - $\alpha$	(Ln XI - $\alpha$ ) <sup>2</sup>	Prob. de no Excedencia	Z	Q ajust.	(XI-Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	XI				P' = (Tr-1)/Tr	(Tabla V 10)	X=e <sup>z</sup>	
1	59.00	2158.23	7.677	-2.036	4.145	0.983	2.121	2375 705	5624297 92
2	29.50	1423.29	7.261	-1.620	2.623	0.966	1.826	1766 309	3110586 71
3	19.67	1391.89	7.238	-1.597	2.551	0.949	1.637	1459 762	2123463 88
4	14.75	1239.10	7.122	-1.481	2.193	0.932	1.492	1262 713	1588909 35
5	11.80	1200.03	7.090	-1.449	2.100	0.915	1.374	1120 868	1251642 55
6	9.83	1137.23	7.036	-1.395	1.947	0.898	1.272	1011 774	1019752 00
7	8.43	979.98	6.888	-1.246	1.554	0.881	1.182	924 125	851138 84
8	7.38	921.23	6.826	-1.185	1.403	0.864	1.100	851 483	722636 14
9	6.56	802.34	6.688	-1.046	1.095	0.847	1.028	789 863	622155 75
10	5.90	784.04	6.664	-1.023	1.047	0.831	0.956	736 640	541096 42
11	5.36	661.71	6.495	-0.854	0.729	0.814	0.891	689 995	475087 80
12	4.92	639.76	6.461	-0.820	0.672	0.797	0.830	648 628	419846 63
13	4.54	621.22	6.432	-0.791	0.625	0.780	0.771	611 578	373263 19
14	4.21	620.11	6.430	-0.789	0.622	0.763	0.715	578 110	333492 36
15	3.93	558.15	6.325	-0.684	0.467	0.746	0.661	547 660	299420 44
16	3.69	527.45	6.268	-0.627	0.393	0.729	0.609	519 782	269764 53
17	3.47	515.08	6.244	-0.603	0.364	0.712	0.559	494 114	243789 31
18	3.28	512.95	6.240	-0.599	0.359	0.695	0.510	470 367	220907 23
19	3.11	499.95	6.215	-0.573	0.329	0.678	0.462	448 299	200677 21
20	2.95	477.22	6.168	-0.527	0.278	0.661	0.415	427 711	182698 90
21	2.81	459.64	6.130	-0.489	0.239	0.644	0.369	408 434	166622 67
22	2.68	418.61	6.037	-0.396	0.157	0.627	0.324	390 326	152231 73
23	2.57	413.73	6.025	-0.384	0.146	0.610	0.280	373 264	139216 18
24	2.46	372.57	5.920	-0.279	0.078	0.593	0.236	357 145	127496 97
25	2.36	338.19	5.824	-0.182	0.033	0.576	0.192	341 877	116856 94
26	2.27	331.40	5.803	-0.162	0.026	0.559	0.149	327 380	107160 42
27	2.19	320.08	5.769	-0.127	0.016	0.542	0.106	313 585	98325 13
28	2.11	303.50	5.715	-0.074	0.006	0.525	0.064	300 430	90254 65
29	2.03	302.80	5.713	-0.072	0.005	0.508	0.021	287 859	82860 03
30	1.97	302.31	5.711	-0.070	0.005	0.492	-0.021	275 826	76077 48
31	1.90	282.56	5.644	-0.003	0.000	0.475	-0.064	264 286	69846 86
32	1.84	280.82	5.638	0.003	0.000	0.458	-0.106	253 199	64109 57
33	1.79	277.45	5.626	0.015	0.000	0.441	-0.149	242 529	58820 31
34	1.74	260.94	5.564	0.077	0.006	0.424	-0.192	232 245	53935 06
35	1.69	243.49	5.495	0.146	0.021	0.407	-0.236	222 316	49415 08
36	1.64	233.03	5.451	0.190	0.036	0.390	-0.280	212 716	45232 64
37	1.59	230.24	5.439	0.202	0.041	0.373	-0.324	203 418	41362 26
38	1.55	211.82	5.356	0.285	0.081	0.356	-0.369	194 399	37759 39
39	1.51	206.52	5.330	0.311	0.097	0.339	-0.415	185 638	34425 53
40	1.48	193.26	5.264	0.377	0.142	0.322	-0.462	177 112	31318 40
41	1.44	184.32	5.217	0.424	0.180	0.305	-0.510	168 803	28433 61
42	1.40	177.91	5.181	0.460	0.211	0.288	-0.559	160 690	25753 38
43	1.37	160.47	5.078	0.563	0.317	0.271	-0.609	152 755	23237 33
44	1.34	155.58	5.047	0.594	0.353	0.254	-0.661	144 979	20916 70
45	1.31	154.19	5.038	0.603	0.364	0.237	-0.715	137 343	18763 30
46	1.28	129.07	4.860	0.781	0.610	0.220	-0.771	129 827	16697 11
47	1.26	118.54	4.775	0.866	0.750	0.203	-0.830	122 411	14801 46
48	1.23	112.50	4.723	0.918	0.843	0.186	-0.891	115 072	13048 28
49	1.20	83.03	4.419	1.222	1.493	0.169	-0.956	107 786	11298 08
50	1.18	82.62	4.414	1.227	1.505	0.153	-1.026	100 523	9804 44
51	1.16	72.98	4.290	1.351	1.825	0.136	-1.100	93 248	8358 17
52	1.13	66.70	4.200	1.441	2.076	0.119	-1.182	85 918	7029 47
53	1.11	62.51	4.135	1.506	2.267	0.102	-1.272	78 475	5807 65
54	1.09	62.43	4.134	1.507	2.271	0.085	-1.374	70 837	4701 29
55	1.07	50.93	3.930	1.711	2.926	0.068	-1.492	62 880	3594 43
56	1.05	42.84	3.757	1.884	3.548	0.051	-1.637	54 392	2585 07
57	1.04	40.05	3.690	1.951	3.807	0.034	-1.826	44 952	1692 95
58	1.02	21.57	3.071	2.570	6.603	0.017	-2.121	33 421	719 20

$\alpha = 5.641$   
 $\beta = 1.005$

$\Sigma = 58.584$

$\Sigma = 22335196.40$

**ERROR CUADRATICO = 4726 01**

**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION PEARSON III, PRESA SABINAL**

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de Excedencia	$(X_i - \mu)^2$	$\chi^2$	$Y = \chi^2/2$	Q ajus.	$(X_i - Q \text{ ajus.})^2$
	$Tr = (n+1)/m$	$X_i$	$P = 1 / Tr$		(Tabla V.13)		$X = Y\alpha + \delta i$	
1	59.00	2158.23	0.017	5086226805.38	5.702	2.851	1037.970	1254994.083
2	29.50	1423.29	0.034	955097989.09	4.500	2.250	811.975	373703.455
3	19.87	1391.89	0.051	866632075.30	3.813	1.907	682.876	502703.835
4	14.75	1239.10	0.068	513177238.40	3.336	1.668	593.042	417387.719
5	11.80	1200.03	0.085	441853450.80	2.971	1.486	524.569	456243.523
6	9.83	1137.23	0.102	341165654.20	2.679	1.339	469.530	445830.018
7	8.43	979.98	0.119	158771541.15	2.435	1.218	423.715	309425.512
8	7.38	921.23	0.136	112500247.38	2.227	1.114	384.627	287942.437
9	6.56	802.34	0.153	48172379.14	2.047	1.023	350.661	204017.306
10	5.90	784.04	0.169	41262104.05	1.887	0.944	320.723	214662.693
11	5.36	661.71	0.186	11122930.48	1.748	0.873	294.037	135182.629
12	4.92	639.78	0.203	8153604.85	1.618	0.809	270.031	136697.112
13	4.54	621.22	0.220	6101440.20	1.502	0.751	248.273	139085.963
14	4.21	620.11	0.237	5891081.37	1.397	0.698	228.429	153411.881
15	3.93	558.15	0.254	1713658.37	1.300	0.650	210.232	121048.123
16	3.69	527.45	0.271	704226.17	1.211	0.605	193.471	11544.222
17	3.47	515.08	0.288	449385.70	1.128	0.564	177.972	113642.573
18	3.28	512.95	0.305	412908.56	1.052	0.526	163.591	122051.697
19	3.11	499.95	0.322	232205.29	0.981	0.490	150.208	122319.373
20	2.95	477.22	0.339	58118.18	0.914	0.457	137.722	115258.720
21	2.81	459.84	0.356	9465.23	0.852	0.428	126.049	111282.030
22	2.68	418.61	0.373	-7846.12	0.794	0.397	115.113	92113.045
23	2.57	413.73	0.390	-15169.88	0.739	0.370	104.851	95406.251
24	2.46	372.57	0.407	-286432.05	0.688	0.344	95.209	78927.311
25	2.36	338.19	0.424	-1008661.05	0.640	0.320	86.137	63531.178
26	2.27	331.40	0.441	-1227868.55	0.595	0.297	77.593	64419.346
27	2.19	320.08	0.458	-1660209.62	0.552	0.276	69.540	62767.912
28	2.11	303.50	0.475	-2459817.76	0.511	0.256	61.944	58346.751
29	2.03	302.80	0.492	-2498155.87	0.473	0.237	54.777	61514.129
30	1.97	302.31	0.508	-2525227.89	0.437	0.219	48.011	64667.483
31	1.90	282.56	0.525	-3790615.67	0.403	0.202	41.623	58052.840
32	1.84	280.82	0.542	-3919256.72	0.371	0.186	35.591	60137.238
33	1.79	277.45	0.559	-4175927.77	0.341	0.170	29.897	61282.835
34	1.74	280.94	0.576	-5596983.19	0.312	0.156	24.523	55890.980
35	1.69	243.49	0.593	-7413866.58	0.285	0.143	19.454	50193.954
36	1.64	233.03	0.610	-8672807.99	0.260	0.130	14.675	47678.412
37	1.59	230.24	0.627	-9031044.15	0.236	0.118	10.173	48428.590
38	1.55	211.82	0.644	-11645571.91	0.213	0.107	5.937	42387.389
39	1.51	206.52	0.661	-12482120.63	0.192	0.096	1.956	41845.103
40	1.48	193.26	0.678	-14748652.04	0.172	0.088	-1.780	38040.749
41	1.44	184.32	0.695	-16419596.43	0.154	0.077	-5.280	35946.863
42	1.40	177.91	0.712	-17692671.14	0.138	0.068	-8.550	34767.849
43	1.37	160.47	0.729	-21488728.34	0.120	0.060	-11.600	29607.694
44	1.34	155.58	0.746	-22641197.07	0.105	0.053	-14.435	28906.928
45	1.31	154.19	0.763	-22977879.50	0.091	0.046	-17.062	29327.236
46	1.28	129.07	0.780	-29621899.52	0.078	0.039	-19.486	22069.809
47	1.26	118.54	0.797	-32751863.72	0.066	0.033	-21.713	19670.084
48	1.23	112.50	0.814	-34642724.81	0.058	0.028	-23.745	18561.431
49	1.20	83.03	0.831	-44912974.30	0.046	0.023	-25.588	11796.895
50	1.18	82.62	0.847	-45068374.55	0.037	0.019	-27.246	12069.520
51	1.16	72.98	0.864	-48829893.86	0.029	0.015	-28.720	10342.653
52	1.13	66.70	0.881	-51389991.10	0.022	0.011	-30.015	9353.682
53	1.11	62.51	0.898	-53145494.08	0.016	0.008	-31.133	8769.518
54	1.09	62.43	0.915	-53181005.89	0.011	0.006	-32.075	8931.014
55	1.07	50.93	0.932	-58209713.08	0.007	0.004	-32.843	7018.179
56	1.05	42.84	0.949	-61933143.08	0.004	0.002	-33.439	5818.270
57	1.04	40.05	0.966	-63252976.17	0.002	0.001	-33.865	5462.976
58	1.02	21.57	0.983	-72466045.76	0.000	0.000	-34.119	3101.584

$\Sigma = 7755817681.507$   
 $\gamma = 1.784$   
 $\beta i = 1.257$   
 $\alpha i = 376.094$   
 $\delta i = -34.204$

$\Sigma = 7293588.583$

**ERROR CUADRÁTICO = 2100.664**

**AJUSTE DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION GUMBEL, PRESA SABINAL**

Medio: 438.485  
 Máximo: 2158.235  
 Mínimo: 21.573  
 Desv. est.: 421.835

n = 58  
 (Tabla V 15)  
 $\mu_y = 0.551$   
 $\sigma_y = 1.172$

$\alpha = \sigma_y / S = 0.003$   
 $\beta = \mu - \mu_y / \alpha = 240.259$

$$X = \beta - (1/\alpha) \ln \ln \{(Tr-1)/Tr\}$$

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de no Excedencia	Q ajust.	(Xi-Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	Xi	P' = (Tr-1)/Tr	X	
1	59.00	2158.23	0.983	1704.109	206229.773
2	29.50	1423.29	0.966	1451.630	803.298
3	19.67	1391.89	0.949	1302.601	7972.903
4	14.75	1239.10	0.932	1195.897	1866.289
5	11.80	1200.03	0.915	1112.363	7685.015
6	9.83	1137.23	0.898	1043.464	8792.988
7	8.43	979.98	0.881	984.648	21.828
8	7.38	921.23	0.864	933.195	143.161
9	6.56	802.34	0.847	887.352	7226.438
10	5.90	784.04	0.831	845.920	3829.171
11	5.36	661.71	0.814	808.044	21414.084
12	4.92	639.76	0.797	773.091	17777.903
13	4.54	621.22	0.780	740.580	14247.849
14	4.21	620.11	0.763	710.136	8105.304
15	3.93	558.15	0.746	681.483	15205.639
16	3.69	527.45	0.729	654.320	16094.937
17	3.47	515.08	0.712	628.506	12865.640
18	3.28	512.95	0.695	603.864	8265.354
19	3.11	499.95	0.679	580.249	6448.026
20	2.95	477.22	0.661	557.546	6452.200
21	2.81	459.64	0.644	535.652	5778.106
22	2.68	418.61	0.627	514.480	9190.345
23	2.57	413.73	0.610	493.953	6435.707
24	2.46	372.57	0.593	474.002	10289.147
25	2.36	338.19	0.576	454.566	13543.237
26	2.27	331.40	0.559	435.590	10854.988
27	2.19	320.08	0.542	417.025	9399.178
28	2.11	303.50	0.525	398.824	9087.525
29	2.03	302.80	0.508	380.945	6107.075
30	1.97	302.31	0.492	363.350	3725.973
31	1.90	282.56	0.475	346.000	4024.105
32	1.84	280.82	0.458	328.861	2307.936
33	1.79	277.45	0.441	311.899	1186.635
34	1.74	260.94	0.424	295.079	1165.736
35	1.69	243.49	0.407	278.370	1216.329
36	1.64	233.03	0.390	261.738	824.241
37	1.59	230.24	0.373	245.151	222.399
38	1.55	211.82	0.356	228.574	280.728
39	1.51	206.52	0.339	211.971	29.755
40	1.48	193.26	0.322	195.305	4.183
41	1.44	184.32	0.305	178.536	33.418
42	1.40	177.91	0.288	161.619	265.426
43	1.37	160.47	0.271	144.505	254.840
44	1.34	155.58	0.254	127.139	809.191
45	1.31	154.19	0.237	109.456	2001.058
46	1.28	129.07	0.220	91.384	1420.441
47	1.26	118.54	0.203	72.833	2088.901
48	1.23	112.50	0.186	53.696	3457.309
49	1.20	83.03	0.169	33.840	2419.141
50	1.18	82.62	0.153	13.095	4833.098
51	1.16	72.98	0.136	-8.762	6681.557
52	1.13	66.70	0.119	-32.035	9748.519
53	1.11	62.51	0.102	-57.154	14320.173
54	1.09	62.43	0.085	-84.762	21665.378
55	1.07	50.93	0.068	-115.901	27833.032
56	1.05	42.84	0.051	-152.438	38132.631
57	1.04	40.05	0.034	-198.347	56831.694
58	1.02	21.57	0.017	-265.376	82339.617

$\Sigma = 742256.544$

**ERROR CUADRÁTICO = 861.543**

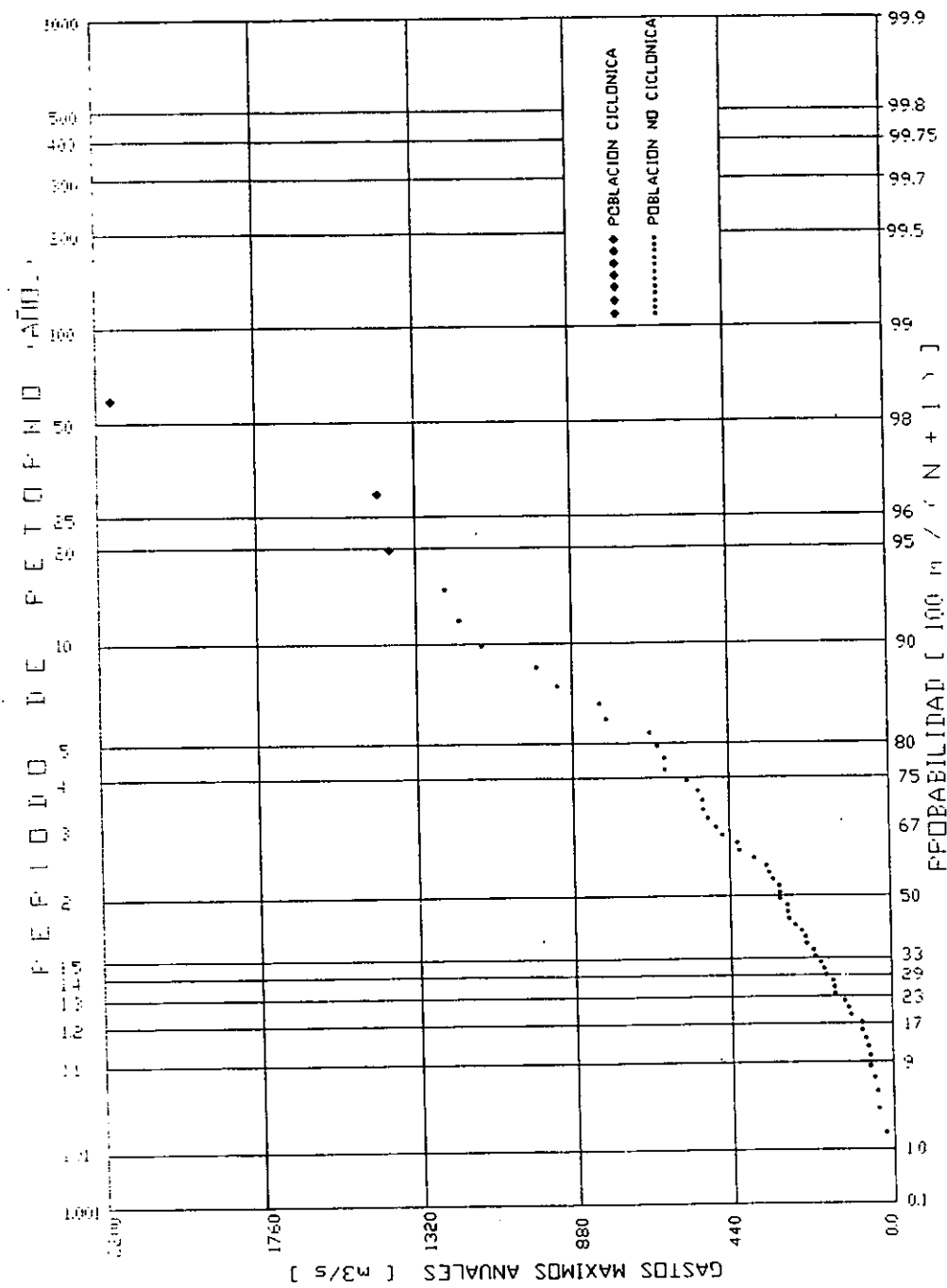


FIGURA 2.1 - DISTRIBUCION DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES EN LA PFCIA. DE CALIFORNIA

**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION GUMBEL DOBLE, PRESA SABINAL**

$N_n = 56$   
 $N_T = 58$   
 $p = N_n / N_T = 0.97$

n	$\mu_y$	$\sigma_y$
2	0.458	0.799
56	0.550	1.169

Población no ciclónica (n=48)  
 $\alpha_1 = \sigma_{y1} / S_1 = 0.004$   
 $\beta_1 = \mu_1 - \mu_{y1} / \alpha_1 = 233.821$

Población ciclónica (n=5)  
 $\alpha_2 = \sigma_{y2} / S_2 = 0.002$   
 $\beta_2 = \mu_2 - \mu_{y2} / \alpha_2 = 1482.869$

$$P^* = F(x) = e^{-\left[ \frac{x - 233.821}{0.004} \right]^{0.97} - \left[ \frac{x - 1482.869}{0.002} \right]^{0.03}} \quad (0.97 + (1 - 0.97) e^{-x})$$

m	Tr (años)	Q máx anual	Población Ciclónica	Población No Ciclónica	Prob. de no Excedencia	Q ajust.	(XI-Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+t)/m	Xi			P* = (Tr-1)/Tr	X	
1	59.00	2158.23	2158.23		0.983	1922.50	55572.916
2	29.50	1423.29	1423.29		0.968	1491.84	4699.873
3	19.87	1391.89		1391.89	0.949	1276.36	13348.516
4	14.75	1239.10		1239.10	0.932	1140.06	9808.856
5	11.80	1200.03		1200.03	0.915	1043.08	24630.859
6	9.83	1137.23		1137.23	0.898	967.34	28864.356
7	8.43	979.98		979.98	0.881	905.41	5560.210
8	7.38	921.23		921.23	0.864	853.64	4567.822
9	6.56	802.34		802.34	0.847	808.91	43.053
10	5.90	784.04		784.04	0.831	771.88	152.861
11	5.36	661.71		661.71	0.814	735.95	5511.224
12	4.92	639.76		639.76	0.797	702.36	3918.800
13	4.54	621.22		621.22	0.780	672.95	2676.027
14	4.21	620.11		620.11	0.763	644.33	586.564
15	3.93	558.15		558.15	0.746	618.61	3454.918
16	3.69	527.45		527.45	0.729	594.74	4527.742
17	3.47	515.08		515.08	0.712	571.79	3215.468
18	3.28	512.95		512.95	0.695	550.20	1387.870
19	3.11	499.95		499.95	0.678	529.67	883.601
20	2.95	477.22		477.22	0.661	510.49	1106.749
21	2.81	459.64		459.64	0.644	491.81	1034.700
22	2.68	418.61		418.61	0.627	472.31	2882.758
23	2.57	413.73		413.73	0.610	455.62	1754.995
24	2.46	372.57		372.57	0.593	438.87	4396.660
25	2.36	338.19		338.19	0.576	421.33	6912.076
26	2.27	331.40		331.40	0.559	405.38	5473.020
27	2.19	320.08		320.08	0.542	390.52	4962.508
28	2.11	303.50		303.50	0.525	375.01	5114.470
29	2.03	302.80		302.80	0.508	360.65	3347.031
30	1.97	302.31		302.31	0.492	346.21	1927.189
31	1.90	282.56		282.56	0.475	331.84	2428.481
32	1.84	280.82		280.82	0.458	317.42	1339.838
33	1.79	277.45		277.45	0.441	303.12	658.957
34	1.74	260.94		260.94	0.424	289.97	842.846
35	1.69	243.49		243.49	0.407	275.23	1007.153
36	1.64	233.03		233.03	0.390	262.47	867.049
37	1.59	230.24		230.24	0.373	248.32	326.932
38	1.55	211.82		211.82	0.356	234.29	504.901
39	1.51	206.52		206.52	0.339	221.72	231.168
40	1.48	193.26		193.26	0.322	207.21	194.618
41	1.44	184.32		184.32	0.305	193.78	89.482
42	1.40	177.91		177.91	0.288	180.55	6.988
43	1.37	160.47		160.47	0.271	166.13	32.024
44	1.34	155.58		155.58	0.254	152.87	7.394
45	1.31	154.19		154.19	0.237	137.13	290.959
46	1.28	129.07		129.07	0.220	122.62	41.614
47	1.26	118.54		118.54	0.203	108.55	99.673
48	1.23	112.50		112.50	0.186	92.17	413.035
49	1.20	83.03		83.03	0.169	76.07	48.366
50	1.18	82.62		82.62	0.153	60.86	473.179
51	1.16	72.98		72.98	0.136	42.36	937.720
52	1.13	66.70		66.70	0.119	24.14	1811.549
53	1.11	62.51		62.51	0.102	23.50	1521.789
54	1.09	62.43		62.43	0.085	21.36	1686.352
55	1.07	50.93		50.93	0.068	18.07	1080.073
56	1.05	42.84		42.84	0.051	14.43	806.743
57	1.04	40.05		40.05	0.034	13.83	687.515
58	1.02	21.57		21.57	0.017	11.18	107.994

$\mu$	1790.76	390.19
S	519.69	332.35

$\Sigma = 231068.086$

**ERROR CUADRÁTICO = 480.695**

PRESA GUILLERMO BLAKE

ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	1432.63
LOG-NORMAL	4726.01
PEARSON III	2700.66
GUMBEL SIMPLE	861.54
GUMBEL DOBLE	480.70

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO:

GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES PARA LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

Tr	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	793.34	656.53	274.84	779.87	707.75
10.00	978.83	1021.58	474.57	1049.84	972.90
20.00	1132.01	1471.79	688.17	1308.81	1286.31
50.00	1304.42	2219.82	983.49	1644.01	1785.96
100.00	1419.35	2919.43	1213.47	1895.19	2235.72
500.00	1652.01	5083.33	1761.51	2475.65	3265.95
1000.00	1741.44	6291.03	2001.85	2725.19	4155.43
10000.00	2006.74	11840.30	2811.76	3553.72	5575.49

FUNCION ELEGIDA:

GUMBEL DOBLE

Tabla V.27.- Ajuste probabilístico de los gastos máximos anuales, presa Bacurato

AÑOS	GASTOS POR ORDEN CRONOLÓGICO	GASTOS POR ORDEN DE MAGNITUD	No. DE ORDEN "m"	PERIODO DE RETORNO $T=(n+1)/m$	PROBABILIDAD DE QUE SEA IGUALADO O EXCEDIDO	PROBABILIDAD DE QUE NO SEA IGUALADO O EXCEDIDO
					$P=1/T_r$	$P=(1-P)$
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	Núm.	Años	Adimensional	Adimensional
1	2	3	4	5	6	7
1941	695.508	6406.418	1	58.00	0.017	0.983
1942	1892.442	4068.952	2	29.00	0.034	0.966
1943	6406.418	3783.953	3	19.33	0.052	0.948
1944	531.482	2741.073	4	14.50	0.069	0.931
1945	654.456	2594.796	5	11.60	0.086	0.914
1946	684.017	2395.334	6	9.67	0.103	0.897
1947	706.688	2140.589	7	8.29	0.121	0.879
1948	634.571	2045.289	8	7.25	0.138	0.862
1949	2395.334	1892.442	9	6.44	0.155	0.845
1950	2140.589	1835.445	10	5.80	0.172	0.828
1951	400.444	1692.980	11	5.27	0.190	0.810
1952	544.521	1485.480	12	4.83	0.207	0.793
1953	498.868	1484.484	13	4.46	0.224	0.776
1954	473.156	1468.157	14	4.14	0.241	0.759
1955	1468.157	1438.902	15	3.87	0.259	0.741
1956	585.546	1393.501	16	3.63	0.276	0.724
1957	331.718	1284.874	17	3.41	0.293	0.707
1958	2045.289	1246.368	18	3.22	0.310	0.690
1959	564.012	1238.153	19	3.05	0.328	0.672
1960	1835.445	1226.074	20	2.90	0.345	0.655
1961	728.497	1175.071	21	2.76	0.362	0.638
1962	1041.888	1123.443	22	2.64	0.379	0.621
1963	1123.443	1041.888	23	2.52	0.397	0.603
1964	415.793	1018.230	24	2.42	0.414	0.586
1965	595.443	906.158	25	2.32	0.431	0.569
1966	877.861	877.861	26	2.23	0.448	0.552
1967	824.713	857.936	27	2.15	0.466	0.534
1968	1226.074	854.036	28	2.07	0.483	0.517
1969	311.558	824.796	29	2.00	0.500	0.500
1970	328.770	824.713	30	1.93	0.517	0.483
1971	1016.230	728.497	31	1.87	0.534	0.466
1972	854.036	724.520	32	1.81	0.552	0.448
1973	1236.153	706.688	33	1.76	0.569	0.431
1974	623.117	696.846	34	1.71	0.586	0.414
1975	447.178	695.508	35	1.66	0.603	0.397
1976	824.796	684.017	36	1.61	0.621	0.379
1977	724.520	670.850	37	1.57	0.638	0.362
1978	906.158	654.456	38	1.53	0.655	0.345
1979	1484.484	634.571	39	1.49	0.672	0.328
1980	368.768	623.117	40	1.45	0.690	0.310
1981	2594.786	595.443	41	1.41	0.707	0.293
1982	4068.952	585.546	42	1.38	0.724	0.276
1983	163.944	564.012	43	1.35	0.741	0.259
1984	1175.071	544.521	44	1.32	0.759	0.241
1985	1692.980	531.482	45	1.29	0.776	0.224
1986	1438.902	503.976	46	1.26	0.793	0.207
1987	503.976	499.868	47	1.23	0.810	0.190
1988	857.936	473.156	48	1.21	0.828	0.172
1989	696.846	447.178	49	1.18	0.845	0.155
1990	1246.368	415.793	50	1.16	0.862	0.138
1991	1393.501	400.444	51	1.14	0.879	0.121
1992	1284.874	368.768	52	1.12	0.897	0.103
1993	2741.073	331.718	53	1.09	0.914	0.086
1994	1485.480	326.770	54	1.07	0.931	0.069
1995	259.650	311.558	55	1.05	0.948	0.052
1996	3783.953	259.650	56	1.04	0.966	0.034
1997	670.850	163.944	57	1.02	0.983	0.017

Medio: 1184.251  
Máximo: 6406.418  
Mínimo: 163.944  
Desv. est. : 1073.956

**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION NORMAL, PRESA BACURATO**

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de no Excedencia	Z (Tabla V.10)	Q ajust.	(XI-Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	Xi	P* = (Tr-1)/Tr		X=Zσ+μ	
1	58.00	6406.42	0.983	2.114	3454.997	8710888.91
2	29.00	4068.95	0.968	1.819	3137.394	867799.50
3	19.33	3783.95	0.948	1.628	2933.037	724057.23
4	14.50	2741.07	0.931	1.484	2777.508	1327.54
5	11.60	2594.79	0.914	1.384	2649.650	3010.10
6	9.87	2395.33	0.897	1.282	2539.741	20853.39
7	8.29	2140.59	0.879	1.172	2442.441	91114.69
8	7.25	2045.29	0.862	1.090	2354.499	95810.78
9	6.44	1892.44	0.845	1.014	2273.777	145416.47
10	5.80	1835.45	0.828	0.945	2198.784	132015.20
11	5.27	1692.98	0.810	0.879	2128.438	189623.79
12	4.83	1485.48	0.793	0.817	2061.927	332291.02
13	4.46	1484.48	0.776	0.758	1998.623	264339.39
14	4.14	1466.16	0.759	0.702	1938.031	222665.54
15	3.87	1438.90	0.741	0.648	1879.748	194345.52
16	3.63	1393.50	0.724	0.595	1823.445	184852.46
17	3.41	1284.87	0.707	0.544	1768.850	234231.98
18	3.22	1248.37	0.690	0.495	1715.723	220294.11
19	3.05	1236.15	0.672	0.447	1663.887	182938.44
20	2.90	1226.07	0.655	0.399	1613.106	149793.77
21	2.76	1175.07	0.638	0.353	1563.286	150710.96
22	2.64	1123.44	0.621	0.307	1514.270	152746.01
23	2.52	1041.89	0.603	0.262	1465.930	179812.12
24	2.42	1016.23	0.586	0.218	1418.157	161545.42
25	2.32	908.18	0.569	0.174	1370.841	215929.62
26	2.23	877.86	0.552	0.130	1323.885	198937.35
27	2.15	857.94	0.534	0.087	1277.194	175777.20
28	2.07	854.04	0.517	0.043	1230.678	141859.13
29	2.00	824.80	0.500	0.000	1184.251	129207.79
30	1.93	824.71	0.483	-0.043	1137.823	98037.62
31	1.87	728.50	0.466	-0.087	1091.307	131631.47
32	1.81	724.52	0.448	-0.130	1044.616	102461.46
33	1.76	706.69	0.431	-0.174	997.661	84665.28
34	1.71	696.85	0.414	-0.218	950.344	64261.15
35	1.66	695.51	0.397	-0.262	902.571	42874.94
36	1.61	684.02	0.379	-0.307	854.231	28972.78
37	1.57	670.85	0.362	-0.353	805.215	18053.98
38	1.53	654.46	0.345	-0.399	755.395	10188.82
39	1.49	634.57	0.328	-0.447	704.635	4908.90
40	1.45	623.12	0.310	-0.495	652.779	879.83
41	1.41	595.44	0.293	-0.544	599.651	17.71
42	1.38	585.55	0.276	-0.595	545.056	1639.50
43	1.35	564.01	0.259	-0.648	488.753	5663.97
44	1.32	544.52	0.241	-0.702	430.470	13007.80
45	1.29	531.48	0.224	-0.758	369.878	26115.86
46	1.26	503.98	0.207	-0.817	306.574	38967.32
47	1.23	499.87	0.190	-0.879	240.063	67498.51
48	1.21	473.16	0.172	-0.945	169.717	92075.39
49	1.18	447.18	0.155	-1.014	94.724	124223.68
50	1.16	415.79	0.138	-1.090	14.002	161435.65
51	1.14	400.44	0.121	-1.172	-73.940	225040.26
52	1.12	366.77	0.103	-1.262	-171.240	289452.59
53	1.09	331.72	0.086	-1.364	-281.149	375806.33
54	1.07	326.77	0.069	-1.484	-409.007	541367.16
55	1.05	311.56	0.052	-1.628	-564.538	767541.18
56	1.04	259.65	0.034	-1.819	-768.893	1057901.87
57	1.02	163.94	0.017	-2.114	-1086.496	1563598.70

Σ = 20412085.13

μ = 1184.25056  
σ = 1073.95615

**ERROR CUADRATICO = 4517.974**



**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION LOG-NORMAL, PRESA BACURATO**

m	Tr (años)	Q máx anual	Ln Xi	Ln Xi - $\alpha$	(Ln Xi - $\alpha$ ) <sup>2</sup>	Prob. de no Excedencia	Z	Q ajus.	(Xi-Q ajus.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	Xi				P' = (Tr-1)/Tr	(Tabla V 10)	X = e <sup>(<math>\mu</math> + Z <math>\sigma</math>)</sup>	
1	58.00	6406.42	8.765	-1.965	3.861	0.983	2.114	4088.009	16680264.64
2	29.00	4068.95	8.311	-1.511	2.283	0.966	1.819	3307.038	10921401.82
3	19.33	3783.95	8.239	-1.438	2.069	0.948	1.628	2885.335	8313218.79
4	14.50	2741.07	7.916	-1.116	1.246	0.931	1.484	2600.809	6757728.38
5	11.60	2594.79	7.861	-1.061	1.126	0.914	1.364	2388.046	5697384.07
6	9.67	2395.33	7.781	-0.981	0.963	0.897	1.262	2219.115	4920200.90
7	8.29	2140.59	7.669	-0.869	0.755	0.879	1.172	2079.566	4321457.49
8	7.25	2045.29	7.623	-0.823	0.678	0.862	1.090	1961.003	3842876.96
9	6.44	1892.44	7.546	-0.746	0.556	0.845	1.014	1858.135	3450599.30
10	5.80	1835.45	7.515	-0.715	0.511	0.828	0.945	1767.408	3121923.97
11	5.27	1692.98	7.434	-0.634	0.402	0.810	0.879	1686.334	2842365.09
12	4.83	1485.48	7.303	-0.503	0.253	0.793	0.817	1613.103	2601282.66
13	4.46	1484.48	7.303	-0.503	0.253	0.776	0.758	1546.359	2390444.55
14	4.14	1468.16	7.290	-0.490	0.240	0.759	0.702	1485.063	2204697.07
15	3.87	1438.90	7.272	-0.472	0.222	0.741	0.648	1428.396	2039679.17
16	3.63	1393.50	7.240	-0.440	0.193	0.724	0.595	1375.709	1892042.49
17	3.41	1284.87	7.158	-0.358	0.128	0.707	0.544	1326.475	1759195.77
18	3.22	1246.37	7.128	-0.328	0.108	0.690	0.495	1280.258	1638786.28
19	3.05	1236.15	7.120	-0.320	0.102	0.672	0.447	1236.701	1529175.86
20	2.90	1226.07	7.112	-0.312	0.097	0.655	0.399	1195.499	1428984.91
21	2.76	1175.07	7.069	-0.269	0.072	0.638	0.353	1156.396	1337083.45
22	2.64	1123.44	7.024	-0.224	0.050	0.621	0.307	1119.172	1252432.78
23	2.52	1041.89	6.949	-0.149	0.022	0.603	0.262	1083.635	1174217.02
24	2.42	1016.23	6.924	-0.124	0.015	0.586	0.218	1049.824	1101677.78
25	2.32	906.16	6.809	-0.009	0.000	0.569	0.174	1016.990	1034268.09
26	2.23	877.86	6.777	0.023	0.001	0.552	0.130	985.608	971422.62
27	2.15	857.94	6.755	0.046	0.002	0.534	0.087	955.363	912714.92
28	2.07	854.04	6.750	0.050	0.003	0.517	0.043	926.155	857758.42
29	2.00	824.80	6.715	0.085	0.007	0.500	0.000	897.892	806197.87
30	1.93	824.71	6.715	0.085	0.007	0.483	-0.043	870.492	757744.31
31	1.87	728.50	6.591	0.209	0.044	0.466	-0.087	843.879	712057.75
32	1.81	724.52	6.586	0.215	0.046	0.448	-0.130	817.983	669020.92
33	1.76	706.69	6.561	0.239	0.057	0.431	-0.174	792.742	628349.41
34	1.71	696.85	6.547	0.253	0.064	0.414	-0.218	768.095	589871.35
35	1.66	695.51	6.545	0.255	0.065	0.397	-0.262	743.987	553420.16
36	1.61	684.02	6.526	0.272	0.074	0.379	-0.307	720.364	518817.46
37	1.57	670.85	6.509	0.292	0.085	0.362	-0.353	697.176	485935.34
38	1.53	654.46	6.484	0.316	0.100	0.345	-0.399	674.372	454642.74
39	1.49	634.57	6.453	0.347	0.120	0.328	-0.447	651.905	424822.56
40	1.45	623.12	6.435	0.365	0.133	0.310	-0.495	629.725	396385.59
41	1.41	595.44	6.389	0.411	0.169	0.293	-0.544	607.764	369196.71
42	1.38	585.55	6.373	0.428	0.183	0.276	-0.595	586.033	343220.69
43	1.35	564.01	6.335	0.465	0.216	0.259	-0.646	564.417	318322.51
44	1.32	544.52	6.300	0.500	0.250	0.241	-0.702	542.880	294447.15
45	1.29	531.46	6.276	0.524	0.275	0.224	-0.758	521.361	271530.32
46	1.26	503.98	6.223	0.578	0.334	0.207	-0.817	499.789	249455.66
47	1.23	499.87	6.214	0.586	0.343	0.190	-0.879	478.085	228237.34
48	1.21	473.16	6.159	0.641	0.410	0.172	-0.945	456.154	207702.55
49	1.18	447.18	6.103	0.697	0.486	0.155	-1.014	433.882	187831.95
50	1.16	415.79	6.030	0.770	0.593	0.138	-1.090	411.122	168533.96
51	1.14	400.44	5.993	0.807	0.652	0.121	-1.172	387.682	149792.35
52	1.12	368.77	5.905	0.895	0.802	0.103	-1.262	363.303	131407.11
53	1.09	331.72	5.804	0.996	0.992	0.086	-1.364	337.603	113307.12
54	1.07	326.77	5.789	1.011	1.022	0.069	-1.484	309.985	95458.11
55	1.05	311.56	5.742	1.058	1.120	0.052	-1.628	279.417	77448.89
56	1.04	259.65	5.559	1.241	1.539	0.034	-1.819	243.786	58683.62
57	1.02	163.94	5.100	1.701	2.892	0.017	-2.114	197.214	37760.95

$\alpha = 8.800$   
 $\beta = 0.717$

$\Sigma = 29.294$

$\Sigma = 107294887.59$

**ERROR CUADRÁTICO = 10358.32**

**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION PEARSON III, PRESA BACURATO**

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de Excedencia	$(X_i - \mu)^2$	$\chi^2$	$Y = \chi^2/2$	Q ajust.	$(X_i - Q \text{ ajust.})^2$
	$Tr = (n-1)/m$	$X_i$	$P = 1 / Tr$		(Tabla V.13)		$X = Y_{(i)} + \mu$	
1	58.00	6406.42	0.017	142413915631.24	5.672	2.836	4364.257	4170423 830
2	29.00	4068.95	0.034	24005045346.14	4.471	2.235	3517 625	303961 191
3	19.33	3783.95	0.052	17569957670.75	3.785	1.892	3034 090	562293 892
4	14.50	2741.07	0.069	3773261462.07	3.307	1.654	2697.702	1881 005
5	11.60	2594.79	0.086	2806416209.94	2.944	1.472	2441 354	23541 465
6	9.67	2395.33	0.103	1776323026.24	2.652	1.326	2235 333	25600 238
7	8.29	2140.59	0.121	874651118.39	2.408	1.204	2063.883	5883 812
8	7.25	2045.29	0.138	638362466.86	2.201	1.100	1917.642	16293 708
9	6.44	1892.44	0.155	355182822.94	2.021	1.010	1790.588	10374 236
10	5.80	1835.45	0.172	276141885.48	1.882	0.931	1678.626	24592 208
11	5.27	1692.98	0.190	131661947.17	1.720	0.860	1578.857	13024 018
12	4.83	1485.48	0.207	27333322.56	1.593	0.797	1489.129	13 313
13	4.46	1484.48	0.224	27063029.20	1.478	0.739	1407.829	5875 913
14	4.14	1466.16	0.241	22403421.08	1.373	0.686	1333.698	17545 257
15	3.87	1438.90	0.259	16513449.33	1.278	0.638	1265.747	29982 689
16	3.63	1393.50	0.276	9162156.42	1.187	0.594	1203.176	36223.367
17	3.41	1284.87	0.293	1018833.95	1.105	0.553	1145.336	19470 939
18	3.22	1246.37	0.310	239680.28	1.029	0.515	1091.689	23925 514
19	3.05	1236.15	0.328	139822.14	0.958	0.479	1041.785	37779 097
20	2.90	1226.07	0.345	73155.86	0.892	0.446	995.247	53280 796
21	2.76	1175.07	0.362	-773.49	0.831	0.415	951.756	49869 518
22	2.64	1123.44	0.379	-224842.95	0.773	0.386	911.033	45117 890
23	2.52	1041.89	0.397	-2885293.07	0.719	0.359	872.841	28576 704
24	2.42	1016.23	0.414	-4743375.22	0.668	0.334	836.973	32132 912
25	2.32	906.16	0.431	-21506361.65	0.620	0.310	803.248	10590.432
26	2.23	877.86	0.448	-26762067.20	0.575	0.288	771.508	11310 972
27	2.15	857.94	0.466	-34746363.28	0.533	0.266	741.611	13531 505
28	2.07	854.04	0.483	-36007020.46	0.493	0.246	713.434	19768 903
29	2.00	824.80	0.500	-46444367.72	0.455	0.227	686.866	19024 569
30	1.93	824.71	0.517	-46476342.87	0.419	0.210	661.808	26537 974
31	1.87	728.50	0.534	-94665359.81	0.386	0.193	638.174	8158 269
32	1.81	724.52	0.552	-97165223.60	0.354	0.177	615.880	11802 519
33	1.76	706.69	0.569	-108918049.93	0.324	0.162	594.859	12505 721
34	1.71	696.85	0.586	-115789258.02	0.296	0.148	575.044	14835 772
35	1.68	695.51	0.603	-118745471.70	0.270	0.135	556.376	19357.648
36	1.61	684.02	0.621	-125175132.98	0.245	0.122	538.805	21086 628
37	1.57	670.85	0.638	-135322305.17	0.221	0.111	522.281	22072 809
38	1.53	654.46	0.655	-148704135.85	0.199	0.100	506.760	21814 112
39	1.49	634.57	0.672	-166084353.41	0.179	0.089	492.204	20268 490
40	1.45	623.12	0.690	-176684927.07	0.159	0.080	478.575	20892 150
41	1.41	595.44	0.707	-204136294.36	0.141	0.071	465.843	16796 218
42	1.38	585.55	0.724	-214803514.72	0.125	0.062	453.976	17310 826
43	1.35	564.01	0.741	-238802959.82	0.109	0.054	442.948	14656.646
44	1.32	544.52	0.759	-261811213.43	0.094	0.047	432.733	12496 560
45	1.29	531.48	0.776	-278149290.76	0.081	0.041	423.312	11700.808
46	1.26	503.98	0.793	-314813577.03	0.069	0.034	414.662	7976.962
47	1.23	499.87	0.810	-320550953.74	0.058	0.029	406.766	8668.043
48	1.21	473.16	0.828	-359568382.69	0.047	0.024	399.607	5409.472
49	1.18	447.18	0.845	-400434053.61	0.038	0.019	393.172	2916.640
50	1.16	415.79	0.862	-453795086.49	0.030	0.015	387.447	803.493
51	1.14	400.44	0.879	-481533518.49	0.023	0.012	382.421	324.828
52	1.12	366.77	0.897	-546304782.01	0.017	0.008	378.085	128.062
53	1.09	331.72	0.914	-619630710.39	0.012	0.006	374.429	1824.247
54	1.07	326.77	0.931	-630482858.74	0.007	0.004	371.448	1996.127
55	1.05	311.56	0.948	-664635169.17	0.004	0.002	369.135	3315.027
56	1.04	259.65	0.966	-790427120.87	0.002	0.001	367.485	11628.392
57	1.02	163.94	0.983	-1062165648.77	0.000	0.000	366.497	41027.868

$\Sigma = 185376172297.704$

$y = 2.626$

$\beta_1 = 0.580$

$\alpha_1 = 1409.880$

$\delta_1 = 366.168$

$\nu = 1.161$

$\Sigma = 5970202.203$

**ERROR CUADRATICO = 2443.400**

Grados de Libertad

**AJUSTE DE LOS GASTOS MÁXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCIÓN GUMBEL, PRESA BACURATO**

Medio: 1184.251  
 Máximo: 8408.418  
 Mínimo: 163.944  
 Desv. est.: 1073.956

n = 57  
 (Tabla V.15)  
 $\mu_y = 0.551$   
 $\sigma_y = 1.17$

$\alpha = \sigma_y / S = 0.001$   
 $\beta = \mu - \mu_y / \alpha = 678.481$

$$X = \beta - (1/\alpha) \ln \ln ((T_r - 1)/T_r)$$

m	Tr (años)	Q máx anual	Prob. de no Excedencia	Q ajust.	(X1-Q ajust.) <sup>2</sup>
	$T_r = (n+1)/m$	X1	$P^* = (T_r - 1)/T_r$	X	
1	58.00	6406.42	0.983	4397.637	4035200.822
2	29.00	4068.95	0.968	3753.302	99634.876
3	19.33	3783.95	0.948	3372.912	168954.361
4	14.50	2741.07	0.931	3100.511	129196.237
5	11.60	2594.79	0.914	2887.222	85518.800
6	9.67	2395.33	0.897	2711.270	99815.691
7	8.29	2140.59	0.879	2581.038	176777.247
8	7.25	2045.29	0.862	2429.589	147686.736
9	6.44	1892.44	0.845	2312.447	176404.640
10	5.80	1835.45	0.828	2206.555	137722.259
11	5.27	1692.98	0.810	2109.727	173678.379
12	4.83	1485.46	0.793	2020.351	286087.451
13	4.46	1484.48	0.776	1937.200	204951.775
14	4.14	1488.16	0.759	1859.318	154574.319
15	3.87	1438.90	0.741	1785.941	120436.207
16	3.63	1393.50	0.724	1716.460	104302.576
17	3.41	1284.87	0.707	1650.368	133585.654
18	3.22	1248.37	0.690	1587.246	116198.110
19	3.05	1236.15	0.672	1526.740	84440.308
20	2.90	1226.07	0.655	1468.547	58793.542
21	2.76	1175.07	0.638	1412.410	56329.710
22	2.64	1123.44	0.621	1358.101	55064.564
23	2.52	1041.89	0.603	1305.423	69450.826
24	2.42	1016.23	0.586	1254.200	56629.719
25	2.32	906.16	0.569	1204.275	88873.740
26	2.23	877.86	0.552	1155.507	77087.244
27	2.15	857.94	0.534	1107.767	62415.771
28	2.07	854.04	0.517	1060.938	42808.086
29	2.00	824.80	0.500	1014.908	36142.607
30	1.93	824.71	0.483	969.576	20985.106
31	1.87	728.50	0.466	924.844	38552.157
32	1.81	724.52	0.448	880.619	24368.999
33	1.76	708.69	0.431	836.811	16932.215
34	1.71	696.85	0.414	793.332	9309.595
35	1.66	695.51	0.397	750.094	2979.620
36	1.61	684.02	0.379	707.008	528.567
37	1.57	670.85	0.362	663.983	47.155
38	1.53	654.46	0.345	620.926	1124.276
39	1.49	634.57	0.328	577.737	3230.151
40	1.45	623.12	0.310	534.310	7888.613
41	1.41	595.44	0.293	490.531	11006.607
42	1.38	585.55	0.276	446.271	19397.752
43	1.35	564.01	0.259	401.387	26447.100
44	1.32	544.52	0.241	355.714	35648.160
45	1.29	531.48	0.224	309.062	49470.482
46	1.26	503.68	0.207	261.203	58938.580
47	1.23	499.87	0.190	211.860	62948.421
48	1.21	473.16	0.172	160.691	97634.301
49	1.18	447.18	0.155	107.260	115543.863
50	1.16	415.79	0.138	50.995	133077.495
51	1.14	400.44	0.121	-8.882	167547.527
52	1.12	366.77	0.103	-73.471	193810.793
53	1.09	331.72	0.086	-144.424	226711.474
54	1.07	326.77	0.069	-224.405	303793.062
55	1.05	311.56	0.052	-318.194	396587.373
56	1.04	259.65	0.034	-435.964	483879.096
57	1.02	163.94	0.017	-607.780	595558.110

$\Sigma = 10362704.906$

**ERROR CUADRÁTICO = 3219.116**

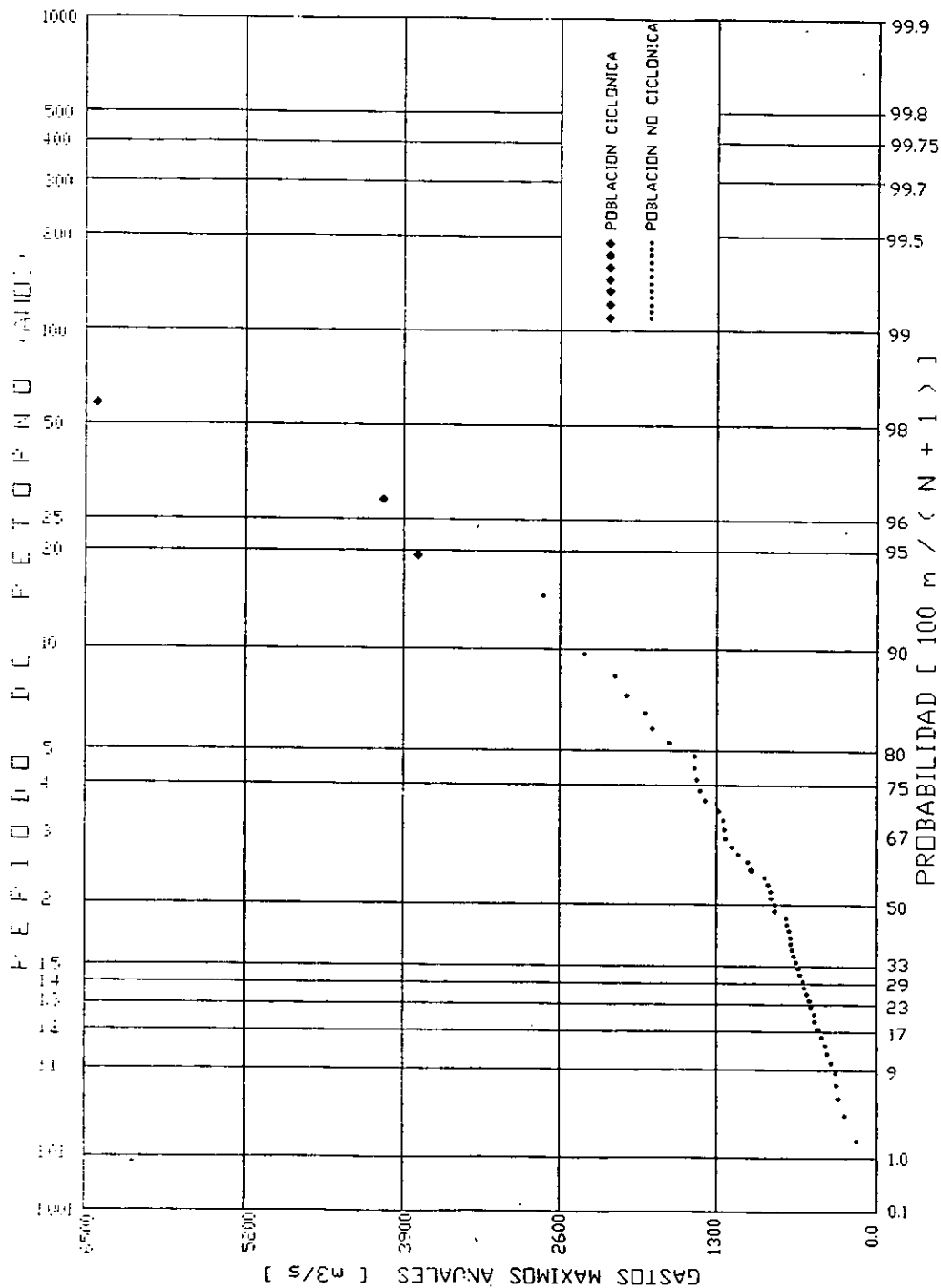


FIGURA V.13.- DISTRIBUCION DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES EN LA FRECUENCIA DE RETORNO EN EL ACUÍFALO CINALOA

**AJUSTE DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES POR DISTRIBUCION GUMBEL DOBLE, PRESA BACURATO**

$N_n = 54$   
 $N_T = 57$

$p = N_n / N_T = 0.95$

n	$\mu_y$	$\sigma_y$
3	0.461	0.811
54	0.550	1.166

Población no ciclónica (n=55)  
 $\alpha_1 = \sigma_{y1} / S_1 = 0.002$   
 $\beta_1 = \mu_1 - \mu_{y1} / \alpha_1 = 695.383$

Población ciclónica (n=3)  
 $\alpha_2 = \sigma_{y2} / S_2 = 0.0006$   
 $\beta_2 = \mu_2 - \mu_{y2} / \alpha_2 = 3935.198$

$$P^* = F(x) = \Phi \left( \frac{-0.002x + 695.383}{0.0006 + 3935.198} \right) \{ 0.95 + (1 - 0.95) \Phi \}$$

m	Tr (años)	Q máx anual	Población	Población	Prob. de no	Q ajust.	(X1-Q ajust.) <sup>2</sup>
	Tr=(n+1)/m	X1	Ciclónica	No Ciclónica	Excedencia	X	
					$P^* = (Tr-1)/Tr$		
1	58.00	6406.42	6406.42		0.983	5650.74	571042.327
2	29.00	4068.95	4068.95		0.966	4000.67	4661.779
3	19.33	3783.95	3783.95		0.948	3090.33	481106.985
4	14.50	2741.07		2741.07	0.931	2690.61	2546.132
5	11.60	2594.79		2594.79	0.914	2380.09	46093.756
6	9.67	2395.33		2395.33	0.897	2190.94	41778.470
7	8.29	2140.59		2140.59	0.879	2040.07	10104.952
8	7.25	2045.29		2045.29	0.862	1925.63	14318.333
9	6.44	1892.44		1892.44	0.845	1830.26	3866.272
10	5.80	1835.45		1835.45	0.828	1745.26	8132.497
11	5.27	1692.98		1692.98	0.810	1670.36	511.587
12	4.83	1485.48		1485.48	0.793	1604.22	14099.187
13	4.46	1484.48		1484.48	0.776	1544.18	3563.448
14	4.14	1466.18		1466.18	0.759	1488.65	505.785
15	3.87	1438.90		1438.90	0.741	1435.29	13.028
16	3.63	1393.50		1393.50	0.724	1386.34	51.242
17	3.41	1284.87		1284.87	0.707	1343.93	3487.111
18	3.22	1246.37		1246.37	0.690	1300.61	2942.053
19	3.05	1236.15		1236.15	0.672	1258.27	489.112
20	2.90	1226.07		1226.07	0.655	1220.74	28.489
21	2.76	1175.07		1175.07	0.638	1184.87	96.006
22	2.64	1123.44		1123.44	0.621	1150.62	738.648
23	2.52	1041.89		1041.89	0.603	1115.71	5450.239
24	2.42	1016.23		1016.23	0.586	1084.00	4592.673
25	2.32	906.16		906.16	0.569	1050.68	20885.187
26	2.23	877.86		877.86	0.552	1020.60	20373.494
27	2.15	857.94		857.94	0.534	989.98	17436.521
28	2.07	854.04		854.04	0.517	960.34	11301.475
29	2.00	824.80		824.80	0.500	932.15	11525.030
30	1.93	824.71		824.71	0.483	904.25	6325.829
31	1.87	728.50		728.50	0.466	876.85	22008.135
32	1.81	724.52		724.52	0.448	848.19	15293.845
33	1.76	706.69		706.69	0.431	821.79	13249.462
34	1.71	696.85		696.85	0.414	795.20	9672.666
35	1.66	695.51		695.51	0.397	770.06	5557.750
36	1.61	684.02		684.02	0.379	742.51	3420.877
37	1.57	670.85		670.85	0.362	716.94	2123.933
38	1.53	654.46		654.46	0.345	691.57	1384.796
39	1.49	634.57		634.57	0.328	665.66	966.687
40	1.45	623.12		623.12	0.310	638.72	243.387
41	1.41	595.44		595.44	0.293	620.16	610.864
42	1.38	585.55		585.55	0.276	616.07	931.871
43	1.35	564.01		564.01	0.259	595.77	1008.406
44	1.32	544.52		544.52	0.241	573.09	816.393
45	1.29	531.48		531.48	0.224	550.30	353.991
46	1.26	503.98		503.98	0.207	527.24	541.131
47	1.23	499.87		499.87	0.190	480.88	360.529
48	1.21	473.16		473.16	0.172	455.05	327.766
49	1.18	447.18		447.18	0.155	430.80	268.078
50	1.16	415.79		415.79	0.138	402.74	170.361
51	1.14	400.44		400.44	0.121	374.46	675.423
52	1.12	366.77		366.77	0.103	341.65	631.130
53	1.09	331.72		331.72	0.086	308.60	534.292
54	1.07	326.77		326.77	0.069	288.45	3401.207
55	1.05	311.56		311.56	0.052	222.06	8009.427
56	1.04	259.65		259.65	0.034	165.22	8916.692
57	1.02	163.94		163.94	0.017	86.43	6008.612

$\mu =$	4753.11	985.98
$S =$	1438.88	616.07

$\Sigma = 1415555.543$

**ERROR CUADRÁTICO = 1189.771**

PRESA GUSTAVO DIAZ ORDAZ

ERRORES CUADRATICOS

FUNCION	E <sup>2</sup>
NORMAL	4517.97
LOG-NORMAL	10358.32
PEARSON III	2443.40
GUMBEL SIMPLE	3219.12
GUMBEL DOBLE	1189.77

FUNCION QUE PRESENTO EL MINIMO ERROR CUADRATICO:

GUMBEL DOBLE

AJUSTES DE LOS GASTOS MAXIMOS ANUALES PARA  
LAS DIFERENTES DISTRIBUCIONES

Tr	NORMAL	LOG-NORMAL	PEARSON III	GUMBEL SIMPLE	GUMBEL DOBLE
5.00	2088.12	1841.55	1523.93	2055.29	1828.19
10.00	2580.58	2250.20	2273.38	2744.12	2220.84
20.00	2850.75	2919.65	3074.12	3404.86	3193.31
50.00	3389.89	3914.14	4181.18	4280.11	5315.16
100.00	3682.64	4758.89	5043.30	4901.01	6750.81
500.00	4275.26	7088.14	7097.73	6382.02	10221.23
1000.00	4503.04	8228.83	7988.70	7018.73	12011.24
10000.00	5178.80	12919.34	11034.78	9132.71	16285.95

FUNCION ELEGIDA:

GUMBEL DOBLE

### Análisis de hidrogramas

Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un ciclo de tiempo, de tal manera que se puede observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra en la *figura V.14*. Al aplicar el criterio estadístico a los escurrimientos de un río para deducir el gasto máximo, se puede conocer la avenida relacionada con dicho gasto, a través de un análisis de los hidrogramas de las avenidas que han producido los gastos máximos. A la vista de esta información, se puede encontrar una relación entre estas avenidas y sus gastos máximos anuales. De existir ésta, se podrá conocer la avenida ligada al gasto máximo. El proceso involucra primero analizar los hidrogramas de las avenidas que originaron los gastos máximos anuales. Para ello se determinan sus principales características. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las partes de cada hidrograma indicadas a continuación:

$Q_{máx}$  gasto máximo, en  $m^3/s$

$Q_p$  gasto directo o de pico, en  $m^3/s$ . Diferencia entre el gasto máximo y el gasto de agua subterránea o base

$Q_b$  gasto base, en  $m^3/s$ . Es el producido bajo el nivel freático, y por ser el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias, adquiere el nombre de base

$t_p$  tiempo de pico, en horas. Es el tiempo desde que se inicia el escurrimiento directo hasta que se presenta el  $Q_{máx}$

$t_b$  tiempo base, en horas. Es el tiempo desde que se inicia el escurrimiento directo hasta que termina.

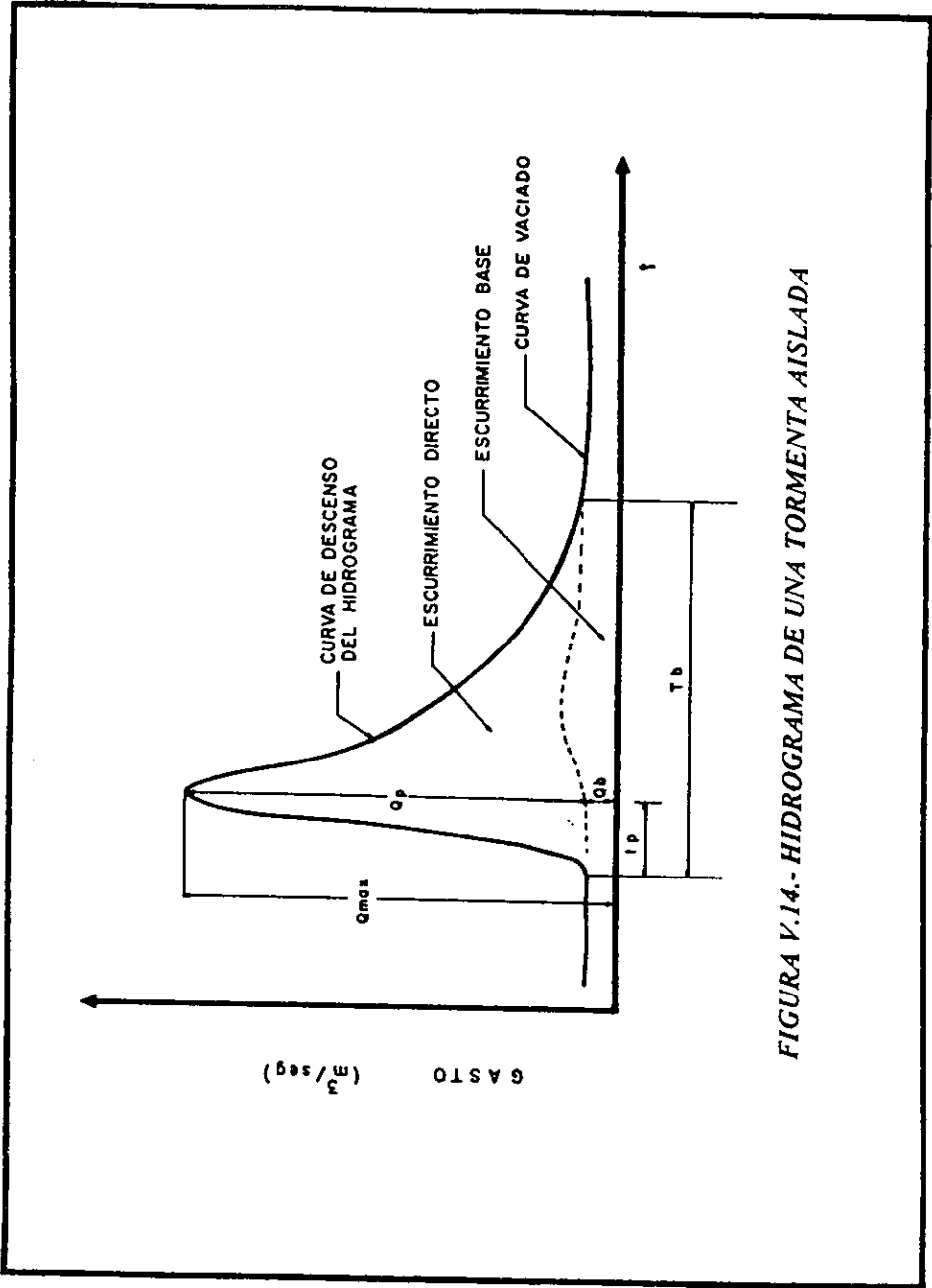


FIGURA V.14.- HIDROGRAMA DE UNA TORMENTA AISLADA



Con el fin de constatar las relaciones que pueden existir entre las diversas características de los hidrogramas y disponer de alguna forma para determinar el hidrograma con solo el hidrograma con sólo conocer el gasto máximo. se requiere deducir los hidrogramas adimensionales de las avenidas de las avenidas del escurrimiento directo registrados. Para esto, los gastos del escurrimiento directo de cada avenida se dividen entre su gasto de pico,  $Q_p$ , correspondiente y las abscisas del tiempo entre su tiempo de pico,  $t_p$ .

De esta forma se deducen hidrogramas adimensionales con un punto común,  $Q/Q_p = 1.00$  y  $t/t_p = 1.00$ . En general cuando esto se realiza, las gráficas resultantes presentan una gran diversidad de formas, en especial en las curvas de vaciado, lo que indica que no hay relación lineal única entre todos los hidrogramas. Sin embargo, se puede indicar que un hidrograma adimensional promedio de los analizados proporciona una buena información. Una vez conocido el hidrograma adimensional medio, se puede determinar la avenida si se conoce el gasto de pico y el tiempo de pico. Como el gasto máximo es el único dato obtenido del análisis estadístico de los gastos máximos anuales, se tomarán los hidrogramas de las avenidas máximas históricas registradas en las estaciones hidrométricas, de las cuales por cierto, se infirieron esos mismos datos de gastos máximos anuales, que ajustados, arrojaron bajo una distribución Gumbel para dos poblaciones, los siguientes resultados para un período de retorno de 5 años, que es lo que le corresponde a una zona federal con corriente perenne.

*Para la presa Guillermo Blake*

$$Q_{\text{máx}} = 707.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

*Para la presa Gustavo Díaz Ordaz*

$$Q_{\text{máx}} = 1628.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las avenidas máximas históricas de las estaciones fueron en 1958 de 3093.40  $\text{m}^3/\text{s}$  en la estación Naranjo y en el año 1943 de 6991.25  $\text{m}^3/\text{s}$  para la estación Jaina. Por lo que para adoptar la forma de los hidrogramas correspondientes a dichas avenidas,

se utilizó una relación, mediante la cual se dividieron todos los gastos de cada estación entre su avenida máxima histórica, y multiplicando dichos valores por el gasto máximo respectivo producto del ajuste, se obtuvieron para cada sitio de presas, sus ordenadas del hidrograma respectivo a cada hora.

En las *figuras V.15 y V.16*, se ven los hidrogramas para los gastos máximos históricos en las estaciones Naranjo y Jaina, respectivamente: mientras que en la *tabla V.28* están sus correspondientes valores, para una mejor apreciación.

En la *tabla V.29*, se muestran los hidrogramas trasladados al sitio de las presas, mediante el procedimiento anteriormente descrito.

Figura V.15. - Hidrograma de la avenida máxima histórica registrada en la estación Naranjo

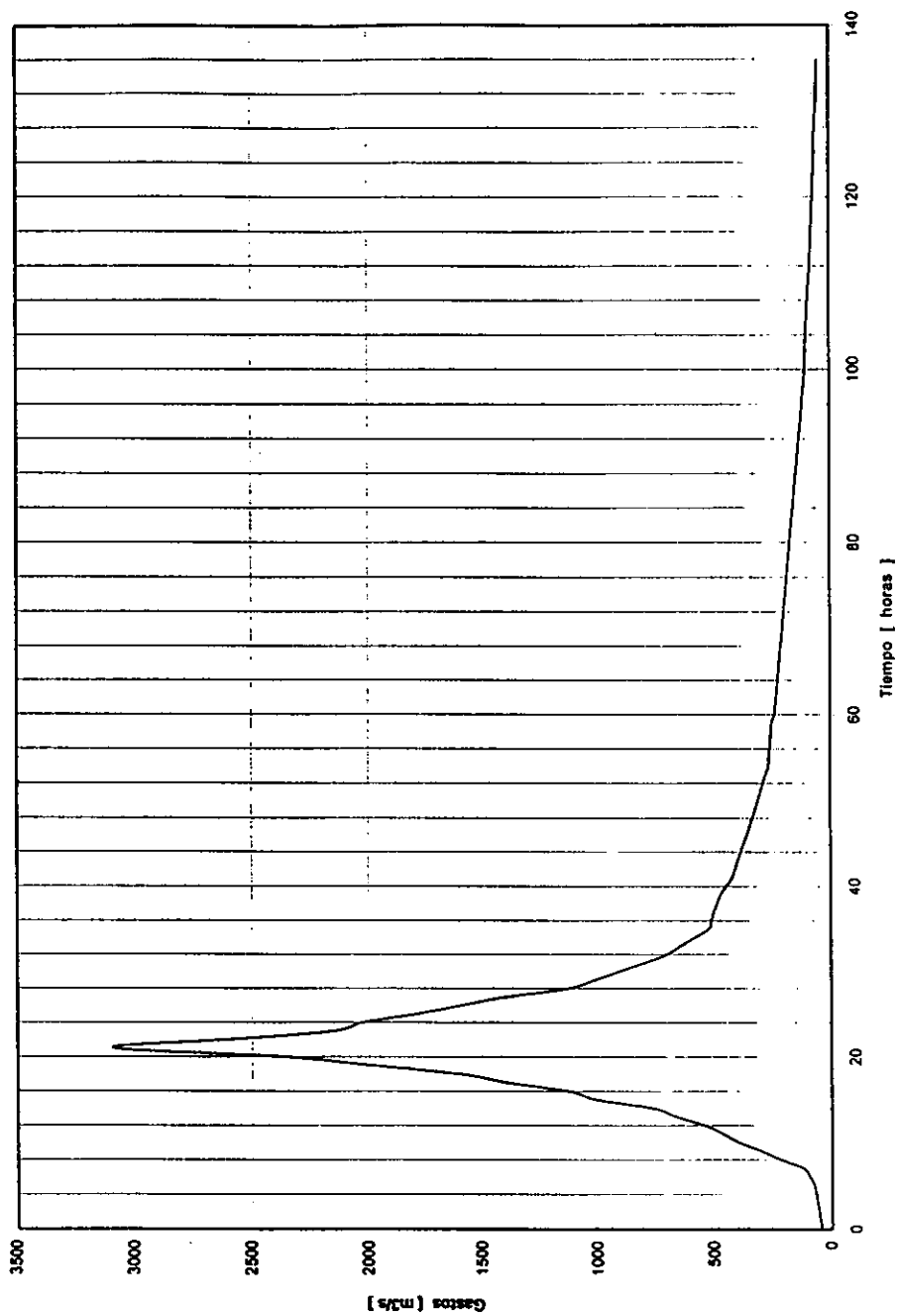


Figura V.16.- Hidrograma de la avenida máxima histórica registrada en la estación Jaine

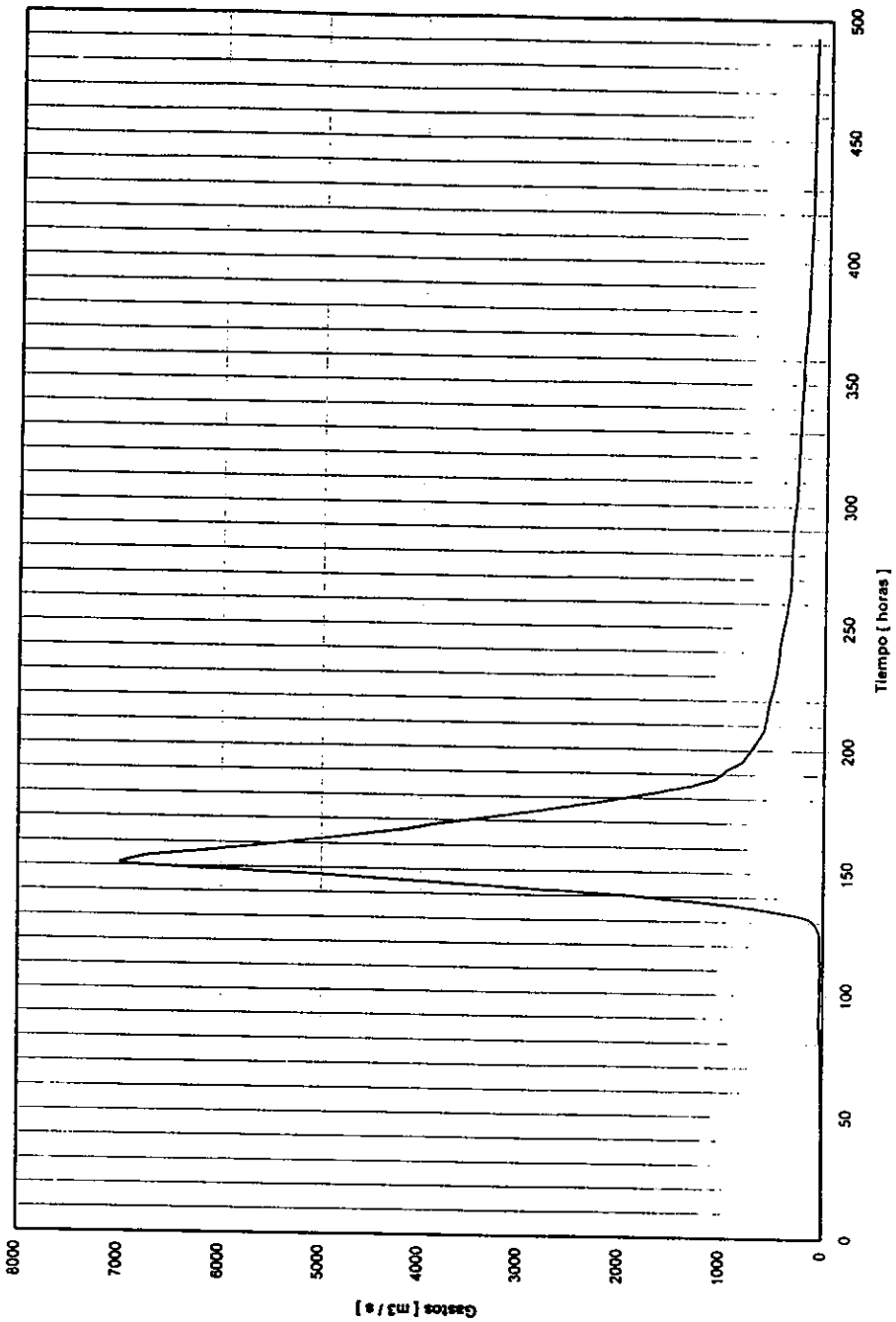


Tabla V.28.- Hidrogramas de las avenidas máximas registradas en las estaciones hidrométricas

Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]
0	44.7	47	345.385	94	123.988
1	49.9	48	333.308	95	120.67
2	55.85	49	321.923	96	117.352
3	62.133	50	310.5	97	114.034
4	68.75	51	299.077	98	110.716
5	75.9	52	287.385	99	107.398
6	93.6	53	275.692	100	105.4
7	123	54	264	101	104.08
8	218	55	261.28	102	102.76
9	302	56	258.56	103	101.44
10	397.1	57	255.84	104	100.26
11	465.65	58	253.12	105	99.15
12	543.1	59	250.4	106	96.838
13	663.8	60	236.8	107	94.525
14	760	61	233.482	108	92.212
15	1009.333	62	230.164	109	89.9
16	1126.667	63	226.848	110	87.433
17	1396.667	64	223.528	111	84.967
18	1593.333	65	220.21	112	82.5
19	1991.167	66	216.892	113	80.988
20	2389.833	67	213.574	114	79.475
21	3093.4	68	210.256	115	77.963
22	2596.6	69	206.938	116	76.45
23	2145	70	203.62	117	74.938
24	2026.667	71	200.302	118	73.425
25	1790	72	196.984	119	71.912
26	1593.333	73	193.666	120	70.4
27	1396.667	74	190.348	121	68.887
28	1126.667	75	187.03	122	67.375
29	1009.333	76	183.712	123	65.879
30	901.778	77	180.394	124	64.55
31	794.222	78	177.076	125	63.1
32	699.75	79	173.758	126	63.1
33	639.5	80	170.44	127	63.1
34	579.25	81	167.122	128	60.2
35	519	82	163.804	129	58.75
36	509.3	83	160.486	130	57.3
37	499.6	84	157.168	131	54.4
38	465.05	85	153.85	132	53.53
39	470.5	86	150.532	133	52.66
40	446.25	87	147.214	134	51.79
41	422	88	143.896	135	51.02
42	409.231	89	140.578	136	50.3
43	396.461	90	137.26		
44	383.692	91	133.942		
45	370.923	92	130.624		
46	358.154	93	127.306		

Tabla V.26.- Hidrogramas de las avenidas máximas registradas en las estaciones hidrométricas

Tiempo [Horas]	GASTO [ $m^3/s$ ]	Tiempo [Horas]	GASTO [ $m^3/s$ ]	Tiempo [Horas]	GASTO [ $m^3/s$ ]	Tiempo [Horas]	GASTO [ $m^3/s$ ]
0	42.8	50	2710.333	100	504	150	334.5
1	47.12	51	2546.083	101	498.75	151	334.125
2	54.8	52	2388.417	102	493.5	152	333.75
3	64.4	53	2239.75	103	488.25	153	333.375
4	78.6	54	2100	104	483	154	333
5	100.2	55	1963.5	105	477.75	155	332.25
6	123.6	56	1830	106	472.5	156	331.5
7	169	57	1700	107	470.25	157	330.75
8	270	58	1577.8	108	465.75	158	330
9	420	59	1457.25	109	463.5	159	329.25
10	573.333	60	1320	110	459	160	328.5
11	748	61	1240	111	454.5	161	327.375
12	968.05	62	1180	112	450	162	326.25
13	1232	63	1080	113	447.75	163	325.125
14	1535.725	64	1042	114	443.25	164	324
15	1870	65	1004	115	441	165	322.875
16	2234.375	66	969.5	116	440.25	166	321.75
17	2638.333	67	932.25	117	439.5	167	318.938
18	3064.375	68	902.5	118	438.75	168	316.125
19	3500.5	69	857	119	434.063	169	313.313
20	3974.4	70	814.75	120	429.375	170	310.5
21	4448.917	71	787.9	121	424.688	171	307.887
22	4930.083	72	770.325	122	420	172	304.875
23	5468.25	73	752.75	123	415.313	173	302.062
24	6045	74	735.85	124	410.825	174	299.25
25	6658.333	75	719.2	125	405.938	175	296.437
26	6991.25	76	702.55	126	401.25		
27	6956.25	77	685.9	127	396.563		
28	6851.25	78	669.25	128	391.875		
29	6741.667	79	652.6	129	387.188		
30	6519.5	80	636.25	130	382.5		
31	6284	81	620.833	131	378		
32	6057.75	82	605.417	132	373.5		
33	5836.5	83	590	133	370.125		
34	5620.625	84	585	134	368.75		
35	5411.125	85	580	135	362.25		
36	5203.313	86	577.5	136	357.75		
37	5001.25	87	570	137	353.25		
38	4812.25	88	565	138	348.75		
39	4631.167	89	560	139	345.375		
40	4442.563	90	557.5	140	342		
41	4240.5	91	555	141	339.75		
42	4071.533	92	550	142	337.5		
43	3908.267	93	547.5	143	337.125		
44	3725	94	540	144	336.75		
45	3541	95	535.5	145	336.375		
46	3367.562	96	530.25	146	336		
47	3204.625	97	525	147	335.625		
48	3039.625	98	514.5	148	335.25		
49	2874.778	99	509.25	149	334.875		

Tabla V.28.- Tratamiento de Hidrogramas hacia el tipo de las presas

donde:  $\frac{\text{GASTO} \cdot \text{Q}_{\text{máx.ajust.}}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$  son las ordenadas del hidrograma trasladado

$\text{Q}_{\text{máx.ajustado}}$ [m <sup>3</sup> /s.]	707.75
--	--------

$\text{Q}_{\text{máx.histórico}}$ [m <sup>3</sup> /s.]	3083.4
---	--------

	$\text{GASTO}$ [m <sup>3</sup> /s.]	$\frac{\text{GASTO}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	$\frac{\text{GASTO} \cdot \text{Q}_{\text{máx.ajust.}}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	Tiempo [Horas.]	$\text{GASTO}$ [m <sup>3</sup> /s.]	$\frac{\text{GASTO}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	$\frac{\text{GASTO} \cdot \text{Q}_{\text{máx.ajust.}}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	Tiempo [Horas.]	$\text{GASTO}$ [m <sup>3</sup> /s.]	$\frac{\text{GASTO}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	$\frac{\text{GASTO} \cdot \text{Q}_{\text{máx.ajust.}}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	Tiempo [Horas.]	$\text{GASTO}$ [m <sup>3</sup> /s.]	$\frac{\text{GASTO}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$	$\frac{\text{GASTO} \cdot \text{Q}_{\text{máx.ajust.}}}{\text{Q}_{\text{máx.histórico}}}$
0	44.7	0.014	10.227	46	358.154	0.116	81.943	92	130.824	0.042	29.886				
1	48.9	0.016	11.417	47	345.385	0.112	79.022	93	127.308	0.041	29.127				
2	55.85	0.018	12.778	48	333.308	0.108	76.259	94	123.988	0.040	28.368				
3	62.133	0.020	14.216	49	321.923	0.104	73.654	95	120.87	0.039	27.809				
4	68.75	0.022	15.730	50	310.5	0.100	71.040	96	117.352	0.038	26.849				
5	75.9	0.025	17.365	51	299.077	0.097	68.427	97	114.034	0.037	26.090				
6	83.6	0.030	19.145	52	287.385	0.093	65.752	98	110.716	0.036	25.331				
7	123	0.040	28.142	53	275.892	0.089	63.077	99	107.398	0.035	24.572				
8	218	0.070	49.877	54	264	0.085	60.401	100	105.4	0.034	24.115				
9	302	0.098	69.096	55	251.28	0.084	59.779	101	104.08	0.034	23.813				
10	397.1	0.128	90.854	56	238.6	0.084	59.157	102	102.76	0.033	23.611				
11	465.65	0.151	106.538	57	226.50	0.083	58.535	103	101.44	0.033	23.209				
12	543.1	0.176	124.258	58	215.12	0.082	57.912	104	100.26	0.032	22.939				
13	663.6	0.215	151.827	59	205.4	0.081	57.290	105	99.15	0.032	22.665				
14	760	0.246	173.883	60	206.8	0.077	54.178	106	96.838	0.031	21.827				
15	1009.333	0.326	230.929	61	233.482	0.075	53.419	107	94.525	0.031	21.098				
16	1126.667	0.364	257.774	62	230.184	0.074	52.960	108	92.212	0.030	20.569				
17	1396.667	0.451	318.548	63	226.848	0.073	51.901	109	89.9	0.029	20.004				
18	1593.333	0.515	394.544	64	223.528	0.072	51.142	110	87.433	0.028	19.440				
19	1891.167	0.644	455.568	65	220.21	0.071	50.383	111	84.967	0.027	18.875				
20	2369.833	0.766	542.203	66	216.892	0.070	49.623	112	82.5	0.027	18.530				
21	3093.4	1.000	707.750	67	213.574	0.069	48.864	113	80.968	0.026	18.183				
22	2598.6	0.839	594.065	68	210.256	0.068	48.105	114	79.475	0.026	17.937				
23	2145	0.693	490.762	69	206.938	0.067	47.346	115	77.983	0.025	17.481				
24	2028.667	0.655	463.688	70	203.62	0.066	46.587	116	76.45	0.025	17.145				
25	1790	0.579	409.540	71	200.302	0.065	45.828	117	74.938	0.024	16.799				
26	1593.333	0.515	384.844	72	196.984	0.064	45.069	118	73.425	0.024	16.453				
27	1396.667	0.451	319.548	73	193.666	0.063	44.310	119	71.912	0.023	16.107				
28	1126.667	0.364	257.774	74	190.348	0.062	43.550	120	70.4	0.023	15.761				
29	1009.333	0.326	230.929	75	187.03	0.060	42.791	121	68.897	0.022	15.415				
30	901.778	0.292	206.321	76	183.712	0.059	42.032	122	67.375	0.022	15.073				
31	794.222	0.257	181.713	77	180.394	0.058	41.273	123	65.879	0.021	14.769				
32	699.75	0.226	160.098	78	177.078	0.057	40.514	124	64.55	0.021	14.437				
33	639.5	0.207	146.313	79	173.758	0.056	39.755	125	63.1	0.020	14.107				
34	579.25	0.187	132.529	80	170.44	0.055	38.996	126	61.7	0.020	13.773				
35	519	0.168	118.744	81	167.122	0.054	38.236	127	60.2	0.019	13.442				
36	509.3	0.165	115.525	82	163.804	0.053	37.477	128	58.75	0.019	13.110				
37	489.6	0.162	114.305	83	160.486	0.052	36.718	129	57.3	0.019	12.773				
38	485.05	0.157	110.976	84	157.168	0.051	35.959	130	55.8	0.018	12.446				
39	470.5	0.152	107.647	85	153.85	0.050	35.200	131	54.4	0.018	12.115				
40	446.25	0.144	102.099	86	150.532	0.049	34.441	132	53.0	0.017	11.783				
41	422	0.136	96.551	87	147.214	0.048	33.682	133	51.6	0.017	11.451				
42	409.231	0.132	93.629	88	143.896	0.047	32.922	134	50.2	0.017	11.119				
43	396.461	0.128	90.708	89	140.578	0.045	32.163	135	48.8	0.016	10.787				
44	383.692	0.124	87.786	90	137.26	0.044	31.404	136	47.4	0.016	10.455				
45	370.923	0.120	84.865	91	133.942	0.043	30.645								

Tabla V.29.- Traslado de hidrogramas hacia el sitio de las presas

Q <sub>máx histórico</sub> [ m <sup>3</sup> / s ]
6991.25

Q <sub>máx ajustado</sub> [ m <sup>3</sup> / s ]
1628.19

donde: GASTO \*Q<sub>máx ajust</sub> son las ordenadas del hidrograma trasladado

Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	Q <sub>máx histórico</sub>		Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	GASTO Q <sub>máx histórico</sub>	GASTO *Q <sub>máx ajustado</sub> Q <sub>máx histórico</sub>
		GASTO Q <sub>máx histórico</sub>	GASTO *Q <sub>máx ajust</sub> Q <sub>máx histórico</sub>				
0	42.8	0.006	9.968	50	2710.333	0.388	631 209
1	47.12	0.007	10.974	51	2546.083	0.364	592 956
2	54.8	0.008	12.762	52	2389.417	0.342	556 471
3	64.4	0.009	14.998	53	2239.75	0.320	521 615
4	78.6	0.011	18.305	54	2100	0.300	489 068
5	100.2	0.014	23.336	55	1963.5	0.281	457 279
6	123.6	0.018	28.785	56	1830	0.262	426 188
7	169	0.024	39.358	57	1700	0.243	395 912
8	270	0.039	62.880	58	1577.8	0.226	367 453
9	420	0.060	97.814	59	1457.25	0.208	339 378
10	573.333	0.082	133.523	60	1320	0.189	307 414
11	748	0.107	174.201	61	1240	0.177	288 783
12	966.05	0.138	224.983	62	1160	0.166	270 152
13	1232	0.176	286.920	63	1080	0.154	251 521
14	1535.725	0.220	357.655	64	1042	0.149	242 671
15	1870	0.267	435.504	65	1004	0.144	233 821
16	2234.375	0.320	520.363	66	969.5	0.139	225 787
17	2636.333	0.377	613.975	67	952.25	0.136	221 769
18	3064.375	0.438	713.661	68	902.5	0.129	210 183
19	3500.5	0.501	815.230	69	857	0.123	199 586
20	3974.4	0.568	925.597	70	814.75	0.117	189 747
21	4448.917	0.636	1036.107	71	787.9	0.113	183 494
22	4930.083	0.705	1148.165	72	770.325	0.110	179 401
23	5466.25	0.782	1273.033	73	752.75	0.108	175 308
24	6045	0.865	1407.818	74	735.85	0.105	171 372
25	6658.333	0.952	1550.657	75	719.2	0.103	167 494
26	6991.25	1.000	1628.190	76	702.55	0.100	163 617
27	6956.25	0.995	1620.039	77	685.9	0.098	159 739
28	6851.25	0.980	1595.585	78	669.25	0.096	155 861
29	6741.667	0.964	1570.065	79	652.6	0.093	151 984
30	6519.5	0.933	1518.324	80	636.25	0.091	148 176
31	6284	0.899	1463.479	81	620.833	0.089	144 586
32	6057.75	0.866	1410.787	82	605.417	0.087	140 995
33	5836.5	0.835	1359.261	83	590	0.084	137 405
34	5620.625	0.804	1308.986	84	585	0.084	136 240
35	5411.125	0.774	1260.195	85	580	0.083	135 075
36	5203.313	0.744	1211.798	86	577.5	0.083	134 494
37	5001.25	0.715	1164.740	87	570	0.082	132 747
38	4812.25	0.688	1120.723	88	565	0.081	131 583
39	4631.167	0.662	1078.551	89	560	0.080	130 418
40	4442.563	0.635	1034.627	90	557.5	0.080	129 836
41	4240.5	0.607	987.569	91	555	0.079	129 254
42	4071.533	0.582	948.218	92	550	0.079	128 089
43	3908.267	0.559	910.195	93	547.5	0.078	127 507
44	3725.000	0.533	867.514	94	540	0.077	125 760
45	3541.000	0.506	824.662	95	535.5	0.077	124 712
46	3367.562	0.482	784.270	96	530.25	0.076	123 490
47	3204.625	0.458	746.324	97	525	0.075	122 267
48	3039.625	0.435	707.897	98	514.5	0.074	119 822
49	2874.778	0.411	669.506	99	509.25	0.073	118 599

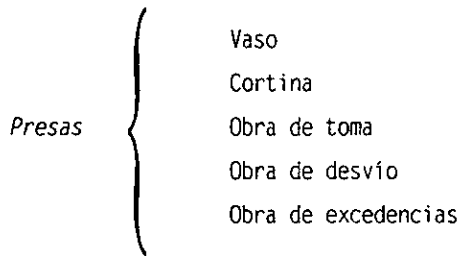


Tabla V.29.- Traslado de hidrogramas hacia el sitio de las presas

Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	GASTO	GASTO * Q <sub>máx ajust</sub>	Tiempo [ Horas ]	GASTO [ m <sup>3</sup> /s ]	GASTO	GASTO * Q <sub>máx ajustado</sub>
		Q <sub>máx histórico</sub>	Q <sub>máx histórico</sub>			Q <sub>máx histórico</sub>	Q <sub>máx histórico</sub>
100	504	0.072	117.376	150	334.5	0.048	77.902
101	498.75	0.071	116.154	151	334.125	0.048	77.814
102	493.5	0.071	114.931	152	333.75	0.048	77.727
103	488.25	0.070	113.708	153	333.375	0.048	77.640
104	483	0.069	112.486	154	333	0.048	77.552
105	477.75	0.068	111.263	155	332.25	0.048	77.378
106	472.5	0.068	110.040	156	331.5	0.047	77.203
107	470.25	0.067	109.516	157	330.75	0.047	77.028
108	465.75	0.067	108.468	158	330	0.047	76.854
109	463.5	0.066	107.944	159	329.25	0.047	76.679
110	459	0.066	106.896	160	328.5	0.047	76.504
111	454.5	0.065	105.848	161	327.375	0.047	76.242
112	450	0.064	104.800	162	326.25	0.047	75.980
113	447.75	0.064	104.276	163	325.125	0.047	75.718
114	443.25	0.063	103.228	164	324	0.046	75.456
115	441	0.063	102.704	165	322.875	0.046	75.194
116	440.25	0.063	102.530	166	321.75	0.046	74.932
117	439.5	0.063	102.355	167	318.938	0.046	74.277
118	438.75	0.063	102.180	168	316.125	0.045	73.622
119	434.063	0.062	101.089	169	313.313	0.045	72.967
120	429.375	0.061	99.997	170	310.5	0.044	72.312
121	424.688	0.061	98.905	171	307.687	0.044	71.657
122	420	0.060	97.814	172	304.875	0.044	71.002
123	415.313	0.059	96.722	173	302.062	0.043	70.347
124	410.625	0.059	95.630	174	299.25	0.043	69.692
125	405.938	0.058	94.539	175	296.437	0.042	69.037
126	401.25	0.057	93.447				
127	396.563	0.057	92.355				
128	391.875	0.056	91.264				
129	387.188	0.055	90.172				
130	382.5	0.055	89.080				
131	378	0.054	88.032				
132	373.5	0.053	86.984				
133	370.125	0.053	86.198				
134	366.75	0.052	85.412				
135	362.25	0.052	84.364				
136	357.75	0.051	83.316				
137	353.25	0.051	82.268				
138	348.75	0.050	81.220				
139	345.375	0.049	80.434				
140	342	0.049	79.648				
141	339.75	0.049	79.124				
142	337.5	0.048	78.600				
143	337.125	0.048	78.513				
144	336.75	0.048	78.426				
145	336.375	0.048	78.338				
146	336	0.048	78.251				
147	335.625	0.048	78.164				
148	335.25	0.048	78.076				
149	334.875	0.048	77.989				

### Vaso de almacenamiento

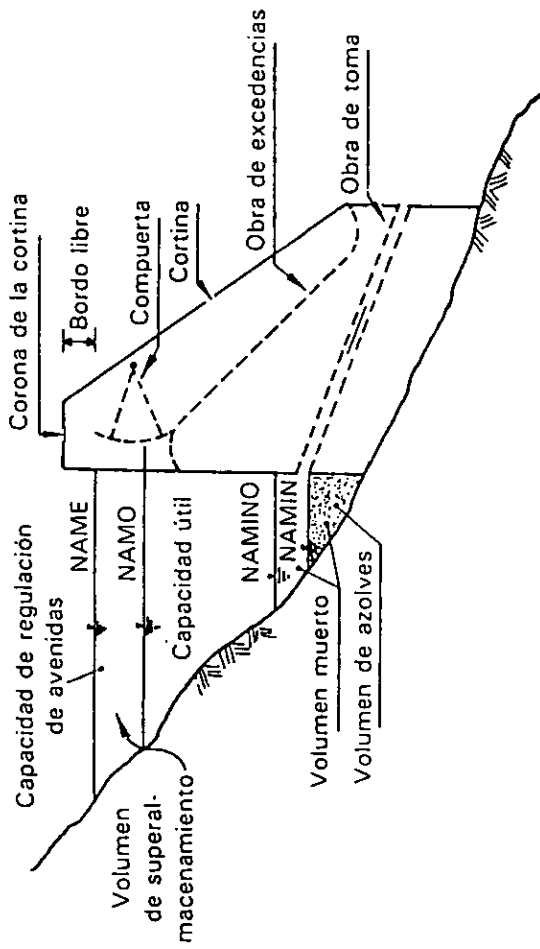
Dentro de las obras hidráulicas existentes para el aprovechamiento y protección, se encuentran las presas de almacenamiento, que tienen una gran importancia, debido a los problemas que se tienen en la actualidad por la escasez de agua, las presas en general se componen principalmente de las siguientes componentes:



Uno de los componentes más importantes de una presa es su vaso de almacenamiento, que sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos. Por lo cual, para poder satisfacer la demanda cuando el escurrimiento en un río no es suficiente, se requiere una obra de este tipo. Un vaso de almacenamiento puede tener uno o varios de los siguientes propósitos:

- a) Irrigación
- b) Generación de energía eléctrica
- c) Control de avenidas
- d) Abastecimiento de agua potable
- e) Navegación
- f) Acuicultura
- g) Recreación
- h) Retención de sedimentos

Los principales componentes de un vaso de almacenamiento se muestran en la *figura V.17*.



**FIGURA V.17.- PRINCIPALES COMPONENTES DE UN VASO**

El NAMINO (Nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con el que se puede operar la presa. Cuando ésta es para irrigación y otros usos, el NAMINO (también llamado NAMin o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. En el caso de presas para generación de energía eléctrica, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones. El volumen muerto es el que queda abajo del NAMINO o NAMin; es un volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de los sólidos por el río durante la vida útil de la presa. Es conveniente hacer notar que el depósito de sedimentos en una presa no se produce como es mostrado en la *figura V.17* (con un nivel horizontal), sino que los sedimentos se reparten a lo largo del embalse, teniéndose los más gruesos al principio del mismo y los más finos cerca de la cortina. De hecho, en algunos casos existe movimiento de los sedimentos depositados dentro del vaso, fenómeno que se conoce como corriente de densidad. La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMin y el NAMO (Nivel de aguas máxima ordinarias de operación). El NAMO es el máximo nivel con el que se puede operar la presa para satisfacer las demandas: cuando el vertedor de excedencias (estructura que sirve para desalojar los volúmenes excedentes de agua que pueden poner en peligro la seguridad de la obra) no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con su cresta o punto más alto del vertedor. En el caso de que la descarga por el vertedor este controlada, el NAMO puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año. Así, en época de estiaje es posible fijar un NAMO mayor que en época de avenidas, pues la probabilidad de que se presente un avenida es en la primera época es menor que en la segunda. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMin o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el se satisfacen las demandas de agua.

El NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, se llama superalmacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO. El

espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos.

### Integración de eventos hidrológicos

El cambio que sufre un hidrograma desde una sección transversal hasta otra ubicada después de un tramo de río o una presa se entiende como tránsito de la avenida. Este cambio puede ser tanto en forma como en desplazamiento en el tiempo.

Para predecir las variaciones temporal y espacial de una onda de avenida a través de un tramo de río o en un vaso de almacenamiento o para determinar el hidrograma de salida de una cuenca sobre la que se presentó una cierta lluvia se emplean los procedimientos de tránsito de avenidas. Estos se dividen en dos categorías a saber:

#### *Tránsito hidrológico*

Se utilizan la ecuación de continuidad y una relación entre el almacenamiento y el gasto de salida. Este tipo de tránsito se utiliza, por ejemplo, para calcular la capacidad de la obra de excedencias de una presa o para conocer el cambio en la forma y avance de la onda de avenida en un tramo de río.

#### *Tránsito hidráulico*

Se utilizan las ecuaciones diferenciales de continuidad y de conservación de la cantidad de movimiento, para flujo no permanente o transitorio. La solución numérica de estas ecuaciones permite conocer la variación detallada de las características hidráulicas con respecto al tiempo. De este modo se conoce la evolución de los tirantes de agua en el cauce de un río o en la planicie. Este tipo de tránsito es el que se emplea para el propósito de delimitar la Zona Federal de un cauce, mediante la determinación de sus características hidráulicas, empleando para ello, el gasto máximo ordinario obtenido del estudio hidrológico, y teniendo además, levantadas topográficamente sus correspondientes secciones transversales.

### Tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento

Un vaso de almacenamiento se forma al interponer al paso de una corriente un obstáculo, llamado cortina, que provoca un remanso que limita el escurrimiento del agua. Se emplea la ecuación de continuidad, la cual está dada por

$$I - O = dV/dt$$

donde

$I$  gasto de entrada, en m<sup>3</sup>/s

$O$  gasto de salida, en m<sup>3</sup>/s

$V$  volumen de almacenamiento, en m<sup>3</sup>

$t$  tiempo, en s

La ecuación de continuidad se puede expresar en diferencias finitas como:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_{it} + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t}$$

donde

$\Delta t$  intervalo de tiempo, en s

$i, i+1$  subíndices que representan los valores de las variables en el tiempo  $t = i \Delta t$  y  $t = (i+1) \Delta t$ , respectivamente.

Como las variables  $O$  y  $V$  son conocidas en  $t = i \Delta t$ ,  $I$  en todo el tiempo, ya que es el hidrograma de entrada, es conveniente escribir la ecuación anterior como

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

En el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento, tomando en consideración que el intervalo de tiempo que dura la avenida es del orden de horas a 2 ó 3 días.

Respecto al  $\Delta t$ , propuesto en la ecuación anterior, para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar utilizar un intervalo pequeño (se sugiere  $\Delta t < 0.01 t_p$ , donde  $t_p$  es el tiempo de pico del hidrograma de entrada). El tamaño del vaso de almacenamiento depende de la topografía. Cuando ésta es escarpada la capacidad de almacenamiento es pequeña y cuando es extendida la capacidad es grande. Para

relacionar la elevación del agua en el almacenamiento con el volumen de agua almacenado se maneja una curva conocida como elevaciones-capacidades (volúmenes). En esta clase de tránsito se acostumbra utilizar únicamente el gasto de salida por la obra de excedencias ya que el que se extrae por la obra de toma es pequeño comparado con el anterior. Es útil establecer una función entre la elevación del agua y el gasto de salida, lo cual se logra por medio de la curva elevaciones-gastos de salida. Esta curva se calcula con la ecuación de un vertedor rectangular, la cual es del tipo siguiente

$$Q = C L H^{3/2}$$

donde  $C$  es el coeficiente de descarga del vertedor, en  $m^{1/2}/s$ ;  $L$  longitud de la cresta del vertedor, en  $m$ ;  $H$  la carga sobre la cresta del vertedor, en  $m$ .

El valor de  $C$  es variable ya que es función de la relación entre la carga de agua y la de diseño; sin embargo, para fines del tránsito de avenidas, se suele considerarla igual a 2. Tanto  $C$  como el exponente que aparecen en la ecuación del vertedor rectangular pueden ser afinados a partir de los datos de gastos de salida y cargas de agua en el vertedor medidos en modelos físicos reducidos.

La variable  $H$  se considera igual a la carga de agua más la carga de velocidad sobre la cresta, generalmente ésta última es despreciable, por lo que el valor de  $H$  es igual a la carga de agua sobre la cresta. Esta curva puede ser dibujada a partir de la ecuación anterior, ya que en este caso la elevación del agua es igual a la suma de la elevación de la cresta del vertedor más la carga de agua.

Cuando el vertedor es de cresta controlada, la relación elevación-gasto estará dada por las reglas de operación fijadas por las compuertas.

Mediante las dos curvas descritas se pueden conocer para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con ésta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento-gasto de salida. El hidrograma de entradas es el que llega al almacenamiento y que se desea transitar por el mismo, en los problemas de diseño se le llama avenida de diseño.

Para realizar el tránsito se requiere especificar en que situación se encuentra el vaso en el momento en que se presenta la avenida. Para ello se debe conocer la

elevación del agua y su correspondiente volumen de agua almacenado en la presa, el gasto de entrada y el gasto de salida.

#### Método Numérico

Para resolver la ecuación de continuidad, tomando en cuenta las curvas elevaciones-gastos de salida, se emplea el método numérico, mediante un procedimiento del tipo predictor-corrector de la forma siguiente

1. Se conocen  $I_i$ ,  $I_{i+1}$ ,  $V_i$ ,  $O_i$ ,  $\Delta t$ ; por tanto se puede valorar el miembro izquierdo de la ecuación:
2. Se supone que  $O_{i+1} = O_i$ .
3. Con  $O_{i+1}$  de la ecuación anterior se obtiene  $V_{i+1}$ .
4. A partir de la curva de elevaciones capacidades con  $V_{i+1}$  se encuentra la elevación  $E_{i+1}$ .
5. Con  $E_{i+1}$  se entra a la curva elevaciones-gastos de salida y se calcula  $O_{i+1}$ .
6. Se compara el valor de  $O_{i+1}$  del paso 5 con el supuesto en el paso 2. Si son aproximadamente iguales se ha encontrado el valor correcto de  $O_{i+1}$  y se va al paso 7. Si no son iguales, con el valor de  $O_{i+1}$  calculado en el paso 5, se repite el proceso desde el paso 3.
7. Si interesan las condiciones para el siguiente tiempo se considera

$$I_{i+1} = I_i; \quad O_{i+1} = O_i; \quad V_{i+1} = V_i$$

y se va al paso 1. De otro modo, termina el cálculo del tránsito.

Se recomienda que el error relativo entre dos valores consecutivos de  $O_{i+1}$  sea menor del 10%.

Conviene dibujar el hidrograma de entradas y el de salidas; el área que quede comprendida entre los hidrogramas corresponde al máximo volumen que se almacena en la presa en determinado momento, este volumen se llama de regulación. Por otro lado, el valor más grande de  $O_{i+1}$  lleva asociada la máxima elevación del agua que se alcanza dentro del vaso. Cuando se transita la avenida de diseño a esa elevación se le designa con el nombre de NAME (nivel de aguas máximas extraordinario).



*Presa Ing. Guillermo Blake Aguilar (El Sabinal)*

La presa Ingeniero Guillermo Blake Aguilar ( El Sabinal) se construyó sobre el río Ocoroni afluente del río Sinaloa, en el sitio de coordenadas 26°09' de latitud norte y 108°19' de longitud oeste de Greenwich, en el municipio de Sinaloa de Leyva, Sin. Mediante esta presa se aprovechan los escurrimientos del río Ocoroni en riego de 11 235 ha, beneficiando a un total de 2 378 familias de agricultores. Al controlar la corriente se protege una superficie importante de tierras del valle contra inundaciones por desbordamiento del río.

La presa está constituida por las siguientes estructuras básicas: cortina, obra de toma y obra de excedencias, ubicadas en ambos lados de la cortina.

*Tabla V.28. - Características de la presa Guillermo Blake*

*Gastos*

Avenida máxima registrada: 3 093 m<sup>3</sup>/s

Avenida de diseño: 8 000 m<sup>3</sup>/s

Periodo de retorno: 10 000 años

*Capacidad de almacenamiento*

Capacidad	Almacenamiento millones de m <sup>3</sup>	Elevación m
Azolves	40.0	160.50
Util	260.0	188.45 NAMO
Superalmacenamiento	187.0	196.61 NAME
<b>Total:</b>	<b>487.0</b>	

Area de la cuenca drenada: 1,340 m<sup>2</sup>

Longitud del vertedor: 50 m

Carga sobre la cresta: 8.16 m

Elevación de la cresta: 188.45 m

Bordo libre: 2.46 m

Tipo de Vertedor: cresta libre. Creager medio abanico

Período de Construcción: 30/04/81 a 30/08/85

*Curva elevaciones-áreas capacidades*

Elevación ( m )	Area ( ha )	Capacidad ( Mm <sup>3</sup> )
160	308.0	28.10
165	455.0	47.50
170	673.0	75.90
175	912.0	116.00
180	1197.0	168.90
181	1251.7	180.60
182	1325.0	193.90
184	1466.7	221.00
186	1626.7	252.00
192	2225.0	383.00
200	3025.0	562.62

El tránsito de la avenida, se realizó en base a los anteriores datos de la presa, y al hidrograma del gasto máximo calculado en el sitio de la presa Guillermo Blake, con la forma de la avenida máxima histórica de la estación Naranjo. Para dicho tránsito, se utilizó el programa de computo, para presas con vertedor libre, que se muestra en la *tabla V.30*, mientras que los resultados del tránsito, se muestran en la *tabla V.31*.



Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

REAL CCO(33)
DATA REL/0.000,100,200,300,400,500,600,700,800,900,1.000
*.1.100,1.200,1.300,1.400,1.500,1.600,1.700,1.800,1.900,2.000,2.100
*.2.200,2.300,2.400,2.500,2.600,2.700,2.800,2.900,3.000,3.100,3.200
*/
DATA CO/3.000,3.395,3.560,3.680,3.760,3.800,3.825,3.850,3.870,3.87
*5,3.880,3.895,3.905,3.910,3.915,3.920,3.922,3.925,3.927,3.930,3.93
*5,3.937,3.940,3.942,3.945,3.947,3.948,3.949,3.950,3.950,3.950,3.95
*0,3.950/
DATA REL2/0.000,050,100,150,200,250,300,350,400,450,500,
*550,600,650,700,750,800,850,900,950,1.000,1.050,1.100,1.15
*0,1.200,1.250,1.300,1.350,1.400,1.450,1.500,1.550,1.600/
DATA CCO/780,803,822,838,852,866,879,890,900,912,920,9
*30,940,949,957,965,973,980,987,994,1.000,1.005,1.012,1.019
*,1.025,1.032,1.039,1.042,1.049,1.054,1.060,1.065,1.070/
EPI=0.005
HINCR=0.05
KIN=1

```

```

C-----
CALL BORRA(0)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(0,0)
WRITE(*, '(79X)')
WRITE(*, '(27X,A26,27X)') 'COMISION NACIONAL DEL AGUA
*
WRITE(*, '(80X)')
WRITE(*, '(13X,52A,15X)') 'GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENI
*ERIA DE RIOS
WRITE(*, '(80X)')
WRITE(*, '(22X,35A,23X)') 'SUBGERENCIA DE HIDROLOGIA OPERATIVA
*
WRITE(*, '(80X)')
WRITE(*, '(23X,33A,24X)') 'PROYECTO DE ANALISIS HIDROLOGICOS
*
WRITE(*, '(80X)')
WRITE(*, '(30X,A20,30X)') 'PROGRAMA : "T A V 1"
*
WRITE(*, '(80X)')
CALL POSICION(18,20)
WRITE(*, '(A1)') 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE ENTRADA ?
READ(*, 698) ARCH
698 FORMAT(1A12)
OPEN(5,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
CALL BORRA(10)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(18,20)
WRITE(*, '(A1)') 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE SALIDA ?
READ(*, 698) ARCH
OPEN(6,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
CALL BORRA(10)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(18,14)
WRITE(*, '(A1)') 'NOMBRE ARCHIVO GAS2.RES ?
READ(*, 698) ARCH
OPEN(8,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
CALL BORRA(10)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(18,18)
WRITE(*, '(A1)') '*** EJECUTANDO TRANSITO POR "VERTEDOR LIBRE" ***
*
C-----
READ (5,5001)NTRAN

```

Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

DO 1 NUTRA=1,NTRAN
READ(5,7000)(TITI(JJ),JJ=1,18)
READ(5,5001)NALT
READ(5,5001)NELCA,NUAVE,NUDA,NUALT,NLONG
READ(5,5002)(ELEV(I),I=1,NELCA)
READ(5,5002)(CAPA(J),J=1,NELCA)
READ(5,5002)GRAF,HINC
READ(5,5002)PROF,HDIS
READ(5,5002)HU,DELT
READ(5,5002)(TOPOVA(IJ),IJ=1,NUAVE)
READ(5,5002)ELEVER
READ(5,5002)(ELINI(I),I=1,NALT)
READ(5,5002)(CAPINI(I),I=1,NALT)
READ(5,5001)NNTE
READ(5,5002)(DIFLON(I),I=1,NLONG)
DO 1 NEL=1,NALT
DO 1 NAL=1,NLONG
LONG=DIFLON(NAL)
DELTA=DELT*1000
DO 1 NNTT=1,NNTE
DO 95 IJ=1,NUAVE
DO 1954 I=1,NUALT
1954 HIN(IJ,I)=ELEVER
ELDCV=ELEVER
IF(NEL.GT.1)GO TO 23
IF(NNTT.GT.1)GO TO 23
IF(NAL.GT.1)GO TO 23
IF(HU.EQ.1.)GO TO 1999
IF(IJ.EQ.1)GO TO 22
TOPO=TOPOVA(IJ)
IK=1
DO 1001 KLM=1,NUDA
1001 QE(IJ,KLM)=QE(IK,KLM)*TOPO
GO TO 23
1999 IF(HU.EQ.0.)GO TO 22
21 READ(5,5002)QP,TP,HUDELT
TB=5.*TP
TI=0.
NPUN=TB/HUDELT
M=NPUN+1
NUDA=M
QE(IJ,1)=0.
DO 30 K=2,M
TI=TI+HUDELT
IF(TP-TI)24,25,25
24 QE(IJ,K)=(TB-TI)*QP/(TB-TP)
GO TO 30
25 QE(IJ,K)=TI*QP/TP
30 CONTINUE
GO TO 23
22 CONTINUE
IF(NEL.GT.1)GO TO 23
READ(5,5002)(QE(IJ,K),K=1,NUDA)
23 CONTINUE
IF(IJ.GT.1)GO TO 666
777 WRITE(6,8000)
WRITE(6,8000)
WRITE(6,8000)
WRITE(6,7000)(TITI(JJ),JJ=1,18)
WRITE(6,797)
DO 798 I=1,NELCA
798 WRITE(6,799)ELEV(I),CAPA(I)

```

Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

WRITE(6,8000)
WRITE(6,15)TITI
666 QD(1)=0.
CAR(1)=ELDCV
M=0
ELEVA=ELDCV
HVERT=0.
CDIS=0.
HVERTD=0.
QS1=0.
IF(IJ.GT.1)GO TO 1222
WRITE(6,9)M,ELEVA,HVERT,CDIS,LONG,HVERTD,QS1
1222 ND=HDIS*HINC
NCADES=ND+1
DO 6 I=1,ND
M=M+1
HVERT=I/HINC
ELEVA=ELDCV+HVERT
RE1=PROF/HDIS
IF(RE1-3.2)11,12,12
12 CO1=3.95
GO TO 18
11 CALL INTERP (RE1,REL1,CO,CO1)
18 RE2=HVERT/HDIS
IF(RE2-1.6)13,14,14
14 CCO1=1.07
GO TO 19
13 IF(RE2-0.04)16,16,17
16 CCO1=0.800
GO TO 19
17 CALL INTERP (RE2,REL2,CCO,CCO1)
19 CDIS=CO1*CCO1*0.552
HVERTD=HVERT**1.5
IF(NNTE.NE.1)GO TO 1982
GO TO (1979,1980,1981,1982)NNTT
1979 CDIS=1.80
GO TO 1982
1980 CDIS=1.80
GO TO 1982
1981 CDIS=1.84
1982 QS1=CDIS*LONG*HVERTD
QD(I+1)=QS1
CAR(I+1)=HVERT+ELDCV
IF(IJ.GT.1)GO TO 8
WRITE(6,9)M,ELEVA,HVERT,CDIS,LONG,HVERTD,QS1
6 CONTINUE
95 CONTINUE
DO 90 IV=1,NUALT
DO 90 IJ=1,NUAVE
H=ELINI(NEL)
C H=HINI(IJ,IV)
K=KIN
CALL QSVO(CAPA,ELEV,NELCA,H,VOL)
VFI=(2./DELT)*VOL
CALL QSVO(QD,CAR,NCADES,H,QS)
WRITE(6,8000)
WRITE(6,3)IJ
WRITE(6,4)TITI
Y1(K)=QS
WRITE(6,6002)K,QE(IJ,K),H,QS,VOL
WRITE(6,6001)
IF(H.EQ.ELINI(NEL)) GO TO 7004

```

Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

H1=ELINI(NEL)
CALL QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,H1,VOL)
VOLU=VOL
DO 7001 K=1,NUDA
VOLU=QE(IJ,K)*DELTA+VOLU
Y1(K)=0.0
WRITE(6,6002)K,QE(IJ,K),H1,QS,VOLU
IF(VOLU-CAPINI(NEL))7001,7002,7003
7001 CONTINUE
WRITE(6,89)
GO TO 81
7002 KIN=K
QE(IJ,KIN)=0.0
GO TO 7004
7003 KIN=K-1
QE(IJ,K-1)=0.0
QE(IJ,K)=(VOLU-CAPINI(NEL))/DELTA
7004 K2=KIN+1
WRITE(6,88)
DO 80 K=K2,NUDA
BETA=QE(IJ,K-1)+QE(IJ,K)+VFI-QS
I=0
ALS=H+HINCR
ALI=H-HINCR
42 CALL QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,ALS,VOL)
VFI=(2.0/DELTA)*VOL
CALL QSVO (QD,CAR,NCADDES,ALS,QS)
R=BETA-QS-VFI
IF(R)45,71,46
45 L=2
GO TO 47
46 L=1
47 CALL QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,ALI,VOL)
VFI=(2.0/DELTA)*VOL
CALL QSVO (QD,CAR,NCADDES,ALI,QS)
R=BETA-QS-VFI
IF(R)52,70,53
52 N=2
GO TO 54
53 N=1
54 IF(N-L)61,57,61
57 IF(I)59,59,60
59 ALS=ALS+2.*HINCR
ALI=ALI-2.*HINCR
44 GO TO 42
60 DAL=(ALS-ALI)/2.
ALS=ALI
ALI=ALS-DAL
GO TO 62
61 I=1
ALI=0.5*(ALS+ALI)
62 IF(ABS(ALS-ALI)-EPSI)70,70,47
71 H=ALS
GO TO 72
70 H=ALI
72 WRITE(6,6002)K,QE(IJ,K),H,QS,VOL
hif(k)=qs
Y1(K)=QS
80 CONTINUE
81 CONTINUE
do 7878 ki=1,nuda
7878 write(8,111)hif(ki)

```

Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

111 format(f10.2)
ESC=0
KIM1=KIN+1
NUDAM1=NUDA-1
DO 8795 I42=KIM1,NUDAM1
8795 ESC=ESC+QE(IJ,I42)
ESC=(ESC+(QE(IJ,KIN)+QE(IJ,NUDA))*0.5)*DELTA
WRITE(6.5)ESC
KIN=1
IF(GRAF.EQ.0)GO TO 90
SIR=0.
DO 32 K=1,NUDA
IF(QE(IJ,K).LE.SIR)GO TO 32
SIR=QE(IJ,K)
QI(1)=0.0
EJE=SIR/10.
32 CONTINUE
DO 33 II=2,11
33 QI(II)=QI(II-1)+EJE
WRITE(6.8000)
WRITE(6.34)(QI(II),II=1,11)
DO 37 KK=1,NUDA
DO 40 J=1,100
IF((J-J/10*10)38,38,39)
38 A(J)=I
GO TO 40
39 A(J)= '
40 CONTINUE
IMPQE=100.*QE(IJ,KK)/SIR+.5
A(IMPQE)='
IMPQS=100.*Y1(KK)/SIR+.5
A(IMPQS)='O'
WRITE(6.83)KK,QE(IJ,KK),Y1(KK),(A(L),L=1,100)
37 CONTINUE
WRITE(6.999)DELTA
WRITE(6.998)
90 CONTINUE
1 CONTINUE
WRITE(6.8000)
3 FORMAT(30X,' TRANSITO DE LA AVENIDA ',I5,(/))
88 FORMAT(/,50X,' INICIA TRANSITO ',(/))
89 FORMAT(/,50X,' NO HAY DERRAME POR VERTEDOR ',(/))
797 FORMAT(3(/),30X,' ELEVACIONES(M.S.N.M.)',21X,' CAPACIDADES MILES
* M/3',3(/))
799 FORMAT(/,37X,F7.2,35X,F10.2)
4 FORMAT(/,40X,18A4,3(/))
5 FORMAT(2(/),30X,' VOLUMEN ESCURRIDO = ',F20.3,' MILES DE M3 ',(/))
8 FORMAT(110)
9 FORMAT(10X,I3,3X,F10.3,3X,5(F10.3,5X))
15 FORMAT(4(/),40X,18A4,3(/),52X,'CURVA ELEVACIONES-DESCARGAS':
'2(/),20X,'ELEVA',7X,'CARGA VERT.',4X,'COEFICIENTE',4X,'LONGITUD'
'.5X,'CARGA VERT.':6X,'GASTO DE',1(/),47X,'DE DESCARGA',17X,'ELEV
' A 3/2',7X,'SALIDA',2(/),33X,'METROS',24X,'METROS',25X,'M3/S',
'1(/))
20 FORMAT (3F10.0)
34 FORMAT (10(/),103X,'GASTOS EN M3/SEG',2(/),2X,'TIEMPO',2X,'QENT',
'2X,'QSAL',4X,F6.1,10F10.2)
83 FORMAT(4X,I3,2X,2F6.1,9X,100A1)
5001 FORMAT(16I5)
5002 FORMAT(8F10.0)
5003 FORMAT(8F10.2)
6001 FORMAT(2(/),30X,'ORDEN',7X,'ENTRADAS',5X,'ELEVACIONES',5X,'SALIDA

```



Tabla V.30.- Programa para el tránsito de la avenidas en vaso, para vertedor de cresta libre

```

'S'.5X.'ALMACENAMIENTOS')
6002 FORMAT(29X,I6,4F15.3)
7000 FORMAT(18A4)
8000 FORMAT(1H1)
999 FORMAT(////,15X,'EL INTERVALO DE TIEMPO DE LOS HIDROGRAMAS ES DE'
'.F10.2.'SEGUNDOS'.//)
998 FORMAT(////,15X,'HIDROGRAMA DE ENTRADA=',1H*.,//,15X,'HIDROGRAMA
'DE SALIDA= 0'./)
CALL BORRA(0)
CALL ATRIBUTOS(0,0,0)
CALL POSICION(12,20)
STOP **** FIN DEL PROCESO ****
END

C***** S U B R U T I N A S *****
SUBROUTINE INTERP (REL,X,Y,CD)
DIMENSION X(33),Y(33)
REAL REL1(33)
REAL CCO(33)
REAL CO(33)
REAL REL2(33)
DATA REL1/.000,.100,.200,.300,.400,.500,.600,.700,.800,.900,1.000,
*1.100,1.200,1.300,1.400,1.500,1.600,1.700,1.800,1.900,2.000,2.100,
*2.200,2.300,2.400,2.500,2.600,2.700,2.800,2.900,3.000,3.100,3.200/
DATA CO/3.000,3.395,3.560,3.680,3.760,3.800,3.825,3.850,3.870,3.87
*5.3.880,3.895,3.905,3.910,3.915,3.920,3.922,3.925,3.927,3.930,3.93
*5.3.937,3.940,3.942,3.945,3.947,3.948,3.949,3.950,3.950,3.950,3.95
*0,3.950/
DATA REL2/.000,.050,.100,.150,.200,.250,.300,.350,.400,.450,.500,,
*50,.600,.650,.700,.750,.800,.850,.900,.950,1.000,1.050,1.100,1.15
*0,1.200,1.250,1.300,1.350,1.400,1.450,1.500,1.550,1.600/
DATA CCO/.780,.803,.822,.838,.852,.866,.879,.890,.900,.912,.920,,9
*30,.940,.949,.957,.965,.973,.980,.987,.994,1.000,1.005,1.012,1.019
*.1.025,1.032,1.039,1.042,1.049,1.054,1.060,1.065,1.070/
NRELCO=33
5002 FORMAT(8F10.0)
5001 FORMAT(16I5)
DO 31 N=1,NRELCO
IF(X(N)-REL)31,32,33
31 CONTINUE
32 CD=Y(N)
RETURN
33 CD=Y(N-1)+(Y(N)-Y(N-1))*((REL-X(N-1))/(X(N)-X(N-1)))
RETURN
END
SUBROUTINE OSVO (CAPA,ELEV,NELCA,H,VOL)
DIMENSION ELEV(100),CAPA(100)
IF(H-ELEV(1))101,101,102
101 VOL=CAPA(1)
RETURN
102 DO 104 J=2,NELCA
IF(ELEV(J)-H)104,105,105
104 CONTINUE
J=NELCA
105 VOL=CAPA(J-1)+(CAPA(J)-CAPA(J-1))*(H-ELEV(J-1))/(ELEV(J)-ELEV(J-1)
*)
RETURN
END

```

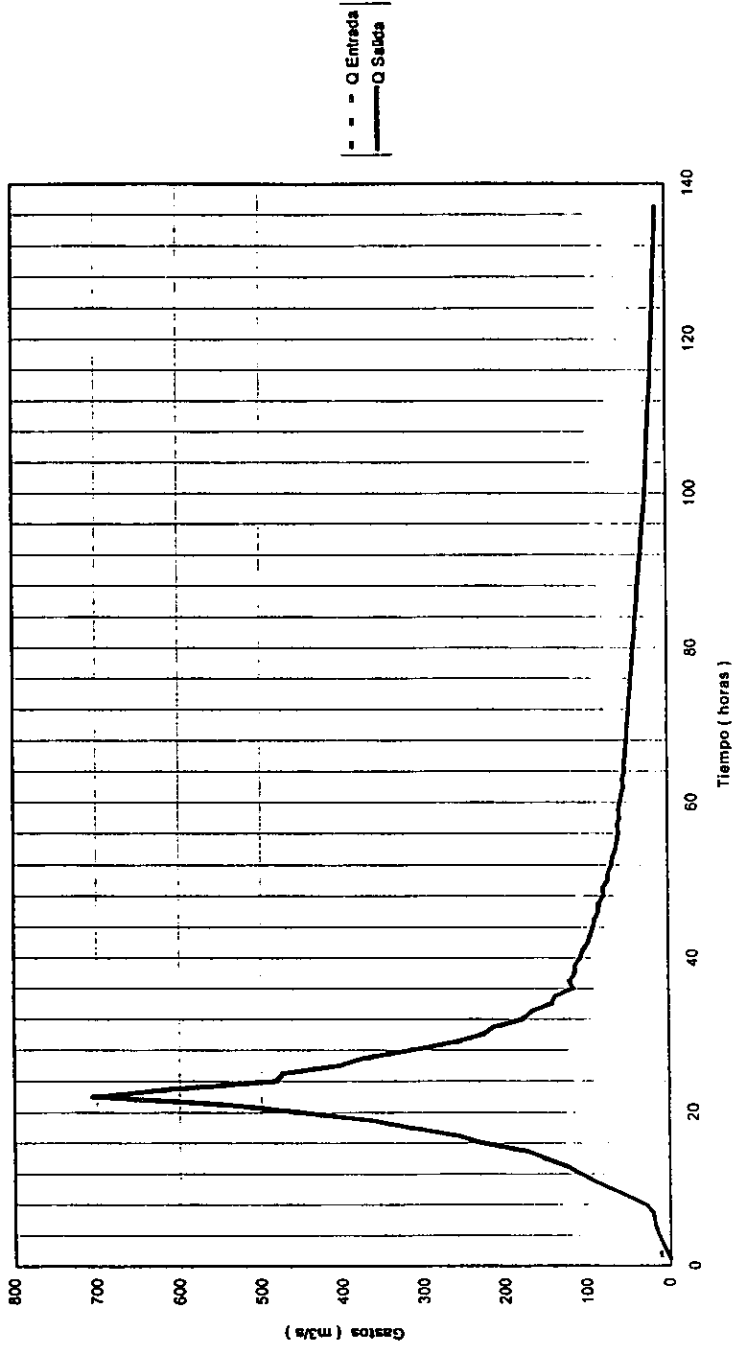
Tabla V.31.- Tránsito de la avenida en el vaso de almacenamiento de la presa El Sabinal

Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>	Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>
1	10.23	188.45	0	305.492	36	118.74	189.645	115.409	331.692
2	11.42	188.797	17.132	313.014	37	116.52	189.88	119.464	332.272
3	12.78	188.671	9.102	310.413	38	114.31	189.628	112.9	331.317
4	14.22	188.788	16.985	312.972	39	110.98	189.631	113.132	331.352
5	15.73	188.747	13.421	311.914	40	107.65	189.584	108.284	330.329
6	17.37	188.818	18.511	313.416	41	102.1	189.569	103.105	329.852
7	21.42	188.833	20.271	313.927	42	96.55	189.517	98.929	328.896
8	28.14	188.932	28.757	316.111	43	93.63	189.495	93.688	328.385
9	49.88	189.123	47.727	320.273	44	90.71	189.48	90.657	327.907
10	69.1	189.307	68.111	324.111	45	87.79	189.458	88.495	327.566
11	90.85	189.467	89.842	327.778	46	84.86	189.43	83.916	326.815
12	106.54	189.584	106.464	330.354	47	81.94	189.42	83.51	326.747
13	124.26	189.701	123.947	332.913	48	79.02	189.38	77.39	325.724
14	151.83	189.869	149.186	336.392	49	76.26	189.383	78.61	325.928
15	173.88	190.015	173.654	339.548	50	73.65	189.336	72.568	324.904
16	230.93	190.302	227.75	345.979	51	71.04	189.333	71.418	324.699
17	257.77	190.462	259.71	349.501	52	68.43	189.305	67.965	324.085
18	319.55	190.727	315.449	355.267	53	65.75	189.289	66.048	323.744
19	364.54	190.957	365.828	360.153	54	63.08	189.261	62.594	323.13
20	455.57	191.305	449.575	367.761	55	60.4	189.245	60.739	322.788
21	542.2	191.667	543.02	375.65	56	59.78	189.23	58.947	322.447
22	707.75	192.213	698.273	387.678	57	59.16	189.233	60.025	322.652
23	594.09	191.898	608.879	380.837	58	58.53	189.217	57.518	322.175
24	490.76	191.43	480.718	370.456	59	57.91	189.227	58.589	322.379
25	463.69	191.402	473.87	369.868	60	57.29	189.211	56.797	322.038
26	409.54	191.109	403.051	363.608	61	54.18	189.189	55.004	321.697
27	364.54	190.983	373.664	360.887	62	53.42	189.173	52.494	321.219
28	319.55	190.723	314.527	355.174	63	52.66	189.177	53.572	321.424
29	257.77	190.492	265.973	350.167	64	51.9	189.161	51.066	320.947
30	230.93	190.293	226.324	345.818	65	51.14	189.164	52.137	321.151
31	206.32	190.223	213.049	344.299	66	50.38	189.142	49.668	320.674
32	181.71	190.031	176.704	339.932	67	49.62	189.152	50.001	320.742
33	160.1	189.961	166.008	338.584	68	48.86	189.136	48.347	320.401
34	146.31	189.825	141.906	335.411	69	48.11	189.133	48.014	320.332
35	132.53	189.791	137.668	334.831	70	47.35	189.124	47.685	320.264

Tabla V.31.- Tránsito de la avenida en el vaso de almacenamiento de la presa El Sabinal

Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg.	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg.	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>	Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg.	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg.	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>
71	46.59	189.114	46.694	320.06	105	22.94	188.864	22.258	314.468
72	45.83	189.111	45.702	319.855	106	22.68	188.874	23.084	314.672
73	45.07	189.102	45.369	319.787	107	22.16	188.858	21.714	314.331
74	44.31	189.092	44.378	319.582	108	21.63	188.861	22.527	314.536
75	43.55	189.089	43.386	319.378	109	21.1	188.839	20.724	314.059
76	42.79	189.08	43.057	319.31	110	20.57	188.842	20.958	314.127
77	42.03	189.07	42.066	318.105	111	20	188.833	20.255	313.923
78	41.27	189.067	41.074	318.901	112	19.44	188.824	19.551	313.718
79	40.51	189.064	40.741	318.832	113	18.88	188.821	18.848	313.514
80	39.75	189.049	39.131	318.491	114	18.53	188.811	18.612	313.445
81	39	189.052	40.083	318.696	115	18.18	188.808	17.909	313.24
82	38.24	189.03	37.931	318.219	116	17.84	188.805	17.673	313.172
83	37.48	189.033	38.231	318.287	117	17.49	188.802	17.439	313.104
84	36.72	189.017	36.121	317.809	118	17.15	188.799	17.203	313.035
85	35.96	189.002	37.027	318.014	119	16.8	188.789	16.969	312.967
86	35.2	188.989	34.921	317.537	120	16.45	188.786	16.266	312.783
87	34.44	189.002	35.221	317.605	121	16.11	188.783	16.032	312.695
88	33.68	188.986	33.111	317.128	122	15.76	188.78	15.796	312.626
89	32.92	188.989	34.017	317.333	123	15.41	188.771	15.562	312.558
90	32.16	188.967	31.911	316.856	124	15.07	188.767	14.859	312.353
91	31.4	188.97	32.211	316.924	125	14.77	188.764	14.625	312.286
92	30.65	188.955	30.101	316.446	126	14.44	188.761	14.389	312.217
93	29.89	188.952	29.815	316.378	127	14.44	188.758	14.156	312.149
94	29.13	188.942	29.543	316.309	128	14.44	188.761	14.857	312.353
95	28.37	188.927	27.652	315.832	129	13.77	188.745	13.308	311.875
96	27.61	188.93	28.465	316.037	130	13.44	188.749	13.92	312.08
97	26.85	188.908	26.577	315.56	131	13.11	188.733	12.525	311.603
98	26.09	188.911	26.846	315.628	132	12.45	188.736	13.112	311.807
99	25.33	188.889	24.955	315.15	133	12.25	188.721	11.737	311.329
100	24.57	188.892	25.227	315.219	134	12.05	188.73	12.328	311.535
101	24.11	188.877	23.339	314.742	135	11.85	188.714	11.346	311.193
102	23.81	188.886	24.146	314.945	136	11.67	188.724	11.933	311.397
103	23.51	188.87	22.796	314.604	137	11.51	188.714	11.737	311.329
104	23.21	188.88	23.608	314.809					

Figura V.18.- Hidrogramas de entrada y salida del vaso de almacenamiento de la presa El Sabinal



*Presa Gustavo Díaz Ordaz (Bacurato)*

La presa Gustavo Díaz Ordaz está situada sobre el río Sinaloa, a unos 65 Km al norte de la ciudad de Guasave y a 8 Km del poblado Bacubirito, en el sitio de coordenadas 25°54' de latitud norte y 107°54' de longitud oeste de Greenwich, en el municipio de Sinaloa de Leyva, Sin. Esta presa se destina a controlar el régimen del río Sinaloa para aprovechar sus aguas en riego de 112 000 ha de terrenos de la planicie costera y en generación de energía eléctrica, así como para proteger contra inundaciones a la zona de aguas abajo.

La presa está constituida por una cortina de materiales graduados de 860.00 m de longitud y 116.00 m de altura; una obra de toma para riego alojada en la ladera izquierda, con capacidad de diseño para un gasto de 100 m<sup>3</sup>/s y una obra de excedencias consistente en un vertedor de cresta móvil, con capacidad de diseño para 7000 m<sup>3</sup>/s, alojado en un puerto del lado izquierdo. Para formar el vaso, que tiene una capacidad de 2 900 millones de m<sup>3</sup>, se construyeron tres diques de materiales graduados con longitud conjunta de 469.00 m.

*Tabla V.29. - Características de la presa Gustavo Díaz Ordaz*

*Gastos*

Avenida máxima registrada: 6 991 m<sup>3</sup>/s

Avenida de diseño: 7 000 m<sup>3</sup>/s

Período de retorno: 10 000 años

*Capacidad de almacenamiento*

Capacidad	Almacenamiento millones de m <sup>3</sup>	Elevación m
Azolves	190.0	182.00
Util	1610.0	
Capacidad al NAMO	1800.0	237.06 NAMO
Superalmacenamiento	910.00	252.50 NAME
Total:	2900.00	

Area de la cuenca drenada: 7.365 m<sup>2</sup>

Longitud del vertedor: 65 m

Elevación de la cresta vertedora: 237.06 m

Bordo libre: 3.50 m

Tipo de Vertedor: controlado, eje recto

Período de Construcción: 1975 a 1981

2.600 ha al NAME

Curva elevaciones-áreas-capacidades

Elevación ( m )	Area ( ha )	Capacidad ( Mm <sup>3</sup> )
158	35.8	0.2
159	59.9	0.7
160	74.4	1.3
165	169.6	7.4
170	279.6	18.7
175	473.3	37.5
180	671.1	66.1
185	899.3	105.3
190	1.176.9	157.3
195	1.528.5	224.9
200	1.925.8	511.2
205	2.355.1	418.3
210	2.795.6	547.0
215	3.324.4	700.0
220	3.966.1	882.3
225	4.638.1	1.097.4
230	5.229.6	1.344.1
235	5.779.6	1.619.3
240	6.324.6	1.921.9
245	7.026.0	2.258.2
250	7.634.3	2.624.7
255	8.201.3	3.020.6

*Política de descargas*

## Capacidades de control entre elevaciones

n	m	m <sup>3</sup> /s
	237.06	0
1	239.50	500
2	244.00	1300
3	245.54	2950-3000
4	249.52	5320-7000
	252.50	

El tránsito de avenidas, realizado para la presa Bacurato con la política de operaciones expuesta anteriormente y con el hidrograma obtenido anteriormente, para el sitio de esta presa, y con ayuda del programa "Trava4", se muestra en la *tabla V.33*, y la comparación entre hidrogramas de salida y entrada, se muestra en la *figura V.19*.

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

$STORAGE:2
$LARGE
$DEBUG
$NOTSTRICT
PROGRAM TRAVA
CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC CC
C
C CORRECCION 3/11/91 POR ACF C
C TRANSITO DE AVENIDAS POR UN VASO C
C ESTE PROGRAMA HACE EL TRANSITO DE CUALQUIER AVENIDA DANDO COMO RESULTADO C
C LOS VALORES DEL HIDROGRAMA DE SALIDA C
C C
C C
C C
C NTRAN = NO. DE PROBLEMAS. C
C TITI = NOMBRE DEL VASO O DE LA OBRA DE DESVIO C
C NUDA = NUMERO DE PUNTOS DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA C
C NELCA = NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES. C
C NUAVE = NUMERO DE AVENIDAS POR TRANSITAR EN CADA PROBLEMA C
C NALT = NUMERO DE ELEVACIONES INICIALES O AL VERTEDOR C
C NVCH = NUMERO DE TOPOS PARA MAXIMIZAR O MINIMIZAR LA AVENIDA C
C NUALT = NUMERO DE ALTERNATIVAS PARA CADA AVENIDA C
C NUNI = 0, LOS PUNTOS DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA ESTAN EN M3/SEG C
C 1 O DIFERENTE A CERO,LA AVENIDA ESTA EN VOLUMEN M3 C
C NCAM = 0, CAPACIDAD Y VOLUMEN EN MILES DE m3 C
C < φ > QUE 0,CAMBIA UNIDADES DE' Mm3 A MILES DE m3 C
C ELEV = VALORES DE LA ELEVACION EN LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDAD EN C
C METROS DE 1 A NELCA C
C CAPA = VALORES DE LA CAPACIDAD EN LA CURVA ELEVACIONES-CAPACIDAD EN C
C MILES DE M3 DE 1 A NELCA C
C GRAF = 1 GRAFICA EL HIDROGRAMA DE ENTRADA Y EL HIDROGRAMA DE SALIDA C
C DELT = INTERVALO DE TIEMPO EN EL HIDROGRAMA DE ENTRADA EN MILES DE SEG C
C ALTOPE = 0.0, SIN RESTRICCIONES EN LOS GASTOS DE SALIDA DEL TRANSITO EN MM3
C = A UN CIERTO VALOR DE ALMACENAMIENTO, INDICA POR UN LADO QUE POR C
C ARRIBA DEL VALOR CONTINUAN LAS DESCARGAS EN FORMA NORMAL Y POR C
C ABAJO O IGUAL AL VALOR LOS GASTO DE DESCARGA ES CERO. EN MM3 C
C QEF = VALORES DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA EN M3/S C
C EELPCV = ELEVACION DONDE INICIA EL TRANSITO EN METROS C
C TOPOVA = COEFICIENTE PARA AUMENTAR O DISMINUIR LOS GASTOS DEL HIDROGRAMA C
C DE ENTRADA C
C TIT = NOMBRE DE LA AVENIDA PARA UNA ELEVACION INICIAL, DE 1 A NALT C
C NCADES = NUMERO DE PUNTOS DE LA CURVA CARGAS-DESCARGAS DE LA POLITICA NUALT
C CAR = CARGAS ELEVACIONES DE LA POLITICA 1 A LA NUALT, EN MSNM. C
C QD = DESCARGAS GASTOS DE SALIDA DE LA POLITICA 1 A LA NUALT, EN M3/SEG
C TTPUL = TITULO DE LA POLITICA DE EXTRACCIONES. C
C HIN = ELEVACION INICIAL DEL EMBALSE (ALTURA QUE TIENE EL EMBALSE ANTES C
C DE LA AVENIDA EN METROS C
C QS = VALORES DEL GASTO DE SALIDA EN M3/S C
C VOL = VOLUMEN ALMACENADO EN MILES DE M3 C
C HG = 0.0, NO EXPORTA GRAFICAS DE ALMAC. Y DERRAME PARA HG C
C > φ < QUE 0.0, SI EXPORTA GRAFICAS EN Mm3 Y m3/S C
C C
C C
C C
CCC CC CC CC ADAN CC CC CC CARRO CC CC CC DE LA CC CC CC FUENTE CC CC CC CC CC
C
C DIMENSIONES DE LAS VARIABLES
C
C
INTEGER A
INTEGER ANO

```



Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

DIMENSION TOPOVA(8),ELVDCV(8),TIT(18),TTPUL(18),VOLU1(12,500)
DIMENSION TITI(18),Y1(12,500),A(100),QI(100),QEF(12,500)
DIMENSION ELEV(80),CAPA(80),QE(12,500),CAR(80),QD(80),ANO(12)
DIMENSION GQE(8,12),GQS(8,12),GVO(8,12),GHA(8,12)
CHARACTER ARCH*12
EPSI=0.0005
HINCR=0.005
KIN=1

C
C          INSTRUCCIONES PARA LA PANTALLA
C
CALL BORRA(0)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(0,0)
WRITE(*,(79X))
WRITE(*,(16X,26A,25X)) ' COMISION NACIONAL DEL AGUA

WRITE(*,(80X))
WRITE(*,(17X,35A,28X)) 'SUBGERENCIA DE HIDROLOGIA OPERATIVA

WRITE(*,(80X))
WRITE(*,(30X,20A,30X)) ' PROGRAMA : TRAVA
ACF
WRITE(*,(80X))
CALL POSICION(15,20)

C
C          LECTURA DE ARCHIVOS DE ENTRADA Y SALIDA
C
WRITE(*,(A1)) 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE ENTRADA ?
READ(*,698) ARCH
698 FORMAT(1A12)
OPEN(5,FILE= ARCH,STATUS='OLD')
CALL BORRA(10)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(15,20)
WRITE(*,(A1)) 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE SALIDA ?
READ(*,698) ARCH
OPEN(6,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
CALL BORRA(10)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(15,10)

C
C          INICIO DEL PROGRAMA
C          LECTURA DE DATOS
C
C READ(5,5001) NTRAN
C DO 1 NUTRA=1,NTRAN
C READ(5,7000) (TIT(JJ),JJ=1,18)
READ(5,5001) NUDA,NELCA,NUAVE,NALT,NVCH,NUALT,NUNI,NCAM
READ(5,5002) (ELEV(I),I=1,NELCA)
READ(5,5002) (CAPA(I),I=1,NELCA)
READ(5,5002) GRAF,DELT,ALTOPE
DO 26 K=1,NUDA
26 READ(5,*) (QEF(NIJ,K),NIJ=1,NUAVE)
READ(5,5002) (ELVDCV(JJ),JJ=1,NALT)
READ(5,5002) (TOPOVA(NN),NN=1,NVCH)
READ(5,*) (ANO(NIJ),NIJ=1,NUAVE)

C
C          IMPRIME TITULO Y CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES
C
WRITE(6,8000)

```

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

WRITE(6,7000) (TIT(JJ),JJ=1,18)
WRITE(6,48)
WRITE(6,49) (ELEV(I),I=1,NELCA)
WRITE(6,50)
C          CAMBIA LAS UNIDADES DE Mm3 A MILES DE m3
IF(NCAM.EQ.0) GO TO 8886
ALTOPE= ALTOPE*1000.
DO 8885 I=1,NELCA
8885 CAPA(I)=CAPA(I)*1000.
8886 WRITE(6,49) (CAPA(I),I=1,NELCA)
      DELTA=DELTA*1000
      CAMBIO = 1
      IF(NUNI.EQ.0) GO TO 8887
      CAMBIO = DELTA/1000.
8887 CONTINUE
C
C
C          INICIA EL TRANSITO PARA UNA ELEVACION INICIAL NEL = 1. .NALT
C          LECTURA DE LA POLITICA DE EXTRACCION DE 1....NUALT
C
C
DO 1 NEL=1,NALT
READ(5,7000) (TIT(JJ),JJ=1,18)
ELDCV=ELVDCV(NEL)
CALL ATRIBUTOS(0,0,1)
CALL POSICION(14,10)
WRITE(*,*) 'ELEVACION No.      =',NEL
CALL POSICION(15,10)
WRITE(*,*) 'ELEVACION INICIAL =',ELDCV,'msnm'
DO 90 IV=1,NUALT
CALL POSICION(16,10)
WRITE(*,*) 'POLITICA DE EXTRACCION No. =',IV
READ(5,5001) NCADES
READ(5,5002) (CAR(IOS),IOS=1,NCADES)
READ(5,5002) (QD(IOS),IOS=1,NCADES)
READ(5,7000) (TTPUL(II),II=1,18)
READ(5,5002) HG
C          IMPRESION DE LA POLITICA DE OPERACION
WRITE(6,7000) (TTPUL(II),II=1,18)
WRITE(6,29)
WRITE(6,31) (QD(IOS),IOS=1,NCADES)
WRITE(6,35)
WRITE(6,31) (CAR(IOS),IOS=1,NCADES)
C          TOPOS DE LA AVENIDA
DO 90 IOS=1,NVCH
CALL POSICION(17,10)
WRITE(*,*) 'TOPO No.          =',IOS
TOPO=TOPOVA(IOS)
DO 90 IJ=1,NUAVE
CALL POSICION(18,10)
WRITE(*,*) 'AVENIDA TRANSITADA No. =',IJ
WRITE(6,8000)
WRITE(6,7000) (TIT(JJ),JJ=1,18)
WRITE(6,7000) (TIT(JJ),JJ=1,18)
WRITE(6,5001) ANO(IJ)
C          SE MAYORA O MINIMIZA LA AVENIDA CON LOS TOPOS
DO 27 NNUDA=1,NUDA
QE(IJ,NNUDA)= QEF(IJ,NNUDA) / CAMBIO
27 QE(IJ,NNUDA)= QE(IJ,NNUDA)*TOPO
C          WRITE(6,5002) (QE(IJ,NNUDA),NNUDA=1,NUDA)
H=ELVDCV(NEL)
K=KIN

```

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

CALL QSVO(CAPA,ELEV,NELCA,H,VOL)
VFI=(2./DELTA)*VOL
CALL QSVO(QD,CAR,NCADES,H,QS)
Y1(IJ,K)=QS
VOLU1(IJ,K)=VOL
WRITE(6,6001)
WRITE(6,6003)
WRITE(6,6002) K,QE(IJ,K),H,QS,VOL
K2=KIN+1
QEMAX=0.
HAMAX=0.
QSMAX=0.
VOMAX=0.
C
C          CALCULO DE LA AVENIDA DE SALIDA POR EL VASO
C
DO 80 K=K2,NUDA
CALL POSICION(19,10)
WRITE(*,*) 'PUNTO DEL HIDROGRAMA   =',K
BETA=QE(IJ,K-1)+QE(IJ,K)+VFI-QS
I=0
ALS=H+HINCR
ALI=H-HINCR
42 CALL QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,ALS,VOL)
VFI=(2./DELTA)*VOL
IF(ALTOPE.EQ.0.0) GO TO 8888
IF(VOL.GT.ALTOPE) GO TO 8888
QS=0.
GO TO 71
8888 CONTINUE
CALL QSVO (QD,CAR,NCADES,ALS,QS)
R=BETA-QS-VFI
IF(R)45,71,46
45 L=2
GO TO 47
46 L=1
47 CALL QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,ALI,VOL)
VFI=(2.0/DELTA)*VOL
CALL QSVO (QD,CAR,NCADES,ALI,QS)
R=BETA-QS-VFI
IF(R)52,70,53
52 N=2
GO TO 54
53 N=1
54 IF(N-L)61,57,61
57 IF(I)59,59,60
59 ALS=ALS+2.*HINCR
ALI=ALI-2.*HINCR
44 GO TO 42
60 DAL=(ALS-ALI)/2.
ALS=ALI
ALI=ALS-DAL
GO TO 62
61 I=1
ALI=0.5*(ALS+ALI)
62 IF(ABS(ALS-ALI)-EPSI)70,70,47
71 H=ALS
GO TO 72
70 H=ALI
C          SI, GRAF=1 IMPRIME VALORES DE SALIDA PUNTO POR PUNTO
72 IF(GRAF.EQ.0.) GO TO 73
WRITE(6,6002) K,QE(IJ,K),H,QS,VOL

```

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

73 IF(H.GT.HAMAX) HAMAX=H
   Y1(IJ,K)=QS
   IF(QS.GT.QSMAX) QSMAX=QS
   IF(VOL.GT.VOMAX) VOMAX=VOL
   VOLU1(IJ,K)=VOL
80 CONTINUE
C
C           INICIA PROCESO DE IMPRESION
C
DO 143 KS=1,NUDA
  IF(QE(IJ,KS).GT.QEMAX) QEMAX=QE(IJ,KS)
  IF(Y1(IJ,KS)-QSMAX)143,142,142
142 QSMAX=Y1(IJ,KS)
   K=KS
143 CONTINUE
   WRITE(6,6004)
   WRITE(6,6002) K,QEMAX,HAMAX,QSMAX,VOMAX
   ESC=0.
   SQS=0.
   KIM1=KIN+1
   NUDAM1=NUDA-1
   DO 8795 I42=KIM1,NUDAM1
     SQS=SQS+Y1(IJ,I42)
8795 ESC=ESC+QE(IJ,I42)
   ESC=(ESC+(QE(IJ,KIN)+QE(IJ,NUDA))*0.5)*DELTA
   SQS=(SQS+(Y1(IJ,KIN)+Y1(IJ,NUDA))*0.5)*DELTA
   WRITE(6,5)ESC,SQS
   GQS(IV,IJ)=QSMAX
   GQE(IV,IJ)=QEMAX
   GVO(IV,IJ)=VOMAX
   GHA(IV,IJ)=HAMAX
C
C           SI, GRAF=1 GRAFICA LA AVENIDA DE ENTRADA
C           Y SALIDA DEL VASO
C
C
IF(GRAF.EQ.0)GO TO 90
SIR=0.
DO 32 K=1,NUDA
  IF(QE(IJ,K).LE.SIR)GO TO 32
  SIR=QE(IJ,K)
  QI(1)=0.0
  EJE=SIR/10.
32 CONTINUE
DO 33 II=2,11
33 QI(II)=QI(II-1)+EJE
  WRITE(6,8000)
  WRITE(6,7000) (TIT(I,J),JJ=1,18)
  WRITE(6,34)QI(IM),IM=1,11)
DO 37 KK=1,NUDA
DO 40 J=1,100
  IF(J-J/10*10)38,38,39
38 A(J)=T
  GO TO 40
39 A(J)=' '
40 CONTINUE
  IMPQE=100.*QE(IJ,KK)/SIR+.5
  A(IMPQE)='*'
  IMPQS=100.*Y1(IJ,KK)/SIR+0.5
  A(IMPQS)='+'
  WRITE(6,83) KK,QE(IJ,KK),Y1(IJ,KK),(A(L),L=1,100)
37 CONTINUE
  WRITE(6,999) DELTA

```

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

WRITE(6,998)

90 CONTINUE
C
C.....TABLAS DE RESULTADOS FINALES
C
  WRITE(6,6008)
  DO 1951 IJ=1,NUAVE
1951 WRITE(6,6007) ANO(IJ),GQE(1,IJ),(GQS(IV,IJ),IV=1,NUALT)
  WRITE(6,6009)
  DO 1952 IJ=1,NUAVE
1952 WRITE(6,6007) ANO(IJ),GQE(1,IJ),(GVO(IV,IJ),IV=1,NUALT)
  WRITE(6,6010)
  DO 1953 IJ=1,NUAVE
1953 WRITE(6,6007) ANO(IJ),GQE(1,IJ),(GHA(IV,IJ),IV=1,NUALT)
C
C.....EXPORTA ARCHIVOS AL HARVAR GRAF
C
  IF(HG.EQ.0.0) GO TO 1
  WRITE(*,'(A) 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE ALMACENAMIENTO ?'
  READ(*,698) ARCH
  OPEN(1,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
  CALL BORRA(10)
  CALL ATRIBUTOS(0.0,1)
  CALL POSICION(15,10)
  WRITE(*,'(A) 'NOMBRE DEL ARCHIVO DE DERRAMES ?'
  READ(*,698) ARCH
  OPEN(2,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
  CALL BORRA(10)
  CALL ATRIBUTOS(0.0,1)
  CALL POSICION(15,10)
  DO 1110 IJ=1,NUAVE
  DO 1110 IK=1,NUDA
1110 VOLU1(IJ,IK)=VOLU1(IJ,IK)/1000.
  DO 1111 IK=1,NUDA
  WRITE(1,6005) IK,(VOLU1(IJ,IK),IJ=1,NUAVE)
  WRITE(2,6105) (Y1(IJ,IK),IJ=1,NUAVE)
1111 CONTINUE
  DO 1112 IJ=1,NUAVE
  WRITE(6,6006) ANO(IJ),(GQS(IV,IJ),IV=1,NUAL)
1112 CONTINUE
  WRITE(6,8000)
  1 CONTINUE
  2 FORMAT(20A4)
  3 FORMAT(30X,' TRANSITO DE LA AVENIDA ',15,(/))
  4 FORMAT(/,40X,18A4,3(/))
  5 FORMAT(1(/),30X,' VOLUMEN ESCURRIDO = ',F20.3,' MILES DE M3 ',(/),
  .30X,' VOLUMEN DERRAMADO = ',F20.3,' MILES DE M3 ',(/),)
  8 FORMAT(110)
  9 FORMAT(10X,13,3X,F10.3,3X,5(F10.3,5X))
  10 FORMAT(2(/),10X,20A4,2(/))
  15 FORMAT(4(/),40X,18A4,3(/),52X,'CURVA ELEVACIONES-DESCARGAS:',
  *2(/),20X,'ELEVA'.7X,'CARGA VERT.'.4X,'COEFICIENTE'.4X,'LONGITUD'
  *.5X,'CARGA VERT.'.6X,'GASTO DE'.1(/),47X,'DE DESCARGA'.17X,'ELEV
  *. A 3/2'.7X,'SALIDA'.2(/),33X,'METROS'.24X,'METROS'.25X,'M3/S'.
  *1(/))
  20 FORMAT (3F10.0)
  29 FORMAT(2(/),20X,'GASTOS DE DESCARGA')
  31 FORMAT(/,9X,10F12.3)
  35 FORMAT(2(/),20X,' ELEVACIONES CORRESPONDIENTES A LAS DESCARGAS ')
  34 FORMAT (10(/),103X,'GASTOS EN M3/SEG'.2(/),2X,'TIEMPO'.2X,'QENT'.
  *2X,'QSAL'.4X,F6.1,10F10.2)

```

Tabla V.32.- Programa de tránsito de avenidas en vaso, para vertedor con compuertas

```

48 FORMAT(2(I),10X,' ELEVACIONES (MSNM). ',/ )
C 49 FORMAT(/,15X,10F10.2)
49 FORMAT(/,15X,8F13.2)
50 FORMAT(2(I),10X,' CAPACIDADES (1000M3)/ )
83 FORMAT(2X,13,2X,2F8.1,7X,100A1)
998 FORMAT( /,15X,'HIDROGRAMA DE ENTRADA=',1H',/,15X,'HIDROGRAMA
'DE SALIDA= + ',/ )
999 FORMAT( /,15X,'EL INTERVALO DE TIEMPO DE LOS HIDROGRAMAS ES DE'
'.F10.2,'SEGUNDOS',/ )
5001 FORMAT (10I5)
5002 FORMAT (8F10.0)
5003 FORMAT (8F10.2)
6001 FORMAT(2(I),30X,'ORDEN',7X,'ENTRADAS',5X,'ELEVACIONES',5X,'SALIDAS
',5X,'ALMACENAMIENTOS')
6002 FORMAT(29X,16,4F15.3)
6003 FORMAT( /,30X,' ',7X,' m3/s-seg ',5X,' m.s.n.m. ',5X,' m3/seg
',5X,' Mm3',/ )
6004 FORMAT(/,30X,' VALORES MAXIMOS DEL TRANSITO ',/ )
6005 FORMAT(110,8F10.2)
6105 format(8f10.2)
6006 FORMAT(7X,'I ',15,'I ',12(F10.0,2X,'I'),/ )
6007 FORMAT(10X,15,5X,9F10.1)
6008 FORMAT(10X,'RESUMEN DE GASTOS DESCARGADOS EN M3/S',/ )
6009 FORMAT(10X,'RESUMEN DE ALMACENAMIENTOS MAXIMOS EN MM3',/ )
6010 FORMAT(10X,'RESUMEN DE ELEVACIONES MAXIMAS EN msnm',/ )
7000 FORMAT(18A2)
8000 FORMAT(1H1)
C
C FIN DEL PROCESO
C
C CALL BORRA(0)
CALL ATRIBUTOS(0,0,0)
CALL POSICION(12,20)
STOP **** FIN DEL PROCESO ****
END
C
C SUBROUTINA PARA INTERPOLAR ALMACENAMIENTOS Y GASTOS DE DESCARGA
C
SUBROUTINE QSVO (CAPA,ELEV,NELCA,H,VOL)
DIMENSION ELEV(80),CAPA(80)
IF(H-ELEV(1))101,101,102
101 VOL=CAPA(1)
RETURN
102 DO 104 J=2,NELCA
IF(ELEV(J)-H)104,105,105
104 CONTINUE
J=NELCA
105 VOL=CAPA(J-1)+(CAPA(J)-CAPA(J-1))*((H-ELEV(J-1))/(ELEV(J)-ELEV(J-1)
))
RETURN
END

```

Tabla V.33.- Tránsito de la avenida en el vaso de almacenamiento de la presa Becurato

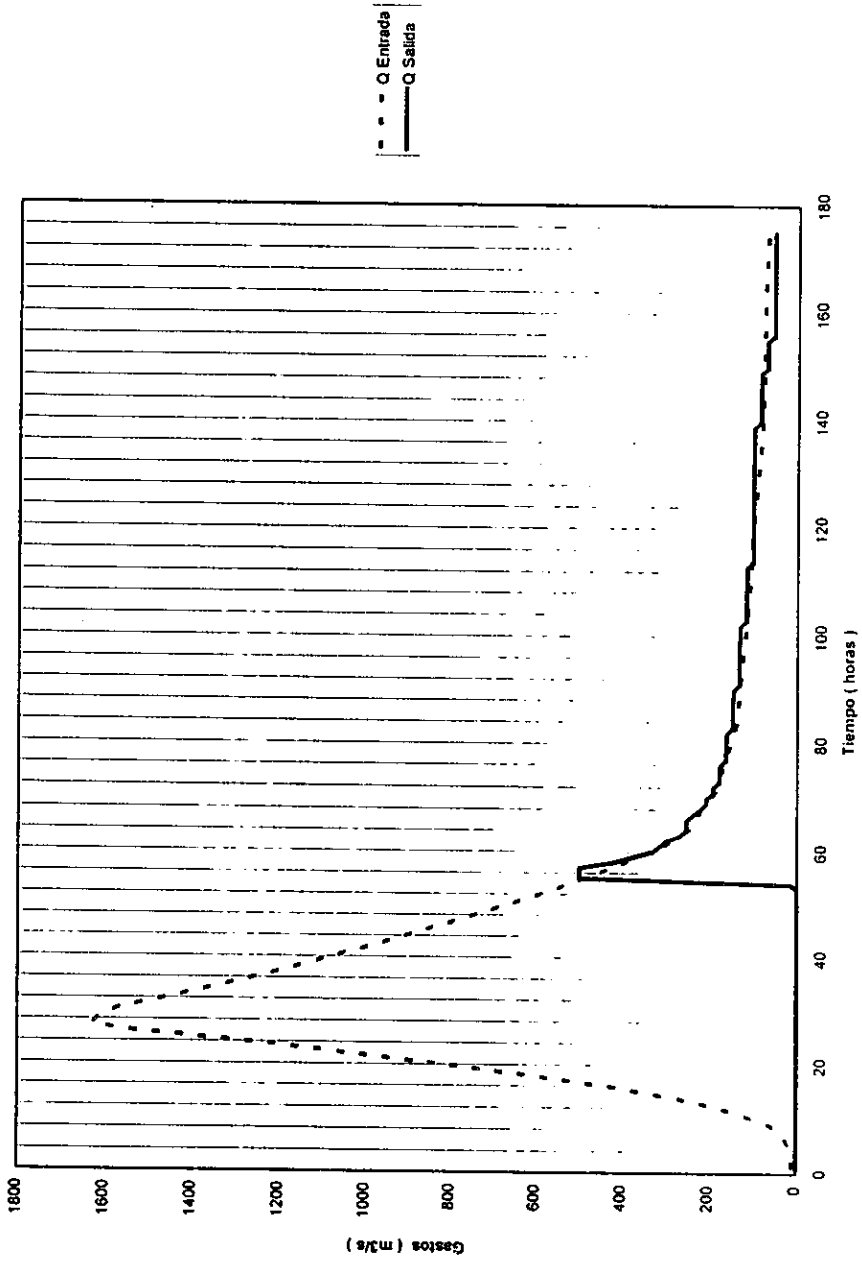
Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>	Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>
1	9.97	237.06	0	1740730	45	867.51	239.146	0	1866381
2	10.97	237.06	0	1740768	46	824.66	239.195	0	1871425
3	12.76	237.061	0	1740786	47	784.27	239.241	0	1874305
4	15	237.062	0	1740843	48	746.32	239.285	0	1877020
5	18.31	237.063	0	1740938	49	707.9	239.326	0	1879641
6	23.34	237.065	0	1741032	50	669.51	239.365	0	1882131
7	28.79	237.066	0	1741126	51	631.21	239.403	0	1884444
8	39.36	237.068	0	1741220	52	592.96	239.438	0	1886626
9	62.88	237.071	0	1741429	53	556.47	239.47	0	1888665
10	97.81	237.076	0	1741694	54	521.61	239.501	13.7	1890567
11	133.52	237.082	0	1742118	55	489.07	239.514	500	1891467
12	174.2	237.092	0	1742713	56	457.28	239.513	500	1891399
13	224.98	237.105	0	1743422	57	426.19	239.51	500	1891182
14	286.92	237.119	0	1744301	58	395.91	239.508	426.7	1891085
15	357.65	237.138	0	1745415	59	367.45	239.507	379.4	1891026
16	435.5	237.161	0	1746809	60	339.38	239.507	332.1	1890966
17	520.36	237.189	0	1748518	61	307.41	239.507	316.8	1890947
18	613.97	237.223	0	1750552	62	288.78	239.506	301.5	1890928
19	713.66	237.262	0	1752908	63	270.15	239.505	271	1890869
20	815.23	237.307	0	1755685	64	251.52	239.505	254.2	1890850
21	925.6	237.359	0	1758829	65	242.67	239.505	254.2	1890830
22	1036.11	237.417	0	1762335	66	233.82	239.505	254.2	1890890
23	1148.17	237.482	0	1766251	67	225.79	239.504	238.9	1890830
24	1273.03	237.554	0	1770625	68	221.77	239.504	223.7	1890850
25	1407.82	237.634	0	1775466	69	210.18	239.504	208.4	1890790
26	1550.66	237.722	0	1780788	70	199.59	239.504	207.65	1890771
27	1628.19	237.817	0	1786509	71	189.75	239.504	193.1	1890830
28	1620.04	237.913	0	1792334	72	183.49	239.504	191.6	1890771
29	1595.59	238.008	0	1798074	73	179.4	239.504	177.9	1890752
30	1570.06	238.1	0	1803811	74	175.31	239.504	177.9	1890811
31	1518.32	238.191	0	1809409	75	171.37	239.504	176.3	1890752
32	1463.48	238.278	0	1814731	76	167.49	239.503	176.3	1890733
33	1410.79	238.362	0	1819865	77	163.62	239.504	162.6	1890792
34	1359.25	238.442	0	1824834	78	159.74	239.503	162.6	1890733
35	1308.99	238.52	0	1829639	79	155.86	239.503	162.6	1890714
36	1260.2	238.595	0	1834239	80	151.98	239.503	162.6	1890773
37	1211.8	238.667	0	1838698	81	148.18	239.503	161.1	1890714
38	1164.74	238.737	0	1842973	82	144.59	239.503	161.1	1890773
39	1120.72	238.803	0	1847067	83	141	239.503	147.3	1890714
40	1078.55	238.867	0	1850995	84	137.4	239.503	147.3	1890695
41	1034.63	238.929	0	1854794	85	136.24	239.503	147.3	1890754
42	987.57	238.987	0	1858403	86	135.08	239.503	147.3	1890695
43	948.22	239.043	0	1861874	87	134.49	239.503	147.3	1890754
44	910.2	239.096	0	1865176	88	132.75	239.503	147.3	1890695

Tabla V.33.- Tránsito de la avenida en el vaso de almacenamiento de la presa Bucuruto

Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>	Tiempo horas	Q Entrada m <sup>3</sup> /seg	Elevación m.s.n.m.	Q Salida m <sup>3</sup> /seg	Almacenamiento Mm <sup>3</sup>
89	131.58	239.503	145.8	1890754	133	86.98	239.502	100	1890637
90	130.42	239.503	145.8	1890695	134	86.2	239.502	100	1890696
91	129.84	239.503	132.1	1890754	135	85.41	239.502	100	1890637
92	128.25	239.503	132.1	1890695	136	84.36	239.502	100	1890696
93	128.09	239.502	132.1	1890675	137	83.32	239.502	100	1890637
94	127.51	239.503	132.1	1890735	138	82.27	239.501	100	1890618
95	125.76	239.502	132.1	1890675	139	81.22	239.502	100	1890677
96	124.71	239.503	132.1	1890735	140	80.43	239.501	84.7	1890618
97	123.49	239.502	132.1	1890675	141	79.65	239.502	84.7	1890677
98	122.27	239.503	132.1	1890735	142	79.12	239.501	84.7	1890618
99	119.82	239.502	132.1	1890675	143	78.6	239.502	84.7	1890677
100	118.6	239.503	130.5	1890735	144	78.51	239.501	84.7	1890618
101	117.38	239.502	130.5	1890675	145	78.43	239.502	84.7	1890677
102	116.15	239.503	130.5	1890735	146	78.34	239.501	84.7	1890618
103	114.93	239.502	116.8	1890675	147	78.25	239.502	84.7	1890677
104	113.71	239.503	116.8	1890735	148	78.16	239.501	84.7	1890618
105	112.49	239.502	116.8	1890675	149	78.08	239.502	84.7	1890677
106	111.26	239.502	116.8	1890656	150	77.99	239.501	69.5	1890618
107	110.04	239.502	116.8	1890716	151	77.9	239.502	69.5	1890677
108	109.52	239.502	116.8	1890656	152	77.81	239.501	69.5	1890618
109	108.47	239.502	115.3	1890716	153	77.73	239.502	69.5	1890677
110	107.94	239.502	115.3	1890656	154	77.64	239.501	69.5	1890618
111	106.9	239.502	115.3	1890716	155	77.55	239.502	69.5	1890677
112	105.85	239.502	115.3	1890656	156	77.38	239.501	54.2	1890618
113	104.8	239.502	115.3	1890716	157	77.2	239.502	54.2	1890677
114	104.28	239.502	101.5	1890656	158	77.03	239.501	54.2	1890618
115	103.23	239.502	101.5	1890716	159	76.85	239.502	54.2	1890677
116	102.7	239.502	101.5	1890656	160	76.68	239.501	54.2	1890618
117	102.53	239.502	101.5	1890716	161	76.5	239.502	54.2	1890677
118	102.36	239.502	101.5	1890656	162	76.24	239.501	54.2	1890618
119	102.18	239.502	101.5	1890716	163	75.98	239.502	54.2	1890677
120	101.09	239.502	101.5	1890656	164	75.72	239.501	54.2	1890618
121	98.91	239.502	101.5	1890716	165	75.46	239.502	54.2	1890677
122	98.91	239.502	101.5	1890656	166	75.19	239.501	54.2	1890618
123	97.81	239.502	101.5	1890716	167	74.93	239.502	54.2	1890677
124	96.72	239.502	101.5	1890656	168	74.28	239.501	54.2	1890618
125	95.63	239.502	101.5	1890716	169	73.62	239.502	54.2	1890677
126	94.54	239.502	101.5	1890656	170	72.97	239.501	54.2	1890618
127	93.45	239.502	101.5	1890716	171	72.31	239.502	54.2	1890677
128	92.36	239.502	101.5	1890656	172	71.66	239.501	54.2	1890618
129	91.26	239.502	101.5	1890716	173	71	239.502	54.2	1890677
130	90.17	239.502	101.5	1890656	174	70.35	239.501	54.2	1890618
131	89.08	239.502	101.5	1890716	175	69.69	239.502	54.2	1890677
132	88.03	239.502	101.5	1890656					



Figura V.19.- Hidrogramas de entrada y salida del vaso de almacenamiento de la presa Bacurato



*Tránsito de avenidas hasta el sitio de estudio*

Conocidos los hidrogramas para cada subcuenca, se hace un tránsito hasta la salida de la cuenca en estudio. Para considerar la capacidad de regulación de los cauces se considera el tránsito regido por la ecuación de almacenaje

$$K = X I + ( I - X ) O$$

siendo

I gasto del hidrograma resultante del análisis anterior

K tiempo de traslado. Tentativamente si no hay información se puede considerar igual al tiempo de concentración de una partícula de agua que tarda en recorrer la mitad de la distancia de la salida de la subcuenca en análisis a la salida de la cuenca

O gasto del hidrograma por deducir al aplicar la ecuación de almacenaje

X factor de ajuste. Se propone, si no hay información, un valor de 0.3

Esta hipótesis se requiere en una primera aproximación, dado que en general no se dispone de información topográfica de los cauces de los ríos en estudio, ni de las llanuras de inundación, así como de información hidrométrica que permita definir la función de almacenaje de las corrientes en estudio. En el caso de una obra importante se recomienda proceder, una vez conocida su ubicación, a instalar con suficiente anticipación, aparatos de medición hidrometeorológicos para calibrar la cuenca desde el punto de vista hidrológico.

*Integración de las avenidas*

Una vez conocido el hidrograma de cada subcuenca a la salida de ésta, con el fin de integrar los resultados de cada una de ellas para obtener el hidrograma de la cuenca total con el cual se delimitará el tramo de cauce considerado, se procede a transitar cada avenida de la salida de la subcuenca al sitio de estudio, en la forma indicada anteriormente. Finalmente, se integran los resultados mediante la superposición de los hidrogramas resultantes.

*Tránsito de la avenidas correspondientes a la presas El Sabinal y Bacurato y a la subcuenca libre número 1*

Según la metodología indicada con anterioridad, se transitan las avenidas obtenidas en la presas El Sabinal y Bacurato y en la subcuenca 1, hasta la salida de la cuenca en estudio mediante la ecuación de almacenaje.

Para ello, se considera que dicha ecuación se puede escribir de la siguiente manera:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

donde

$$C_0 = -\frac{Kx - 0.5t}{K - Kx + 0.5t}$$

$$C_1 = \frac{Kx + 0.5t}{K - Kx + 0.5t}$$

$$C_2 = \frac{K - Kx - 0.5t}{K - Kx + 0.5t}$$

De donde se debe de cumplir que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

siendo

$I$  gasto del hidrograma a la salida de la subcuenca (antes del tránsito)

$K$  tiempo de traslado, en segundos

$O$  gasto del hidrograma por deducir

$x$  factor de ajuste, se supone igual a 0.3

$t$  periodo de iteración para el análisis, en este caso igual a 3600 segundos

En la *tabla V.34* se indica en forma resumida el proceso de tránsito de las avenidas de cada subcuenca considerada, hasta el sitio en estudio. Una vez conocido el hidrograma de cada subcuenca en la salida de la cuenca total (sitio en estudio), para la obtención de la avenida máxima, se procede a la integración de las avenidas transitadas mediante la superposición de los hidrogramas de cada uno de ellas (*tabla V.35*), lo cual se muestra en forma esquemática en la *figura V.20*.

Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

**SUBCUENCA 1**

LONGITUD DEL C.P. =	35.25 Km
DESNIVEL DEL C.P. =	26.00 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.00572 Milésimas
PERÍODO DE ITERACIÓN t =	3.000 Segundos

**CALCULO DEL TIEMPO DE TRASLADO ( K = Tc )**

A) Método de Rowe

$$T_c = \left( \frac{0.87 L^{0.385}}{D} \right)^3 = 16.55 \quad \text{HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L^{0.77}}{S^{1/2}} \right) = 18.62 \quad \text{HRS}$$

C) Método del SCS

$$T_c = \frac{1.15 L}{0.38 \cdot 3085 D} = 15.93 \quad \text{HRS}$$

**K seleccionado**                      15.93                      HRS

57358                      SEG.

$$C_0 = \frac{K \lambda - 0.5 t}{K - K \lambda + 0.5 t} = -0.367$$

$$C_1 = \frac{K \lambda + 0.5 t}{K - K \lambda + 0.5 t} = 0.453$$

$$C_2 = \frac{K - K \lambda - 0.5 t}{K - K \lambda + 0.5 t} = 0.914$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1.000$$

Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.000	0.000	51	0.000	23.964	101	0.000	0.270
1	0.026	0.000	52	0.000	21.907	102	0.000	0.247
2	1.591	0.000	53	0.000	20.027	103	0.000	0.226
3	13.494	0.000	54	0.000	18.309	104	0.000	0.206
4	50.722	0.000	55	0.000	16.737	105	0.000	0.189
5	122.053	0.000	56	0.000	15.301	106	0.000	0.172
6	221.501	0.000	57	0.000	13.988	107	0.000	0.158
7	330.862	0.000	58	0.000	12.788	108	0.000	0.144
8	428.579	0.000	59	0.000	11.690	109	0.000	0.132
9	497.904	11.317	60	0.000	10.687	110	0.000	0.120
10	530.854	40.973	61	0.000	9.770	111	0.000	0.110
11	528.005	84.059	62	0.000	8.932	112	0.000	0.101
12	495.898	133.948	63	0.000	8.165	113	0.000	0.092
13	443.844	184.128	64	0.000	7.464	114	0.000	0.084
14	381.290	229.390	65	0.000	6.824	115	0.000	0.077
15	316.175	266.340	66	0.000	6.238	116	0.000	0.070
16	254.231	293.367	67	0.000	5.703	117	0.000	0.064
17	198.968	310.305	68	0.000	5.213	118	0.000	0.059
18	152.032	317.989	69	0.000	4.766	119	0.000	0.054
19	113.712	317.821	70	0.000	4.357	120	0.000	0.049
20	83.436	311.425	71	0.000	3.983	121	0.000	0.045
21	60.171	300.405	72	0.000	3.641	122	0.000	0.041
22	42.718	286.199	73	0.000	3.329	123	0.000	0.037
23	29.897	270.013	74	0.000	3.043	124	0.000	0.034
24	20.652	252.803	75	0.000	2.782	125	0.000	0.031
25	14.095	235.289	76	0.000	2.543	126	0.000	0.029
26	9.514	217.989	77	0.000	2.325	127	0.000	0.026
27	6.357	201.258	78	0.000	2.126	128	0.000	0.024
28	4.207	185.322	79	0.000	1.943	129	0.000	0.022
29	2.760	170.311	80	0.000	1.776	130	0.000	0.020
30	1.796	156.287	81	0.000	1.624	131	0.000	0.018
31	1.159	143.263	82	0.000	1.485	132	0.000	0.017
32	0.743	131.221	83	0.000	1.357	133	0.000	0.015
33	0.473	120.123	84	0.000	1.241	134	0.000	0.014
34	0.299	109.919	85	0.000	1.134	135	0.000	0.013
35	0.188	100.553	86	0.000	1.037	136	0.000	0.012
36	0.118	91.966	87	0.000	0.948	137	0.000	0.011
37	0.073	84.100	88	0.000	0.867	138	0.000	0.010
38	0.045	76.900	89	0.000	0.792	139	0.000	0.009
39	0.028	70.311	90	0.000	0.724	140	0.000	0.008
40	0.017	64.283	91	0.000	0.662	141	0.000	0.007
41	0.010	58.771	92	0.000	0.605	142	0.000	0.007
42	0.006	53.730	93	0.000	0.553	143	0.000	0.006
43	0.004	49.120	94	0.000	0.506	144	0.000	0.006
44	0.002	44.906	95	0.000	0.462	145	0.000	0.005
45	0.001	41.053	96	0.000	0.423	146	0.000	0.005
46	0.001	37.530	97	0.000	0.386	147	0.000	0.004
47	0.000	34.310	98	0.000	0.353	148	0.000	0.004
48	0.000	31.365	99	0.000	0.323	149	0.000	0.004
49	0.000	28.674	100	0.000	0.295	150	0.000	0.003
50	0.000	26.213						

Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

SUBCUENCA DE LA PRESA EL SABINAL

LONGITUD DEL C.P. =	71.55 Km
DESNIVEL DEL C.P. =	121.00 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.00903 Milsimas
PERÍODO DE ITERACIÓN t =	3600 Segundos

CALCULO DEL TIEMPO DE TRASLADO ( K = Tc )

A) Método de Rowe

$$T_c = \left( \frac{0.87 L^{0.385}}{D} \right)^3 = 19.72 \quad \text{HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L^{0.77}}{S^{0.5}} \right) = 26.38 \quad \text{HRS}$$

C) Método del SCS

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{\frac{0.38}{3085 D}} = 19.07 \quad \text{HRS}$$

K seleccionado                      19.07                      HRS  
 68659                                      SEG.

$$C_0 = \frac{K x - 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = -0.377$$

$$C_1 = \frac{K x + 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = 0.449$$

$$C_2 = \frac{K - K x - 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = 0.928$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1.000$$

Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)
0	0.000	0.000	49	78.600	183.588	98	26.600
1	0.000	0.000	50	72.600	178.270	99	25.200
2	4.600	0.000	51	71.400	171.093	100	25.000
3	9.100	0.000	52	68.000	165.177	101	24.100
4	13.400	0.000	53	66.000	158.915	102	23.600
5	17.000	0.000	54	62.600	153.488	103	23.300
6	18.500	0.000	55	60.700	147.642	104	23.100
7	20.300	0.000	56	58.900	142.043	105	22.800
8	28.800	0.000	57	60.000	135.626	106	22.500
9	47.700	0.000	58	57.500	131.108	107	22.300
10	68.100	0.000	59	58.600	125.379	108	21.700
11	89.800	0.000	60	56.800	121.236	109	21.000
12	106.500	0.000	61	55.000	117.262	110	20.700
13	123.900	0.000	62	52.500	113.709	111	20.300
14	149.200	0.000	63	53.600	108.875	112	19.600
15	173.700	0.000	64	51.100	105.827	113	18.800
16	227.700	0.000	65	52.100	101.498	114	18.600
17	259.700	0.000	66	50.000	98.724	115	17.900
18	315.400	0.000	67	49.700	95.319	116	17.700
19	365.800	0.000	68	48.300	92.553	117	17.400
20	449.600	0.000	69	48.000	89.471	118	17.200
21	543.000	0.000	70	47.700	86.590	119	17.000
22	698.300	0.000	71	46.700	84.159	120	16.300
23	608.900	84.122	72	45.700	81.831	121	16.000
24	480.700	170.342	73	45.400	79.336	122	15.800
25	473.900	195.314	74	44.400	77.263	123	15.600
26	403.100	242.120	75	43.400	75.267	124	14.900
27	373.700	264.826	76	43.100	73.079	125	14.900
28	314.500	295.005	77	42.100	71.292	126	14.600
29	266.000	314.697	78	41.100	69.561	127	14.400
30	226.300	326.148	79	40.700	67.657	128	14.200
31	213.000	323.953	80	40.100	65.937	129	13.900
32	176.700	329.627	81	39.100	64.448	130	13.300
33	166.000	322.620	82	37.900	63.071	131	13.100
34	141.900	320.397	83	38.200	61.140	132	12.500
35	137.700	309.093	84	37.000	59.936	133	12.300
36	115.400	305.126	85	36.100	58.619	134	11.900
37	119.500	289.882	86	35.200	57.333	135	11.700
38	112.900	280.068	87	34.900	55.848	136	11.700
39	113.100	267.923	88	34.000	54.675	137	11.300
40	106.300	259.308	89	33.100	53.521		
41	103.100	249.467	90	32.200	52.386		
42	96.900	241.237	91	31.900	51.042		
43	93.700	232.022	92	30.100	50.338		
44	90.700	223.166	93	29.800	48.990		
45	88.500	214.431	94	29.500	47.718		
46	83.900	207.073	95	28.500	46.779		
47	83.500	198.331	96	27.700	45.761		
48	77.400	192.340	97	26.800	44.797		

Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

SUBCUENCA DE LA PRESA BACURATO

LONGITUD DEL C.P. =	25.10 Km
DESNIVEL DEL C.P. =	124.02 m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	0.000555 Milésimas
PERÍODO DE ITERACIÓN t =	3600 Segundos

CALCULO DEL TIEMPO DE TRASLADO ( K = Tc )

A) Método de Rowe

$$T_c = \left( \frac{0.87 L^3}{D} \right)^{0.385} = 39.18 \quad \text{HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77} = 48.93 \quad \text{HRS}$$

C) Método del SCS

$$T_c = \frac{1.15 L}{0.38 \cdot 3085 D} = 37.77 \quad \text{HRS}$$

K seleccionado 37.77 HRS

135954 SEG.

$$C_0 = \frac{K x - 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = -0.402$$

$$C_1 = \frac{K x + 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = 0.439$$

$$C_2 = \frac{K - K x - 0.5 t}{K - K x + 0.5 t} = 0.963$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1.000$$



Tabla V.34.- Tránsito de las avenidas por el cauce hasta el sitio de estudio

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	T (hr)	I (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.000	0.000	51	0.000	0.000	101	130.500	184.855
1	0.000	0.000	52	0.000	0.000	102	130.500	182.837
2	0.000	0.000	53	0.000	0.000	103	116.800	186.402
3	0.000	0.000	54	13.700	0.000	104	116.800	183.818
4	0.000	0.000	55	500.000	0.000	105	116.800	181.330
5	0.000	0.000	56	500.000	18.563	106	116.800	178.934
6	0.000	0.000	57	500.000	36.436	107	116.800	176.628
7	0.000	0.000	58	426.700	83.117	108	116.800	174.406
8	0.000	0.000	59	379.400	114.890	109	115.300	172.871
9	0.000	0.000	60	332.100	143.727	110	115.300	170.733
10	0.000	0.000	61	316.800	156.872	111	115.300	168.675
11	0.000	0.000	62	301.500	168.961	112	115.300	166.694
12	0.000	0.000	63	271.000	186.144	113	115.300	164.786
13	0.000	0.000	64	254.200	196.049	114	101.500	168.497
14	0.000	0.000	65	254.200	198.208	115	101.500	166.010
15	0.000	0.000	66	254.200	200.287	116	101.500	163.615
16	0.000	0.000	67	238.900	208.440	117	101.500	161.309
17	0.000	0.000	68	223.700	215.682	118	101.500	159.088
18	0.000	0.000	69	208.400	222.131	119	101.500	156.950
19	0.000	0.000	70	207.650	221.922	120	101.500	154.892
20	0.000	0.000	71	193.100	227.242	121	101.500	152.909
21	0.000	0.000	72	191.600	226.578	122	101.500	151.001
22	0.000	0.000	73	177.900	230.788	123	101.500	149.163
23	0.000	0.000	74	177.900	228.824	124	101.500	147.393
24	0.000	0.000	75	176.300	227.577	125	101.500	145.690
25	0.000	0.000	76	176.300	225.673	126	101.500	144.049
26	0.000	0.000	77	162.600	229.348	127	101.500	142.469
27	0.000	0.000	78	162.600	226.870	128	101.500	140.948
28	0.000	0.000	79	162.600	224.484	129	101.500	139.484
29	0.000	0.000	80	162.600	222.187	130	101.500	138.074
30	0.000	0.000	81	161.100	220.577	131	101.500	136.716
31	0.000	0.000	82	161.100	218.369	132	101.500	135.408
32	0.000	0.000	83	147.300	221.791	133	100.000	134.753
33	0.000	0.000	84	147.300	219.026	134	100.000	133.462
34	0.000	0.000	85	147.300	216.363	135	100.000	132.220
35	0.000	0.000	86	147.300	213.799	136	100.000	131.024
36	0.000	0.000	87	147.300	211.330	137	100.000	129.872
37	0.000	0.000	88	147.300	208.953	138	100.000	128.763
38	0.000	0.000	89	145.800	207.267	139	100.000	127.695
39	0.000	0.000	90	145.800	204.985	140	84.700	132.818
40	0.000	0.000	91	132.100	208.296	141	84.700	131.032
41	0.000	0.000	92	132.100	205.467	142	84.700	129.312
42	0.000	0.000	93	132.100	202.743	143	84.700	127.656
43	0.000	0.000	94	132.100	200.121	144	84.700	126.061
44	0.000	0.000	95	132.100	197.595	145	84.700	124.525
45	0.000	0.000	96	132.100	195.164	146	84.700	123.047
46	0.000	0.000	97	132.100	192.823	147	84.700	121.623
47	0.000	0.000	98	132.100	190.568	148	84.700	120.252
48	0.000	0.000	99	132.100	188.398	149	84.700	118.933
49	0.000	0.000	100	130.500	186.951	150	69.500	123.773
50	0.000	0.000						

Tabla V.35.- Integración de las avenidas

T (hr)	Q (Subcuenca 1) (m <sup>3</sup> /s)	Q (Subcuenca 2) (m <sup>3</sup> /s)	Q (P. El Sabinal) (m <sup>3</sup> /s)	Q (P. Bacurato) (m <sup>3</sup> /s)	Q TOTAL (m <sup>3</sup> /s)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.009	0.000	0.000	0.009
2	0.000	0.144	0.000	0.000	0.144
3	0.000	0.694	0.000	0.000	0.694
4	0.000	2.062	0.000	0.000	2.062
5	0.000	4.690	0.000	0.000	4.690
6	0.000	9.014	0.000	0.000	9.014
7	0.000	15.423	0.000	0.000	15.423
8	0.000	24.235	0.000	0.000	24.235
9	11.317	35.684	0.000	0.000	47.002
10	40.973	49.915	0.000	0.000	90.888
11	84.059	66.984	0.000	0.000	151.043
12	133.948	86.962	0.000	0.000	220.810
13	184.128	109.443	0.000	0.000	293.571
14	229.390	134.557	0.000	0.000	363.947
15	266.340	161.977	0.000	0.000	428.318
16	293.367	191.432	0.000	0.000	484.799
17	310.305	222.616	0.000	0.000	532.921
18	317.989	255.202	0.000	0.000	573.191
19	317.821	288.847	0.000	0.000	606.668
20	311.425	323.205	0.000	0.000	634.630
21	300.405	357.931	0.000	0.000	658.336
22	286.199	392.690	0.000	0.000	678.890
23	270.013	427.162	84.122	0.000	781.297
24	252.803	461.044	170.342	0.000	884.190
25	235.289	494.056	195.314	0.000	924.659
26	217.989	525.944	242.120	0.000	986.053
27	201.258	556.477	264.826	0.000	1022.562
28	185.322	585.456	295.005	0.000	1065.784
29	170.311	612.707	314.697	0.000	1097.715
30	156.287	638.083	326.148	0.000	1120.519
31	143.263	661.468	323.953	0.000	1128.684
32	131.221	682.769	329.627	0.000	1143.617
33	120.123	701.918	322.620	0.000	1144.661
34	109.919	718.872	320.397	0.000	1149.189
35	100.553	733.610	309.093	0.000	1143.256
36	91.966	746.130	305.126	0.000	1143.221
37	84.100	756.449	289.882	0.000	1130.431
38	76.900	764.600	280.068	0.000	1121.568
39	70.311	770.632	267.923	0.000	1108.866
40	64.283	774.605	259.308	0.000	1098.197
41	58.771	776.592	249.467	0.000	1084.830
42	53.730	776.673	241.237	0.000	1071.640
43	49.120	774.938	232.022	0.000	1056.080
44	44.906	771.481	223.166	0.000	1039.553
45	41.053	766.404	214.431	0.000	1021.888
46	37.530	759.808	207.073	0.000	1004.411
47	34.310	751.801	198.331	0.000	984.441
48	31.365	742.488	192.340	0.000	966.193
49	28.674	731.978	183.588	0.000	944.240
50	26.213	720.377	178.270	0.000	924.860
51	23.964	707.789	171.093	0.000	902.846

Tabla V.35.- Integración de las avenidas

T (hr)	Q (Subcuenca 1) (m <sup>3</sup> /s)	Q (Subcuenca 2) (m <sup>3</sup> /s)	Q (P. El Sabinal) (m <sup>3</sup> /s)	Q (P. Bacurato) (m <sup>3</sup> /s)	Q TOTAL (m <sup>3</sup> /s)
52	21.907	694.318	165.177	0.000	881.402
53	20.027	680.064	158.915	0.000	859.006
54	18.309	665.124	153.488	0.000	836.921
55	16.737	649.592	147.642	0.000	813.971
56	15.301	633.557	142.043	18.563	809.464
57	13.988	617.104	135.626	36.436	803.155
58	12.788	600.316	131.108	83.117	827.329
59	11.690	583.268	125.379	114.890	835.227
60	10.687	566.032	121.236	143.727	841.682
61	9.770	548.675	117.262	156.872	832.579
62	8.932	531.261	113.709	168.961	822.863
63	8.165	513.848	108.875	186.144	817.032
64	7.464	496.488	105.827	196.049	805.828
65	6.824	479.232	101.498	198.208	785.762
66	6.238	462.123	98.724	200.287	767.371
67	5.703	445.203	95.319	208.440	754.664
68	5.213	428.508	92.553	215.682	741.956
69	4.766	412.071	89.471	222.131	728.439
70	4.357	395.921	86.590	221.922	708.790
71	3.983	380.084	84.159	227.242	695.468
72	3.641	364.581	81.831	226.578	676.632
73	3.329	349.432	79.336	230.788	662.884
74	3.043	334.653	77.263	228.824	643.783
75	2.782	320.258	75.267	227.577	625.884
76	2.543	306.257	73.079	225.673	607.552
77	2.325	292.659	71.292	229.348	595.624
78	2.126	279.470	69.561	226.870	578.026
79	1.943	266.694	67.657	224.484	560.778
80	1.776 <sup>va</sup>	254.334	65.937	222.187	544.233
81	1.624	242.390	64.448	220.577	529.040
82	1.485	230.862	63.071	218.369	513.786
83	1.357	219.747	61.140	221.791	504.036
84	1.241	209.042	59.936	219.026	489.245
85	1.134	198.742	58.619	216.363	474.859
86	1.037	188.842	57.333	213.799	461.011
87	0.948	179.335	55.848	211.330	447.461
88	0.867	170.213	54.675	208.953	434.708
89	0.792	161.469	53.521	207.267	423.050
90	0.724	153.095	52.386	204.985	411.191
91	0.662	145.081	51.042	208.296	405.081
92	0.605	137.418	50.338	205.467	393.829
93	0.553	130.096	48.990	202.743	382.383
94	0.506	123.106	47.718	200.121	371.450
95	0.462	116.437	46.779	197.595	361.274
96	0.423	110.078	45.761	195.164	351.426
97	0.386	104.021	44.797	192.823	342.026
98	0.353	98.253	43.573	190.568	332.747
99	0.323	92.765	42.875	188.398	324.361
100	0.295	87.547	41.674	186.951	316.468
101	0.270	82.589	40.810	184.855	308.523
102	0.247	77.880	39.792	182.837	300.755
103	0.226	73.410	38.736	186.402	298.773

Tabla V.35.- Integración de las avenidas

T ( hr )	Q (Subcuenca 1) ( m <sup>3</sup> /s )	Q (Subcuenca 2) ( m <sup>3</sup> /s )	Q (P. El Sabinal) ( m <sup>3</sup> /s )	Q (P. Bacurato) ( m <sup>3</sup> /s )	Q TOTAL ( m <sup>3</sup> /s )
104	0.206	69.169	37.697	183.818	290 890
105	0.189	65.149	36.756	181.330	283 424
106	0.172	61.340	35.861	178.934	276 308
107	0.158	57.732	34.972	176.628	269 489
108	0.144	54.316	34.283	174.406	263 150
109	0.132	51.085	33.639	172.871	257 726
110	0.120	48.029	32.839	170.733	251 722
111	0.110	45.141	32.114	168.675	246 040
112	0.101	42.412	31.525	166.694	240 731
113	0.092	39.835	30.965	164.786	235 678
114	0.084	37.402	30.162	168.497	236 145
115	0.077	35.107	29.591	166.010	230 785
116	0.070	32.942	28.823	163.615	225 450
117	0.064	30.901	28.133	161.309	220 407
118	0.059	28.979	27.433	159.088	215 559
119	0.054	27.167	26.770	156.950	210.941
120	0.049	25.462	26.328	154.892	206 730
121	0.045	23.856	25.717	152.909	202.528
122	0.041	22.346	25.091	151.001	198 479
123	0.037	20.925	24.496	149.163	194 621
124	0.034	19.590	24.117	147.393	191 135
125	0.031	18.334	23.452	145.690	187 507
126	0.029	17.155	22.947	144.049	184 180
127	0.026	16.047	22.420	142.469	180 963
128	0.024	15.007	21.916	140.948	177 896
129	0.022	14.031	21.472	139.484	175 009
130	0.020	13.115	21.152	138.074	172 361
131	0.018	12.256	20.660	136.716	169 650
132	0.017	11.450	20.341	135.408	167 216
133	0.015	10.695	19.850	134.753	165 313
134	0.014	9.987	19.456	133.462	162 920
135	0.013	9.324	18.986	132.220	160 543
136	0.012	8.703	18.460	131.024	158 199
137	0.011	8.122	18.122	129.872	156 127
138	0.010	7.578	17.785	128.763	154 136
139	0.009	7.068	17.448	127.695	152 221
140	0.008	6.592	17.111	132.818	156 530
141	0.007	6.146	16.774	131.032	153 960
142	0.007	5.730	16.437	129.312	151 486
143	0.006	5.340	16.100	127.656	149 102
144	0.006	4.976	15.763	126.061	146 806
145	0.005	4.636	15.426	124.525	144 593
146	0.005	4.318	15.089	123.047	142 459
147	0.004	4.021	14.752	121.623	140 401
148	0.004	3.744	14.415	120.252	138 415
149	0.004	3.485	14.078	118.933	136 500
150	0.003	3.244	13.741	123.773	140 761

Q máx = 1149.189

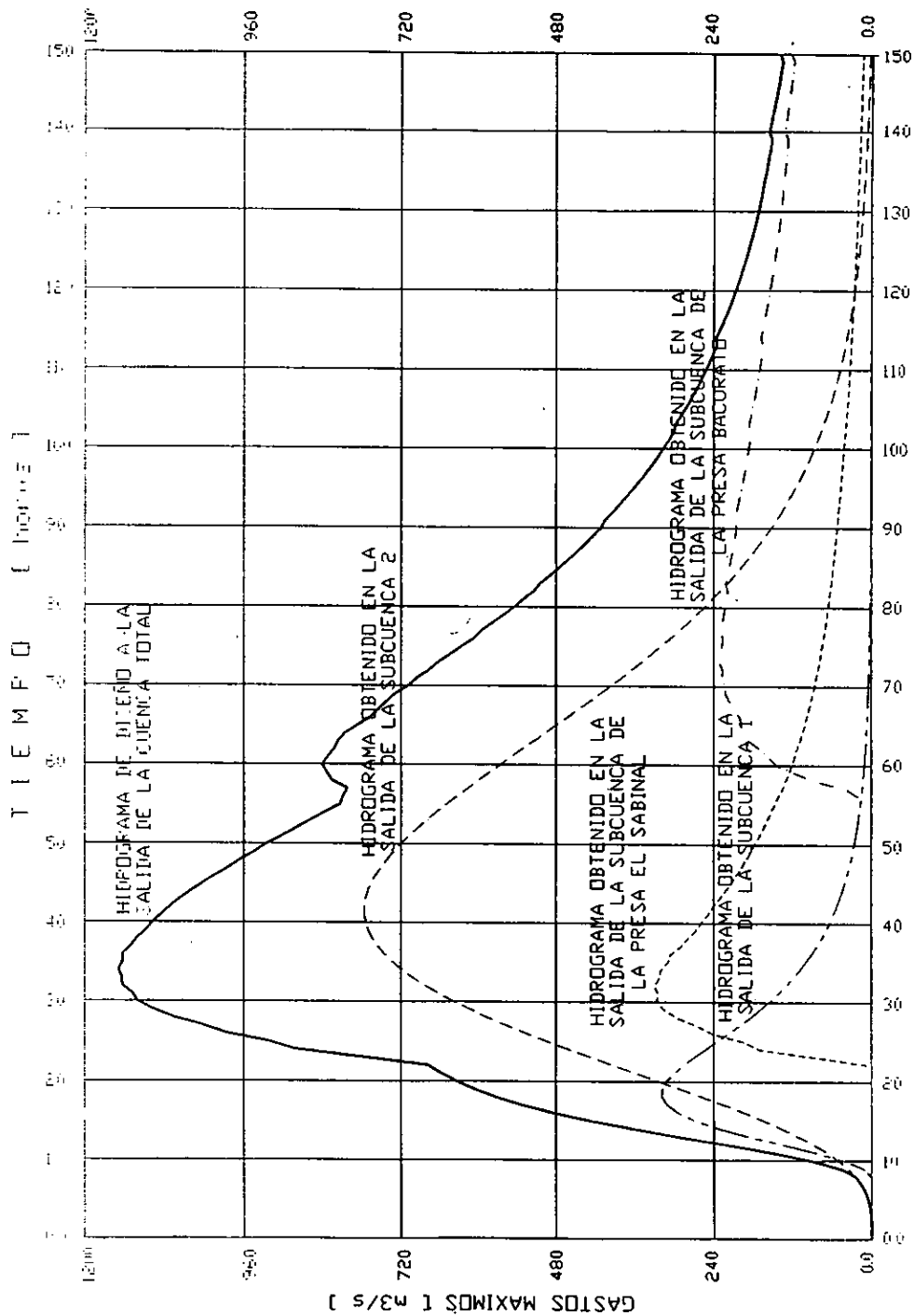
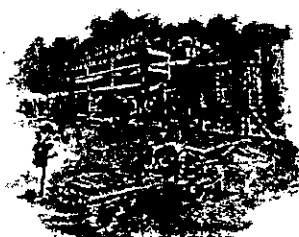


FIGURA V.20.- AVENIDA DE BIENIO OBTENIDA MEDIANTE LA INTEGRACION DE LOS EVENTOS HIDROLOGICOS.

## VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



## VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como se ha podido constatar a través de el presente trabajo, la hidrología no es una ciencia exacta, por lo cual los resultados que pueda arrojar un análisis de este tipo, llevan un cierto grado de error, por lo cual es importante tratar de conjuntar la mayor información posible y con la mayor calidad, para tener un mayor margen de análisis, y consecuentemente aminorar ese posible error, porque dependiendo de la información disponible, se tendrán resultados más confiables, pues hay que recordar que una de la herramientas imprescindibles de la hidrología, que es la estadística, basa sus resultados en el tamaño y magnitud de los datos, como por ejemplo en la obtención de algún ajuste aleatorio de algún evento asociado a un período de retorno para una determinada distribución; lo cual va a estar regido por el rango de datos que se tengan.

Por otra parte, la importancia de delimitar el cauce de un río y su Zona Federal, estriba no solo en los intereses económicos, políticos y sociales, sino además en la propia seguridad de una comunidad; pues debido a la necesidad de contar con agua, muchas veces se suelen alojar viviendas en las cercanías de un río, o peor aún, dentro de este, por lo cual al presentarse algún fenómeno extraordinario, como un ciclón, que pueda provocar una avenida que sobrepase esos límites, trae consigo consecuencias fatales, de ahí la importancia del margen que se le debe de dar a los límites de un río, que es lo que constituye la Zona Federal.

### Avenida máxima ordinaria

Después del análisis realizado, con la finalidad de determinar la avenida máxima que la obra deberá manejar sin que le ocurran daños, se puede percibir que se involucra una amplia metodología, mediante la cual, primeramente se tuvieron que definir las avenidas que pueden ocurrir en el sistema del río Sinaloa, independientemente de las presas que regulaban el comportamiento. Una vez que se determinaron las avenidas en el río, se procedió a calcular el efecto regulador que cada una de las presas ejerce sobre ellas, para obtener así el gasto máximo que la obra de excedencias descargaría, esta última operación implicó un proceso de

aproximaciones sucesivas. La determinación de la avenida máxima requirió requerir de la información hidrológica ya expuesta, pero que brevemente se puede decir que consiste en registros de la variación del gasto con el tiempo en el sitio de la cuenca hidrológica en estudio, así como registros de la variación de las alturas de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio. Con toda esta información, se utilizaron los dos métodos fundamentales para la determinación de avenidas de diseño, uno que es el estadístico, que proporciona información solamente sobre el pico de la avenida; y el otro que es el de relación lluvia-escorrentía, según el cual se fija un hidrograma modelo que puede modificarse según las lluvias que puedan llegar a ocurrir, siendo una variante de este segundo tipo los llamados métodos empíricos, los cuales constituyen el último recurso al que se acude en ausencia total de información hidrológica. Esto es, debido a que si comparamos los resultados entre uno y otro, los segundos pueden llegar a variar considerablemente, y es muy peligroso si se desconocen o no se toman en cuenta las limitantes de un método empírico en particular, porque de acuerdo con esas limitantes se puede saber si es válida su aplicación para un problema dado. Además, en el modelo de lluvia-escorrentía, se está sujeto a la precisión con que se determinaron las características fisiográficas de la cuenca de estudio, ya que en base a estas y al resultado del análisis estadístico de precipitación, se supone el escurrimiento.

Finalmente, a continuación se citan algunas observaciones importantes apreciadas en la elaboración de éste trabajo:

Para la obtención de la avenida máxima ordinaria, en general se tomaron las condiciones más desfavorables, excepto para la subcuenca libre número 2 aguas abajo de las presas, por descargar ésta última directamente al sitio de estudio, se tomaron los resultados que arrojó el método del hidrograma unitario triangular (HUT).

- En lo que respecta al ajuste probabilístico, tanto a lluvias como a gastos, la tendencia de los datos se inclinó casi en su totalidad a la distribución Gumbel

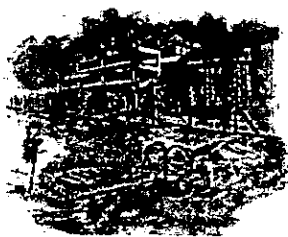


para dos poblaciones, esto es debido a que es una cuenca sujeta a ciclones tropicales.

- Además el tránsito de la avenida por el vaso de la presa Guillermo Blake, arrojó un hidrograma de salida casi igual al de entrada, lo cual quiere decir que la presa prácticamente no regulaba esa avenida de  $707.75 \text{ m}^3/\text{s}$  con Tr de 5 años, puesto que fue diseñada para una avenida mucho mayor que esa y que es de  $8000 \text{ m}^3/\text{s}$ , con Tr de 10.000 años.

Una vez realizado todo el conjunto de procedimientos descritos, y determinado el gasto máximo de  $1150 \text{ m}^3/\text{s}$ , se procedería ahora a realizar otro análisis para determinar la variación de los niveles de agua en el tramo del cauce en estudio, lo cual es un tránsito hidráulico, pero por falta de información topográfica de las secciones transversales, este trabajo sólo se limitó al análisis hidrológico.

# BIBLIOGRAFIA



## **BIBLIOGRAFIA**

- *DÍAZ HERRERA PEDRO.* "INSTRUCTIVO DE HIDROLOGÍA PARA DETERMINAR LA AVENIDA MÁXIMA ORDINARIA ASOCIADA A LA DELIMITACIÓN DE LA ZONA FEDERAL." CNA. SUBDIRECCIÓN GENERAL DE ADMINISTRACIÓN DEL AGUA. GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES E INGENIERÍA DE RÍOS. 1987
- *APARICIO MIJARES FRANCISCO JAVIER.* "FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE." EDITORIAL LIMUSA. 1997
- "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. HIDROTECNIA." HIDROLOGÍA. A.1.10 AVENIDA DE DISEÑO. CFE. INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
- *SPRINGALL G. ROLANDO.* "HIDROLOGÍA". PRIMERA PARTE. PUBLICACIÓN D7. INSTITUTO DE INGENIERÍA. UNAM. MÉXICO 1970
- *SPRINGALL G. ROLANDO.* ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y PROBABILÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL. CAPÍTULO 8. FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM. MÉXICO 1975
- "RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y REVISIÓN DE ESTRUCTURAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS.". SARH. COMISIÓN DEL PLAN NACIONAL HIDRÁULICO. CONSULTORES, S.A.. 1978
- "MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS.". CAPÍTULO 3. *ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA OBRAS DE PROTECCIÓN.* CNA. SUBDIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA. GERENCIA DE AGUAS SUPERFICIALES. 1996

- CAMPOS ARANDA DANIEL FCO., "PROCESOS DEL CICLO HIDROLOGICO". UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ. EDITORIAL UNIVERSITARIA POTOSINA. 1992
- "PRESAS DE MÉXICO". VOLÚMENES VII Y VIII. COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA 1982-1994
- LINSLEY, R. KOHLER, M AND PAULHUS. "HIDROLOGY FOR ENGINEERS." Mc GRAZ-HILL BOOK Co. SECOND EDITION. NEW YORK 1975
- "LEY DE AGUAS NACIONALES." CNA. DICIEMBRE DE 1992
- "BOLETÍN HIDROLÓGICO NÚMERO 36", REGIÓN HIDROLÓGICA NÚMERO 10. TOMO I. II. III Y IV. SARH
- MARTINEZ RAMIREZ EFREN. "DISEÑO HIDRÁULICO DE PRESAS ROMPEPICOS EN LA CUENCA ALTA DE SANTA CATARINA EN MONTERREY, N.L.". TESIS PROFESIONAL. IPN. ESIA 1995
- GONZÁLEZ GUZMAN ENRIQUE. "ANTEPROYECTO INTEGRAL DE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN Y CAUCE DE ALIVIO CONTRA INUNDACIONES DEL RÍO SAN PEDRO EN TUXPAN, NAYARIT". TESIS PROFESIONAL. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO. FACULTAD DE INGENIERÍA. 1995

## OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

### DIRECCIONES DE INTERNET

<http://www.uasnet.mx/edo-sin/>

<http://www.uasnet.mx/edo-sin/gua.html>

<http://serpiente.dgsca.unam.mx/texas/>

### SISTEMAS DE INFORMACIÓN Y BASES DE DATOS

Extractor rápido de información climatológica. ERIC. IMTA

Tarjetas de registro diario de precipitación máxima. SRH y CFE

Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales BANDAS. Disco 1. IMTA. CNA  
1994

### CARTAS TOPOGRÁFICAS

Escala 1:250,000

G12-6. G12-9. G13-4. G13-7

### CARTAS EDAFOLÓGICAS

Escala 1:250,000

G12-6 y G12-9

### CARTAS USO DE SUELO Y VEGETACIÓN

Escala 1:250,000

G12-6 y G12-9