



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - HIDRÁULICA

**ANÁLISIS DEL RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA EUSTAQUIO BUELNA,
SINALOA.**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JESÚS HERIBERTO MONTES ORTIZ

TUTOR PRINCIPAL:
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., JUNIO DE 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Jesús Gracia Sánchez

Secretario: Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles

Vocal: Dr. Ramón Domínguez Mora

1 er. suplente: M.I. Víctor Franco

2 do. suplente: Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS

Dr. Ramón Domínguez Mora

Firma

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría expresar mi agradecimiento a las siguientes personas:

A mi esposa, por ser una mujer tan comprensiva y apoyarme en cada etapa de mi vida. Gracias por apoyarme e impulsarme para lograr mis metas, por estar conmigo en cada momento difícil. Sin ti no hubiera logrado esto.

A mi mamá, por apoyarme en cada momento de mi vida y siempre impulsarme para ser mejor.

A mi papá, por brindarme su apoyo siempre, darme el mejor ejemplo como papá y enseñarme muchas cosas en la vida que me han servido para llegar a este momento.

A mis hermanas Rocio y Ana, por estar siempre conmigo, apoyarme, entenderme y escucharme en los momentos difíciles que hemos vivido y nos ha ayudado a unirnos más.

A mis suegros y cuñados, por apoyarme en momentos difíciles y aceptarme para formar parte de su familia.

A mis cuñados Juan y Ángel, por apoyarme en momentos difíciles, así como apoyar a mis hermanas y a mis papás, creo son un buen ejemplo para el futuro de sus hijos.

A mis sobrinos Luis, Alonso y Nahúm, ya que han formado parte muy importante de mi vida y eso me impulsa a seguir adelante y brindarles un buen ejemplo.

A mis amigos Felipe, Daniel y Lizette, por estar conmigo en momentos muy difíciles en el trabajo, por escucharme y apoyarme a seguir adelante, y sobre todo por brindarme su amistad sincera.

Al Dr. Ramón Domínguez Mora, por tenerme tanta paciencia en este proceso y estar al pendiente de ayudarme y lograr que se concluyera.

Al Dr. Humberto Marengo Mogollón, por ser un buen jefe en el trabajo, por tener paciencia y brindarme confianza, así como estar pendiente de que concluya este proceso tan importante.

Al Ing. German Arturo Martínez Santoyo, por el apoyo que me ha brindado de pertenecer a un equipo de trabajo tan importante, por la paciencia y enseñanza que me brinda cada día.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	8
2. RESUMEN.....	9
3. OBJETIVO GENERAL.....	10
4. OBJETIVO PARTICULAR	10
5. METODOLOGÍA – ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO	10
5.1 Análisis lluvia – escurrimiento	11
5.1.1 Análisis estadístico de datos históricos de precipitación	12
5.1.2 Pruebas de tendencia.....	15
5.1.3 Prueba de independencia.....	18
5.1.4 Delimitación de regiones homogéneas.....	18
5.1.5 Técnicas de interpolación.....	19
5.1.6 Estimación de los Factores de Reducción por Área	21
5.1.7 Funciones de distribución de probabilidad en hidrología	24
5.1.8 Selección de la función de distribución de probabilidad	30
5.1.9 Pendiente media del cauce principal	30
5.1.10 Tiempo de concentración	31
5.1.11 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDT)	32
5.1.12 Modelos Lluvia – Escurrimiento	33
5.1.13 Hidrograma unitario adimensional del SCS.....	40
5.2 Método desarrollado por el IIUNAM basado en gastos medios diarios....	41
5.2.1 Descripción general del método	41
5.2.2 Revisión del funcionamiento de vaso de las presas	43
5.2.3 Metodología para la revisión del funcionamiento diario de presas	44
5.3 Análisis con información hidrométrica.....	46
5.3.1 Técnica de mayoración	46
5.3.2 Análisis de frecuencias y obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno	47
5.3.3 Avenida de diseño	49
6. FUNCIONAMIENTO DEL VASO UNA PRESA PARA ATENDER LA DEMANDA DE RIEGO.....	50
6.1 Periodo de retorno para determinación del gasto de diseño.....	51
7. BORDO LIBRE	52

8. TRÁNSITO DE AVENIDA EN VASO	53
9. APLICACIÓN CASO DE ESTUDIO: PRESA LIC. EUSTAQUIO BUELNA (GUAMÚCHIL), SIN.	56
9.1 Descripción general	56
9.1.2 Información general de la cuenca.....	59
9.1.3 Información climatológica	60
9.1.4 Información hidrométrica	61
9.1.5 Condiciones aguas abajo de la presa Eustaquio Buelna, Sin.	62
9.2 Análisis estadístico de datos históricos de precipitación.....	63
9.3 Pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia	66
9.4 Delimitación de regiones homogéneas	69
9.4.1 Técnica de la región de influencia	70
9.5 Relleno de datos faltantes aplicando técnicas de interpolación	72
9.5.1 Método Thiessen.....	73
9.5.2 Método de la interpolación inversa	73
9.6 Estimación del Factor de Reducción por Área (FRA) en la cuenca de la presa Lic. Eustaquio Buelna, Sin.	76
9.6.1 Disponibilidad de información.....	76
9.6.2 Desarrollo procedimiento para obtener el FRA	78
9.7 Ajustes a funciones de probabilidad	81
9.8 Características fisiográficas de la cuenca	83
9.9 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDT)	83
9.10 Modelos lluvia – escurrimiento.....	85
9.10.1 Lluvia en exceso y coeficiente de escurrimiento	85
9.11 Revisión del funcionamiento de vaso	87
9.12 Análisis con estación hidrométrica.....	89
9.12.1 Cálculo de <i>Q_{máximo}</i> para diferente Tr	89
9.12.2 Avenida máxima con método de mayoración.....	90
9.13 Método desarrollado por el IIUNAM basado en gastos medios diarios	91
9.13.1 Análisis de frecuencias y obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno.....	92
9.14 Elección de la avenida.....	94
9.15 Sistema San Lorenzo – Culiacán – Humaya – Mocerito.....	95

9.16	Aplicación del Funcionamiento de vaso para la demanda de riego	96
9.16.1	Características de la presa.....	96
9.16.2	Distribución de la demanda.....	97
9.16.3	Curva Elevaciones- Áreas- Capacidades.....	97
9.16.4	Volumen de escurrimiento.....	98
9.16.5	Evaporación neta	100
9.16.6	Resultados del funcionamiento de vaso.....	101
9.16.7	Opciones de funcionamiento de vaso	101
9.17	Bordo Libre	102
9.18	Tránsito de avenida en vaso.....	104
10.	Conclusiones.....	108
	Referencias.....	111

Lista de Tablas

Tabla 5-1. Coeficientes de escurrimiento para ser usados en el método racional.....	35
Tabla 5-2. Periodos de retorno para diferentes obras hidráulicas.....	36
Tabla 5-3. Ordenadas del hidrograma unitario adimensional.....	41
Tabla 6-1 Periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño (AMP- Avenida Máxima Probable)	52
Tabla 9-1 Características generales de la presa Eustaquio Buelna.....	57
Tabla 9-2. Estaciones climatológicas.....	60
Tabla 9-3. Estación hidrométrica.....	61
Tabla 9-4 Número de habitantes por localidad.....	62
Tabla 9-5. Registros de lluvia diaria máxima anual de cada estación del periodo a considerar.....	64
Tabla 9-6. Parámetros estadísticos de las estaciones con periodo en común para el relleno de datos.....	66
Tabla 9-7. Resumen de resultados de las pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia.....	66
Tabla 9-8 Correlograma estación 25033.....	68
Tabla 9-9. Atributos considerados para la aplicación de la técnica.....	71
Tabla 9-10. Parámetro C_{ji} para cada estación y atributo.....	71
Tabla 9-11. Distancia euclidiana para cada estación.....	71
Tabla 9-12. Regiones homogéneas correspondientes a cada estación respecto a las otras estaciones.....	72
Tabla 9-13. Aplicación técnica de Thiessen para el relleno de datos.....	73
Tabla 9-14. Factores de peso interpolación inversa.....	74
Tabla 9-15. Factores de peso para la estación 25064.....	74
Tabla 9-16. Factores de peso para estación 25110.....	75
Tabla 9-17. Relleno de registros de cada estación con dato faltante.....	76
Tabla 9-18. Densidad de datos registrados en estaciones seleccionadas en un periodo en común (1: registro).	77
Tabla 9-19. Polígonos trazados con áreas abarcadas.....	78
Tabla 9-20. Resultados del cálculo de los FRA del polígono 1. Promedio= 0.66.....	79
Tabla 9-21. Resultado del cálculo de los FRA de cada polígono.....	80
Tabla 9-22. Resumen de ajustes en AX y ajuste a lluvia media en la cuenca.....	82
Tabla 9-23. Tiempo de concentración de la cuenca.....	83
Tabla 9-24. Intensidad de lluvia con duración igual al T_c	85
Tabla 9-25. Resultados de los gastos máximos estimados asociado a diferentes T_r	86
Tabla 9-26. Resumen del Análisis Probabilístico.....	89
Tabla 9-27. Valores de $Q_{máximo}$ extrapolados.....	89
Tabla 9-28. Gastos máximos anuales extrapolados para diferentes T_r	92
Tabla 9-29. Avenida de diseño.....	93
Tabla 9-30 Periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño (AMP- Avenida Máxima Probable)	94
Tabla 9-31 Distribución de volúmenes.....	96
Tabla 9-32 NAMO de presas del Sistema.....	96
Tabla 9-33 Características de la presa.....	97
Tabla 9-34 Escurrimientos (hm^3) en la estación hidrométrica Guamúchil.....	99
Tabla 9-35 Evaporaciones presa Eustaquio Buelna.....	101
Tabla 9-36 Opciones de funcionamiento presa Eustaquio Buelna.....	102
Tabla 9-37 Funcionamientos de vaso Adolfo López Mateos, José López Portillo y Sanalona.....	102
Tabla 9-38 Cálculo de Fetch efectivo.....	103
Tabla 9-39 Determinación del bordo libre en función de la longitud del fetch (Bureau, 1982).....	104
Tabla 9-40 Extracciones para diferentes T_r	107

Lista de Figuras

<i>Figura 5-1. Relación para la obtención del factor de reducción Z</i>	40
<i>Figura 5-2. Gastos medios diarios para un día</i>	43
<i>Figura 8-1. Hidrogramas de entrada (I) y salida (O)</i>	54
<i>Figura 9-1. Localización cuenca de la presa Lic. Eustaquio Buelna, Sin.</i>	60
<i>Figura 9-2. Ubicación estaciones climatológicas</i>	61
<i>Figura 9-3. Localización estación hidrométrica</i>	62
<i>Figura 9-4. Poblaciones aguas abajo de la presa</i>	63
<i>Figura 9-5. Trazo de polígonos en el área de estudio</i>	78
<i>Figura 9-6 Polígonos de Thiessen</i>	81
<i>Figura 9-7. Mapa de factores de convectividad (R) en la república mexicana (Baeza R., 2007)</i>	84
<i>Figura 9-8. Funcionamiento de vaso diario</i>	88
<i>Figura 9 Distribución de los DR y presas del Sistema San Lorenzo - Culiacán - Humaya - Mocerito</i>	95

Lista de Gráficas

<i>Gráfica 5-1 Forma del hidrograma unitario adimensional</i>	41
<i>Gráfica 5-2 Curvas Gasto - Duración - Periodo de retorno</i>	49
<i>Gráfica 9-1 Correlograma estación 25064</i>	67
<i>Gráfica 9-2 Correlograma estación 25110</i>	67
<i>Gráfica 9-3 Correlograma estación 25172</i>	67
<i>Gráfica 9-4 Correlograma estación 25030</i>	68
<i>Gráfica 9-5 Correlograma estación 25038</i>	68
<i>Gráfica 9-6 Correlograma estación 25041</i>	69
<i>Gráfica 9-7 Correlograma estación 25046</i>	69
<i>Gráfica 9-8 Correlograma estación 25115</i>	69
<i>Gráfica 9-9 Ajuste a una línea de tendencia de los resultados finales del procedimiento 1</i>	80
<i>Gráfica 9-10 Hidrograma para un periodo de retorno de 10,000 años</i>	87
<i>Gráfica 9-11 Registro histórico de niveles de la presa</i>	88
<i>Gráfica 9-12 Ajuste probablístico</i>	90
<i>Gráfica 9-13 Distribución de la demanda</i>	97
<i>Gráfica 9-14 CEAC</i>	97
<i>Gráfica 9-15 Escurrimiento mensual</i>	99
<i>Gráfica 9-16 Resultados del funcionamiento de vaso histórico</i>	101
<i>Gráfica 9-17 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 70 hm^3</i>	105
<i>Gráfica 9-18 Tránsito de avenida 10,000 años, NAMO 80 hm^3</i>	106
<i>Gráfica 9-19 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 80 hm^3</i>	106
<i>Gráfica 9-20 Tránsito de avenida 10,000 años, NAMO 90 hm^3</i>	107
<i>Gráfica 9-21 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 90 hm^3</i>	107

1. INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería, se entiende por presa o represa a un muro que ha sido construido a base de piedra, concreto o de cualquier tipo de materiales sueltos, por lo general en una zona topográfica cerrada que se encuentra sobre un río o un arroyo. Actualmente, hay más de 6 mil presas y bordos en el país, y su capacidad de almacenamiento asciende a 158,000 hectómetros cúbicos (hm³). De todo este volumen, el 92% es posible almacenarlo en 210 grandes presas.

Entre los beneficios de las grandes presas están

- Abastecer de agua a la población.
- Suministrar agua para sectores productivos estratégicos para nuestro país, como la agricultura y el turismo.
- Proteger a la población ante eventos meteorológicos extremos.
- Generar energía eléctrica limpia.

En lo que respecta al consumo de agua para la población y los sectores productivos, en algunas regiones la lluvia es escasa, que sólo gracias a una presa es posible entregarles el agua que requieren a lo largo de todo el año. Además, los volúmenes almacenados en época de lluvias se pueden extraer de forma planificada, lo que permite a los usuarios programar sus actividades.

En cuanto al turismo, tienen un potencial muy amplio como lagos artificiales, ya que sirven como lugares de esparcimiento y para practicar deportes acuáticos. Las grandes presas también son fundamentales para controlar las avenidas de agua que se generan con las lluvias, por lo que protegen a la población ante el paso de ciclones tropicales o frentes fríos.

Asimismo, muchas de estas presas han sido primordiales para garantizar la suficiencia alimentaria y la generación de electricidad, así como para dar cumplimiento a compromisos internacionales que México tiene con otros países en las cuencas transfronterizas.

2. RESUMEN

La presa de estudio es Lic. Eustaquio Buelna “Guamúchil”, Sin., la cortina de esta presa se encuentra en las coordenadas 25° 29' 4" Latitud Norte y 108° 3' 56" Longitud Oeste, sobre el río Mocorito, afluente del Guamúchil, en el municipio de Salvador Alvarado, Sinaloa. Esta presa puede almacenar un volumen al NAMO de 80.08 Mm³ de agua para el riego de la región, así como proteger de inundaciones al poblado de Guamúchil. Pertenece a la región hidrológica Núm. 10 de la cuenca del río Mocorito-Sinaloa. El área que drena el río Mocorito hasta la cortina de la presa Eustaquio Buelna es de 1,638 km².

El trabajo consiste en analizar los datos relacionados con la cuenca, como son las estaciones climatológicas, hidrométricas, así como el funcionamiento diario histórico de la presa, para determinar la avenida para un periodo de retorno, T_r , de 10 000 años con diferentes métodos, realizar el tránsito de la avenida en la presa. También se determina la demanda que puede abastecer la presa para su uso principal que es el riego, analizar el riesgo hidrológico que tenga la presa y proponer medidas que ayuden a operar la presa con el objetivo de minimizar las afectaciones aguas abajo.

Los puntos más relevantes del presente trabajo son los siguientes:

- Obtención de la información histórica y características de la presa.
- Analizar los datos del funcionamiento histórico diario, identificar errores por medio de gráficas y corregir datos históricos para utilizarlos en los análisis para determinar la avenida de diseño de la presa.
- Obtención de la avenida para T_r 10 000 años con análisis hidrométrico, método de gastos medios diarios y un modelo lluvia – escurrimiento.
- Determinar la avenida adecuada en función de los datos analizados.
- Realizar el tránsito de avenidas en la presa para diferentes periodos de retorno y considerando diferentes niveles de operación.

- Identificar la demanda para riego que es posible abastecer de la presa considerando la afectación que se pudiera tener aguas abajo con la presencia de una avenida extraordinaria.
- Determinación del riesgo hidrológico en condiciones actuales.
- Propuesta de soluciones para mitigar el riesgo hidrológico.
- Propuesta de Política de Operación del vertedor en función del riesgo hidrológico.

3. OBJETIVO GENERAL

Aplicar diferentes métodos que permitan obtener la avenida de diseño asociada a un periodo de retorno de 10,000 años de la presa Eustaquio Buelna y con ello verificar si la presa tiene riesgo hidrológico, y de ser el caso, que medidas de operación se podrían aplicar para disminuirlo.

4. OBJETIVO PARTICULAR

Proponer los niveles de operación que serían aplicables en la presa Eustaquio Buelna, considerando la demanda que debe abastecer de riego y las afectaciones que se podrían presentar aguas abajo ante la ocurrencia de una avenida extraordinaria.

5. METODOLOGÍA – ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

El cálculo de avenidas de diseño es un procedimiento muy importante, ya que, a partir de la obtención de las avenidas, estas se transitan por el vaso de una presa para dimensionar su obra de excedencias, además determinar la política de operación de descargas por vertedores y con ello realizar un control de inundaciones.

Para lo anterior, existen diferentes métodos para determinar las avenidas de diseño, como son lluvia-escurrimiento, análisis de información hidrométrica por medio de los gastos máximos anuales, entre otros, los cuales son indispensables para el diseño

de presas, redes de alcantarillado, carreteras, puentes, sistemas para el control de inundaciones, etc.

5.1 Análisis lluvia – escurrimiento

Es común que al momento de llevar a cabo un análisis hidrológico en una zona determinada no se tengan datos de escurrimiento medido, o estos no sean adecuados para el diseño y operación de obras hidráulicas. En cualquier zona son más abundantes los registros de precipitación. Por esta razón es que se han implementado métodos para determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la cuenca y la precipitación.

Los parámetros que principalmente son utilizados para la conversión de lluvia a escurrimiento son: área de la cuenca, características fisiográficas de la cuenca, distribución de la precipitación en el tiempo, etc., (Aparicio, 1989).

El diseño de cualquier proyecto relacionado con el agua está basado en información y modelos hidrológicos fiables, los cuales dependen de los registros hidrológicos que se hayan almacenado con el tiempo; ya se trate de riego, agua potable, saneamiento, energía hidroeléctrica o el control de avenidas.

En hidrología uno de los inconvenientes más comunes es la faltante de datos en las estaciones tanto climatológicas e hidrométricas, esto puede ser por la ausencia del operador o por fallas en el aparato registrador, lo cual afecta en los resultados que se pretende alcanzar, por eso es importante contar con registros lo más completos posibles; un caso es el análisis de lluvias máximas diarias que se requiere al menos un registro histórico de 20 años. En casos como este se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos ubicados cerca de la estación a analizar, basándose en metodologías ya propuestas.

Por lo anterior, es necesario un análisis estadístico de los registros, esto para analizar el comportamiento de los datos, la variación, homogeneidad, aleatoriedad e independencia de estos.

5.1.1 Análisis estadístico de datos históricos de precipitación

La información climatológica está sujeta a presentar errores en sus registros históricos, por lo tanto, no representar la variación del tiempo actual debido a fallas en los instrumentos de medición, errores ocasionados accidentalmente por la persona responsable en la toma de datos, la ubicación en la que se encuentra la estación, entre otras.

Estas variaciones en los datos pueden ocasionar obtener resultados poco confiables en el análisis que se esté llevando a cabo. Así que contar con datos de un largo periodo, homogéneos, fiables y con una alta precisión es de gran importancia en la actualidad, esta información debe ser revisada para el desarrollo de cualquier aplicación. Para este fin se aplican metodologías de verificación y tratamiento que permitan establecer qué estaciones cumplen el supuesto de homogeneidad (Escalante & Reyes, 2002).

5.1.1.1 Pruebas de homogeneidad

Homogeneidad significa que todos los elementos de las series de datos provienen de una misma población. La pérdida de homogeneidad en las series hidrológicas se da cuando las características estadísticas de los mismos, como la media y la desviación estándar se ven afectadas, esto pasa cuando presentan tendencia en la media o en la varianza.

La homogeneidad se verifica en términos de cambio abruptos en la media y varianza de la serie. Estas anomalías son inducidas por actividades humanas tales como la deforestación, reforestación, cambio de uso de suelo, rectificación de cauces y construcción de embalses; al igual puede ser por procesos naturales súbitos. Las

pruebas de homogeneidad presentan una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla. (Escalante & Reyes, 2002)

- **Prueba de Helmert**

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento de la serie, con respecto a su valor medio. Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo se dice que es una secuencia S, de lo contrario se considera como cambio C (Escalante-Sandoval & Reyes-Chávez, 2008), como se muestra en la siguiente tabla:

Desviación	Signo (+.-)	Secuencia o Cambio
$x_1 - \bar{x}$	-	
$x_2 - \bar{x}$	-	S
$x_3 - \bar{x}$	+	C
⋮	⋮	⋮
$x_{n-1} - \bar{x}$	+	S
$x_n - \bar{x}$	+	S

donde

$$x_1 = \text{Evento registrado}$$

$$\bar{x} = \text{Media de la muestra de datos}$$

La media de la muestra se obtiene mediante la ecuación:

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

La muestra se considera homogénea si cumple la siguiente ecuación:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad \text{Ecuación 5-1}$$

Donde:

n= Tamaño de la muestra

S=Número de secuencias

C= Número de cambios

- **Prueba t de Student**

Esta prueba se aplica cuando la pérdida de homogeneidad pudo haber sido por un cambio abrupto en la media.

Si se considera una serie de tamaño n , la cual se divide en dos conjuntos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$, entonces el estadístico de prueba se define como:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 * S_1^2 + n_2 * S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} * \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad \text{Ecuación 5-2}$$

Donde:

n_1 → Tamaño de 1ª parte

n_2 → Tamaño de 2ª parte

\bar{x}_1 y S_1^2 → Mediana y varianza (n_1)

\bar{x}_2 y S_2^2 → Mediana y varianza (n_2)

El valor de t_d se compara con la distribución t de student de 2 colas y $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad, para un nivel de significancia $\alpha = 0.05$. Sí y solo si $|t_d| > t_{critico}$, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y la serie se considera no homogénea. (Escalante & Reyes, 2002)

- **Prueba de Cramer**

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar la homogeneidad en el registro en estudio, y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo a otro. Con este propósito se consideran tres bloques:

El primero de tamaño n , el segundo de tamaño n_{60} (60 % de los últimos valores de la muestra n). El tercer tamaño n_{30} (30% de los últimos valores de la muestra n).

La prueba determina si el valor medio de la serie no varía significativamente de un periodo a otro.

La prueba compara la media de la serie total \bar{x}_j del registro con los bloques \bar{x}_{60} y \bar{x}_{30} . Para que la serie se considere no homogénea en la media, se deberá cumplir que exista una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$t_w = \left(\frac{n_w(n_j-2)}{n_j-n_w[1+(\tau_w)^2]} \right)^{1/2} * |\tau_w| \quad \text{Ecuación 5-3}$$

Para $w = 60$ y $w = 30$

$$\tau_{60} = \frac{\bar{x}_{60}-\bar{x}}{S_x} \quad \text{Ecuación 5-4}$$

$$\tau_{30} = \frac{\bar{x}_{30}-\bar{x}}{S_x} \quad \text{Ecuación 5-5}$$

$$\bar{x}_{60} = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{x_k}{n_{60}} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

$$\bar{x}_{30} = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{x_k}{n_{30}} \quad \text{Ecuación 5-7}$$

El valor estadístico de t_w tiene distribución t de student de 2 colas y $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad, para un nivel de significancia $\alpha = 0.05$.

Si $t_w > t_{critico}$ la serie es no homogénea.

5.1.2 Pruebas de tendencia

Cuando una serie de datos presenta un incremento o decremento progresivo en los valores de la serie de tiempo (por lo tanto, en la magnitud de la media), esta serie de tiempo presenta una tendencia en la media, esta tendencia puede ser positiva si hay incremento gradual de la magnitud de la media o negativa si ocurre lo contrario. Esta tendencia está asociada a cambios graduales en el entorno físico o bien, si es el caso, con políticas de operación de la infraestructura hidráulica que alteran de manera progresiva a la variable representada.

- **Prueba de Mann – Kendall**

Es una prueba no paramétrica que busca tendencia en la serie sin importar si es lineal o no lineal; pero el registro no debe mostrar persistencia. Su estadístico operativo S_s es la suma de los signos de las diferencias (Z_{MK}) de todas las parejas

factibles de formar. Esta es una prueba empleada para la identificación de tendencias en series hidrometeorológicas y otras series ambientales. (Manly, 2001)

El proceso para la aplicación de la prueba es la siguiente:

1. Se ordenan los valores de las variables (x_1, x_2, \dots, x_n)
2. Se hace la diferencia entre cada par de valores comparando sus magnitudes $(x_j - x_k)$ con $(j > k)$, considerando el signo de cada diferencia, con las condiciones siguientes:

$$\text{Signo}(x_j - x_k) = \begin{cases} 1 & \text{si } (x_j - x_k) > 0 \\ 0 & \text{si } (x_j - x_k) = 0 \\ -1 & \text{si } (x_j - x_k) < 0 \end{cases}$$

3. Posteriormente se obtiene el estadístico S_s :
- 4.

$$S_s = \sum_{k=1}^{n-1} \sum_{j=k+1}^n \text{signo}(x_j - x_k) \quad \text{Ecuación 5-8}$$

Así se infiere:

Sí $S_s > 0 \rightarrow$ *tendencia creciente*

Sí $S_s < 0 \rightarrow$ *tendencia decreciente*

5. De acuerdo con los indicadores se estima una varianza para el estadístico S_s , que considera el caso de los empates $\text{signo}(x_j - x_k) = 0$, mediante la ecuación:

$$\text{Vars}(S_s) = \frac{1}{18} [n(n-1)(2n+5) - \sum_{i=1}^g t_i(t_i-1)(2t_i+5)] \quad \text{Ecuación 5-9}$$

Donde:

n = tamaño de muestra

g = número de grupos de medidas con valor=0

t_i = número de vínculos en el grupo i

6. Cálculo del estadístico Z_{MK} para el conocimiento de la tendencia:
- 7.

$$Z_{MK} = \begin{cases} 0 & \text{si } S_s = 0 \\ \frac{S_s - 1}{[Var(S_s)]^{1/2}} & \text{si } S_s > 0 \\ \frac{S_s + 1}{[Var(S_s)]^{1/2}} & \text{si } S_s < 0 \end{cases} \quad \text{Ecuación 5-10}$$

Para muestras grandes, se rechaza la hipótesis nula (No hay tendencia) si $Z_{MK} > Z_{\alpha/2}$ o $Z_{MK} < -Z_{\alpha/2}$ de la distribución normal estándar con nivel de significancia α .

Esta prueba solo identifica el signo de la tendencia.

- **Prueba de Spearman**

Esta prueba es no paramétrica, se conoce como correlación del orden de rangos, (Machiwal y Jha, 2012), primero se ordenan los datos de menor a mayor y se sustituye cada elemento del registro por su rango (k_i), después para cada dato de la serie original se calculan las diferencias: $d_i = k_i - i$, con $i = 1, 2, \dots, n$ y se evalúan las estadísticas siguientes (WMO, 1971; Adeloye y Monta-seri, 2002):

$$R_k = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n d_i^2}{n(n^2 - 1)} \quad \text{Ecuación 5-11}$$

Para tamaños de muestra mayores a 10, la siguiente estadística puede ser utilizada:

$$t = R_k \left(\frac{n-2}{1-R_k^2} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 5-12}$$

El valor de la ecuación anterior se compara con el intervalo que define $\pm t_c$ tomado de la distribución t de Student con $n - 2$ grados de libertad y nivel de significancia α , para una prueba de dos colas; si lo excede ($t > t_c$) existe tendencia.

La tendencia es:

Creciente si $R_s > 0$ o decreciente si $R_s < 0$.

5.1.3 Prueba de independencia

La independencia implica que ninguna observación de la serie de datos influye en las observaciones posteriores.

La prueba de Anderson (Salas, 1988) es una prueba de independencia para probar que una serie está compuesta por variables aleatorias y poder realizar un análisis de frecuencias, se basa en la estimación de los valores del coeficiente de autocorrelación r_k para diferentes tiempos de retraso k :

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad k = 1, 2, \dots, n/3 \quad \text{Ecuación 5-13}$$

Dónde: n es el número de datos de la serie y k es el tiempo de retraso.

Para que una serie se considere independiente en el tiempo, los valores de los coeficientes de autocorrelación deben tender a cero y estar confinados dentro de los intervalos de confianza siguientes:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad \text{Ecuación 5-14}$$

$$r_k(99\%) = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{n-k-1}}{n-k} \quad \text{Ecuación 5-15}$$

Si los valores del coeficiente de autocorrelación caen fuera de los límites anteriores (más del 10% de los valores de r_k), esto implica una dependencia significativa en el tiempo; en el caso contrario, se considera que la serie es independiente.

5.1.4 Delimitación de regiones homogéneas

Para obtener un registro lo suficientemente grande para realizar un análisis de frecuencias de lluvias máximas diarias, se conviene transferir información entre sitios que cumplan pertenecer a la misma región homogénea.

Para la delimitación de regiones homogéneas existen técnicas matemáticas denominadas de racimo, con estas metodologías no es necesario que una cuenca

se encuentre dentro de un grupo que sea geográficamente contiguo, estas regiones serán comunes respecto a sus series de datos en un espacio variable multidimensional. Estas técnicas de regionalización presentan problemas a la hora de la selección de las variables para evaluar el grado de similitud, por lo que, con la ayuda de registros históricos de las variables a considerar, se podrá seleccionar las variables influyentes de acuerdo con la importancia del problema.

5.1.4.1 Técnica de la región de influencia (distancia euclidiana)

La técnica de una región de influencia se apoya en la medición de la distancia Euclidiana (D_{jb}) en un espacio de atributos climatológicos, relacionando dichos atributos de los eventos extremos. Se define una función de peso para reflejar la importancia relativa de cada sitio dentro de la región. (Burn, 1990)

$$D_{jb} = \left[\sum_{i=1}^P (C_j^i - C_b^i)^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 5-16}$$

$$C_j^i = \frac{x_j^i}{s(x_i)}; \quad C_b^i = \frac{x_b^i}{s(x_i)} \quad \text{Ecuación 5-17}$$

Donde:

P = Numero de atributos

C_j^i y C_b^i valores estandarizados del atributo i para los sitios j y la estación base b

j = 1, ..., n

n = número de estaciones vecinas

S = desviación estándar

Con el cálculo del parámetro D_{jb} de cada estación se hace una clasificación respecto a la media de todos estos valores, los que se encuentran por debajo es una región homogénea y los que están arriba corresponde a otra región.

5.1.5 Técnicas de interpolación

En el diseño de obras hidráulicas contar con registros climatológicos completos es indispensable, pero en estas variables es muy común no contar con tal información completa, por lo tanto, se requiere emplear técnicas confiables que permitan inferir

dicha información. En estos casos se han implementado técnicas geoestadísticas de interpolación, las cuales van desde el uso de las distancias hasta una combinación de éstas con sus parámetros de correlación.

Sean x_i e y_i las coordenadas de un punto j en el espacio bidimensional, P_j una función de dichas coordenadas, la que denota el proceso observado en n estaciones de medición.

$j = 1, 2, 3, \dots, n$: subíndice indicando el punto del proceso medido.

P_e : estimación del proceso en el punto de coordenadas x_e e y_e . La estimación puntual se hace de los datos medidos en las n estaciones y se puede obtener mediante lo siguiente:

$$P_e = \sum_{j=1}^n W_j P_j \quad \text{Ecuación 5-18}$$

Dónde:

W_j : Factor de peso del punto de muestreo j .

5.1.5.1 Método de Thiessen

La estimación del proceso en el punto de interés e es igual al valor observado de la estación de muestreo más cercana en el área. Esta estimación puede representarse como $P_e = P_j$; para j cuya distancia sea la menor de las n estaciones, es decir, si d_{ej} es la distancia entre el punto de interés e y la estación j .

$$d_{ej} = \sqrt{(x_e - x_j)^2 + (y_e - y_j)^2} \quad \text{Ecuación 5-19}$$

Donde:

$$d_{ej} = \min(d_{e1}, d_{e2}, \dots, d_{en})$$

5.1.5.2 Método de interpolación inversa

Esta técnica asume que la influencia de la lluvia en una estación para el cálculo de la misma en cualquier otro punto es inversamente proporcional al cuadrado de la distancia entre los dos puntos. Los factores de peso son:

$$w_j = \frac{\left(\frac{1}{d_{ej}}\right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_{ei}}\right)^2} \quad \text{Ecuación 5-20}$$

$$d_{ej} = \sqrt{(x_e - x_j)^2 + (y_e - y_j)^2} \quad j = 1, \dots, n \quad \text{Ecuación 5-21}$$

Donde:

N: número de estaciones.

d_{ej} : Distancia entre la estación j y la estación base e

d_{ei} Distancia entre la estación i y la estación base e

$$\sum_{i=1}^n w_i = 1 \quad \text{Ecuación 5-22}$$

$$P_e = \sum_{i=1}^n w_i P_i \quad \text{Ecuación 5-23}$$

5.1.6 Estimación de los Factores de Reducción por Área

El Factor de Reducción por Área (FRA) es un coeficiente que convierte las precipitaciones puntuales en areales y es una forma práctica de considerar la no simultaneidad de las lluvias máximas en las estaciones dentro del área, al igual reduce la lámina de precipitación media sobre una determinada área a medida que esta aumenta (Chulsang et al., 2007).

Hay dos tipos de FRA más usados, los cuales son:

Centro de tormenta: están asociados al cálculo de la altura de precipitación efectiva para tormentas específicas. Estos factores representan sólo perfiles de tormentas individuales; ya que, el área de influencia de la tormenta no está predeterminada, sino que, varía con cada evento (DGCOH, 1982).

Área geográfica fija: se originan con las estadísticas de los registros de precipitaciones máximas puntuales y no de tormentas individuales. Estos factores sirven para estimar tormentas de diseño

Los primeros se determinan para cada evento y los últimos se obtienen con datos de diferentes tormentas. Estos últimos son los más usados, puesto que permite el análisis de frecuencias. Este tipo de FRA fueron considerados por el US Weather Bureau (NSSP, 1961) y por NERC (1971), los cuales definieron coeficientes de reducción areal asociados a diferentes periodos de retorno.

5.1.6.1 Factores de área geográfica fija

Los factores de área geográfica fija se calculan mediante las estadísticas de los registros de precipitaciones máximas puntuales, también se conocen como factores de reducción estadísticos. Estos relacionan la altura de precipitación en un punto de la cuenca con la altura promedio de precipitación del área total de la cuenca.

5.1.6.2 Factores de centro de tormenta

Los factores de centro de tormenta se asocian al cálculo de la altura de precipitación efectiva para tormentas individuales, puesto que, en la realidad el área en la que la lluvia varía en cada tormenta. En este caso el punto de precipitación máxima es el centro de tormenta y es el representativo para el cálculo de los FRA.

5.1.6.3 Método para el cálculo del Factor de Reducción por Área

Los factores de reducción por área no se han estimado en todos los sitios, esto debido a que las redes de estaciones meteorológicas se encuentran muy dispersas. Para la obtención de los FRA se han propuesto diversos métodos, los cuales se clasifican como: empíricos, teóricos y teóricos – empíricos. Uno de los métodos empíricos es el Método de Bell (1976).

Para la aplicación de este método se seleccionan los valores máximos anuales de la precipitación areal, formando una serie anual. También se eligen los valores máximos anuales de lluvia puntual de cada estación, y posteriormente se obtiene la precipitación areal correspondiente, resultando otra serie anual (Bell, 1976).

La metodología para este método es el siguiente:

- Se identifica la máxima precipitación areal de cada año.
- Se determinan las precipitaciones máximas puntuales de cada estación y de cada año. Se obtiene la media areal de estos máximos.
- Con las dos series anuales halladas se calcula el FRA para cada año.
- Se calcula el FRA de la cuenca promediando los valores de cada año obtenidos en el punto anterior.

Procedimiento:

En primer lugar, después de identificar la zona de estudio, se seleccionan las estaciones meteorológicas a analizar, se identifica el periodo en el cual están comprendidas los registros y se selecciona un periodo común entre todas las estaciones.

Enseguida de la selección de las estaciones, se trazan polígonos en la zona de estudio, agrupando estaciones, asimismo contienen un número diferente de estaciones y corresponden a áreas distintas.

Con los polígonos trazados se calculan los FRA para cada uno, analizando las estaciones comprendidas en cada polígono, los FRA de determinan mediante lo siguiente:

$$FRA = \frac{\text{Máximo simultáneo}}{\text{Máximo no simultáneo}} \quad \text{Ecuación 5-24}$$

Dónde:

Máximo simultáneo, consiste en el valor máximo, para cada año, del promedio de los valores diarios de las estaciones seleccionadas en ese mismo año.

Máximo no simultáneo, corresponde al promedio de los valores máximos diarios anuales, para cada estación, en un año común.

En función de la forma geométrica de la región, se trazan los polígonos.

- Con la selección de las estaciones meteorológicas se obtienen los valores de máximos simultáneos y máximos no simultáneos por cada polígono.
- Se calcula el FRA promedio de cada polígono aplicando el cociente de máximo simultáneo entre máximo no simultáneo.
- Después de obtener los FRA de cada polígono se grafica área de polígono vs FRA, esto para hacer un ajuste de línea de tendencia.

5.1.7 Funciones de distribución de probabilidad en hidrología

Una vez que se asigna un periodo de retorno al gasto de diseño de una obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicho gasto de diseño, hacer extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

Se debe buscar entre las distintas funciones de distribución de probabilidad teóricas la que se ajuste mejor a los datos medidos, y usar esta función para la extrapolación. Entre las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología, se tienen las siguientes:

- Normal
- Log Normal con 2 parámetros
- Log normal con 3 parámetros
- Gamma con 2 parámetros
- Gamma con 3 parámetros
- Valores extremos tipo I (Gumbel)
- Distribución Gumbel Doble

A continuación, se muestra de forma general cada una de las funciones antes mencionadas.

5.1.7.1 Distribución normal

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad -\infty < x < \infty \quad \text{Ecuación 5-25}$$

Parámetros en términos de los momentos de la muestra:

$$\mu = \bar{x}, \sigma = S \quad \text{Ecuación 5-26}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad \text{Ecuación 5-27}$$

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad \text{Ecuación 5-28}$$

5.1.7.2 Distribución Log Normal con 2 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right) \quad \text{Ecuación 5-29}$$

Parámetros en términos de los momentos de la muestra:

$$\mu_y = \bar{y}, \sigma_y = S_y$$

$$y = \ln(x)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

$$S_y^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}$$

5.1.7.3 Distribución Log Normal con 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(x-x_0)-\mu_y)^2}{\sigma_y^2}\right) \quad \text{Ecuación 5-30}$$

Parámetros por momentos

$$x_0 = \bar{x} \left(1 - \frac{n_x}{n_z}\right)$$

$$n_x = \frac{S}{\bar{x}} \quad n_z = \frac{1 - w^{\frac{2}{3}}}{w^{\frac{1}{3}}} \quad w = \frac{(g^2 + 4)^{\frac{1}{2}} - g}{2}$$

$$\mu_y = \ln\left(\frac{S}{n_z}\right) - \frac{1}{2}\ln(n_z^2 + 1)$$

$$\sigma_y = [\ln(n_z^2 + 1)]^{1/2}$$

Parámetros máxima verosimilitud

$$\mu_y = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - x_0)}{n}$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - x_0) - \mu_y]^2$$

El estimador x_0 se obtiene al resolver:

$$F(x_0) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{x_i - x_0} (\mu_y - \sigma_y^2) - \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{x_i - x_0} \ln(x_i - x_0) \right\} = 0 \quad \text{Ecuación 5-31}$$

5.1.7.4 Distribución Gamma con dos parámetros

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^{\beta} \Gamma(\beta)} \quad \text{Ecuación 5-32}$$

Parámetros por momentos:

$$\alpha = \frac{S^2}{\bar{x}} \quad \beta = \left(\frac{\bar{x}}{S}\right)^2$$

Parámetros por máxima verosimilitud:

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

$$\beta = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4}{3}C}}{4C}$$

$$C = \ln(\bar{x}) - \bar{y}$$

5.1.7.5 Distribución Gamma con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\sqrt{\beta}} \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x-x_0}{\alpha}\right) \quad \text{Ecuación 5-33}$$

Donde:

x_0 : parámetro de ubicación $x_0 \leq x \leq \infty$

α : parámetro de escala $\alpha > 0$

β : parámetro de forma

Parámetros por momentos:

$$\beta = \frac{4}{g^2}$$
$$x_0 = \bar{x} - S\sqrt{\beta}$$
$$\alpha = S/\sqrt{\beta}$$

Parámetros por máxima verosimilitud:

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0) \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{x_i - x_0} \right]}}$$
$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - x_0) - \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{x_i - x_0} \right]}$$

x_0 se obtiene al resolver

$$F(x_0) = \sum_{i=1}^n \ln(x_i - x_0) - n \ln(\alpha) - n \Psi(\beta) = 0$$

Donde la función trigamma β se aproxima como:

$$\Psi(\beta) = \ln(\beta + 2) - \frac{1}{2(\beta + 2)} - \frac{1}{12(\beta + 2)^2} + \frac{1}{120(\beta + 2)^4} - \frac{1}{252(\beta + 2)^6} - \frac{1}{(\beta + 1)}$$
$$- \frac{1}{\beta}$$

5.1.7.6 Distribución de valores extremos tipo I Gumbel

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]$$

Ecuación 5-34

Para $-\infty < x < \infty$

Donde:

v : parámetro de ubicación $-\infty < u < \infty$

α : parámetro de escala $\alpha > 0$

Parámetros por momentos:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}S_x}{\pi}$$

$$u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Parámetros por máxima verosimilitud:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i}$$

$$R = n - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i * e^{-y_i}$$

$$y_i = \frac{x_i - v}{\alpha}, \text{ variable reducida}$$

El criterio de convergencia es:

$$\frac{P}{\hat{\alpha}} \approx 0$$

$$\frac{-R}{\hat{\alpha}} \approx 0$$

Incrementos

$$\delta_{v_i} = (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_i}{n}$$

$$\delta_{\alpha_i} = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_i}{n}$$

Nuevos valores

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{v_j}$$

$$\hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha_j}$$

5.1.7.7 Distribución Gumbel doble

En algunos casos, como por ejemplo en las zonas costeras del Golfo de México y el Océano Pacífico se puede observar la existencia de dos grupos de datos con características diferentes, el primero originado por precipitaciones debido a los fenómenos dominantes en la región y el segundo, originada por precipitaciones de origen ciclónico, que comúnmente provocan las avenidas más grandes.

Por lo anterior es necesario hacer el análisis de frecuencias considerando que los gastos máximos anuales se originan por dos procesos diferentes que dan lugar a una función de distribución mezclada o de dos poblaciones. También en zonas del Noroeste ocurren las llamadas lluvias de invierno o "Equipatas", que generan registros históricos con dos poblaciones en la que los eventos máximos ocurren en el periodo invernal (Domínguez y Arganis, 2009).

Para realizar el análisis de frecuencias, es posible aplicar la función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones considerando que los grupos son mutuamente excluyentes, es decir el valor de la variable se debe a un evento ciclónico o no. La función de distribución acumulada para una muestra que presente la presencia de dos poblaciones está definida como:

$$F(x) = P \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{(x-\beta_1)}{\alpha_1} \right] \right\} + (1 - P) \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{(x-\beta_2)}{\alpha_2} \right] \right\}$$

Ecuación 5-35

Donde:

p es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, adimensional, población 1.

x es la variable aleatoria para la cual se estima la probabilidad de no excedencia.

α_1 es el parámetro de escala de la población no ciclónica.

β_1 es el parámetro de ubicación de la población no ciclónica.

α_2 es el parámetro de escala de la población ciclónica, población 2.

β_2 es el parámetro de ubicación de la población ciclónica.

Y la función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dX} = \frac{P}{\alpha_1} \exp \left\{ -\frac{(x-\beta_1)}{\alpha_1} - \exp \left(-\frac{x-\beta_1}{\alpha_1} \right) \right\} + \frac{(1-P)}{\alpha_2} \exp \left\{ -\frac{(x-\beta_2)}{\alpha_2} - \exp \left(-\frac{x-\beta_2}{\alpha_2} \right) \right\}$$

5.1.8 Selección de la función de distribución de probabilidad

Para la estimación de eventos asociados a algún periodo de retorno se debe ajustar a la serie de lluvias máximas diarias a una distribución de probabilidad seleccionada a partir de pruebas de bondad de ajuste.

El proceso debe iniciar a partir de una muestra independiente y homogénea (proceso estacionario), por lo que se aplica la prueba de independencia de Anderson. Después, la muestra debe ordenarse de mayor a menor, asignarle un periodo de retorno mediante la ley empírica de Weibull.

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

Donde:

T en años, n tamaño de muestra, m número de orden y una probabilidad de no excedencia

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Se deberá ajustar la muestra a las diferentes distribuciones y seleccionar la mejor de acuerdo el criterio:

- Error estándar de ajuste

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - X_{Ti})^2}{n - p}}$$

En donde:

x_i : valores reales

X_{Ti} : valores estimados para diferente periodo de retorno

n : tamaño de la muestra

p : número de parámetros del modelo

5.1.9 Pendiente media del cauce principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de la cuenca a una tormenta, es la pendiente del cauce principal; dado que ésta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media.

La pendiente media se puede obtener como el cociente entre el desnivel de los extremos conocidos de la corriente y la longitud medida en planta, conforme la longitud crece es común incurrir en errores ya que se consideran posibles cambios de pendiente.

Una estimación adecuada se logra con la técnica de Taylor y Schwarz, la cual considera que el río está compuesto por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del cauce principal.

$$Scp = \left(\frac{Lcp}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 5-36}$$

Donde:

Scp : pendiente media del cauce principal

Lcp : longitud del cauce principal (km)

m : número de segmentos en los que se divide el tramo en estudio

$Si, i = 1, 2, 3, \dots, m$, pendiente de cada segmento i

$li, i = 1, 2, 3, \dots, m$, longitud de cada segmento i

5.1.10 Tiempo de concentración

Es el tiempo que tarda una partícula en su recorrido por la superficie desde el punto más distante de la cuenca hasta la salida. La mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual tiempo de concentración (T_c) y su valor puede determinarse mediante la fórmula de Kirpich (1940):

$$t_c = 0.00325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{Ecuación 5-37}$$

t_c : tiempo de concentración (horas)

L : longitud del cauce principal de la cuenca (m)

S : pendiente del cauce principal (m/m)

5.1.11 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDT)

La lluvia se define por tres variables: magnitud, duración y frecuencia. La magnitud de la lluvia es la lámina total ocurrida en la duración de la tormenta. La frecuencia de la lluvia se expresa por su periodo de retorno o intervalo de recurrencia, que es el tiempo promedio en años en el cual, el evento puede ser igualado o excedido cuando menos una vez.

Las curvas IDT son una gráfica en la cual se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a sus variables: magnitud, duración y frecuencia (Campos Aranda, 1984).

Diversos investigadores han desarrollado metodologías para obtener estas curvas en diferentes zonas del mundo en los cuáles los climas son muy variados, lo cual da confiabilidad a la aplicación de tales relaciones en la república mexicana. Una de las metodologías se menciona a continuación para la aplicación en la zona de estudio.

5.1.11.1 Fórmula de Cheng-Lung Chen

Chen (1983) presenta una fórmula general de intensidad de lluvias – duración - periodo de retorno, útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 minutos a 24 horas y periodos de retorno mayores de un año. La fórmula propuesta por Chen para estimar la lluvia en milímetros de duración t (minutos) y periodo de retorno T_r (años) es la siguiente:

$$P_t^{Tr} = \frac{a_1 P_1^{10} \log(10^{2-F} T^{F-1})}{(t+b)^c} \left(\frac{t}{60}\right) \quad \text{Ecuación 5-38}$$

Para $T \geq 1$ año y $5 \text{ min} \leq t \leq 24 \text{ h}$

Donde:

P_t^{Tr} : precipitación (mm) de duración t minutos y periodo de retorno T años.

$$F = \frac{P_t^{100}}{P_t^{10}} \quad \text{Ecuación 5-39}$$

a , b , c : parámetros de la tormenta que pueden variar según el factor de convectividad.

$$R = \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \quad \text{Ecuación 5-40}$$

5.1.12 Modelos Lluvia – Esguerrimiento

La falta de registros de esguerrimiento en los sitios de interés ha llevado a desarrollar métodos para estimar el esguerrimiento en una cuenca a través de datos de precipitación de la zona y de las características fisiográficas de la misma, esto con el objetivo de determinar parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. Por lo tanto, se analizarán algunas relaciones lluvia – esguerrimiento que comúnmente son utilizadas.

5.1.12.1 Método Racional

La fórmula racional es uno de los modelos lluvia – esguerrimientos más usados desde hace tiempo, particularmente en el diseño de drenajes urbanos. La idea del método racional es que, si una lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida, la tasa de esguerrimiento continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración T_c , en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida.

El producto de la intensidad de lluvia i y el área de la cuenca A es el caudal de entrada al sistema, iA , y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el tiempo T_c) se conoce como el coeficiente de esguerrimiento C ($0 \leq C \leq 1$). Éste se expresa en la fórmula racional:

$$Q = 0.278 C_T i_T^d A \quad \text{Ecuación 5-41}$$

Donde:

Q : gasto (m^3/s)

C_T : coeficiente de esguerrimiento

i_T^d : intensidad de la lluvia para una duración $d = T_c$ (mm/h) para el periodo de retorno T

A : área drenada (km^2)

La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración. El periodo de retorno se establece utilizando estándares de diseño. Así, con las curvas IDT se obtiene la intensidad de lluvia.

El coeficiente de escurrimiento es una variable no tan precisa de la fórmula racional, puesto que la proporción de la lluvia total que alcanzarán los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie, por lo tanto, debe escogerse un coeficiente para representar los efectos integrados de estos factores. En la Tabla 5-1 (Coeficientes de escurrimiento C, Chow 1988 – Los valores de esta tabla son los utilizados en la ciudad de Austin Texas, USA, para determinar caudales por el método racional en zonas urbanas) siguiente se dan algunos coeficientes para diferentes tipos de superficie, así como en la Tabla 5-2 recomendación de periodos de retorno para la estimación del gasto máximo de diseño en las obras hidráulicas de la Comisión Nacional del Agua.

Coeficiente de escurrimiento							
Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto/techo	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (<50% del área)							
Plano (0-2 %)	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio (2-7%)	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (>50% al 75% del área)							
Plano (0-2 %)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena							
Plano (0-2 %)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivo							
Plano (0-2 %)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57

Coeficiente de escurrimiento							
Promedio (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano (0-2 %)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques							
Plano (0-2 %)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla 5-1. Coeficientes de escurrimiento para ser usados en el método racional.

Tipo de obra hidráulica	T (Años)
Drenaje pluvial lateral libre en calles y poblados donde se tolera el encharcamiento de cierta duración	2
Drenaje pluvial lateral libre en calles y poblados donde no se tolera el encharcamiento temporal	5
Zonas agrícolas	5
Drenaje pluvial en zonas urbanas	
Poblados <100 hab.	5
Poblados entre 100 1x106 hab.	10
Poblados >1x106 hab.	20
Aeropuerto, estaciones de ferrocarril y autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Estructuras de cruce	
Puentes carreteros que comunicas poblados pequeños	20 a 50
Puentes carreteros que comunicas poblados medianos	50 a 100
Puentes carreteros que comunicas ciudades	500 a 1000
Puentes ferrocarrileros en vías locales	50 a 100
Puentes ferrocarrileros en vías regionales	100 a 500
Puentes ferrocarrileros en vías primarias	500 a 1000
Puentes canales o tuberías de conducción de agua	
Riego área < 1000 ha	10 a 20
1000 ha < área < 10000 ha	20 a 50
>10000 ha	50 a 100
Abastecimiento industrial	50 a 100
Abastecimiento de agua potable	100 a 500
Alcantarillas	
Caminos locales	10 a 20
Caminos regionales	20 a 50
Caminos primarios	50 a 100
Delimitación de zonas federales	

Tipo de obra hidráulica	T (Años)
Corrientes en zonas semiáridas o húmedas	5
Corrientes en zonas áridas o régimen de escurrimiento estático	10
Corrientes con obras de control	0
Encausamiento de corrientes libres en zonas	
Zona agrícola < 1000 ha	10 a 20
1000 ha a 10000 ha	20 a 50
> 10000 ha	50 a 100
Protección poblaciones pequeñas	50 a 100
Protección poblaciones medianas	100 a 500
Protección poblaciones grandes	500 a 1000
Obras de desvío temporal	
Presas pequeñas	10 a 20
Presas medianas	20 a 50
Presas grandes	50 a 100
Cauces de alivio	20 a 50
Bordos perimetrales	
Protección instalaciones industriales	50 a 100
Protección de poblados	500 a 1000
Bordos y muros longitudinales para proteger	
Parcelas agrícolas aisladas	10
Distritos de riego	20 a 50
Zonas agrícolas poco pobladas	20 a 100
Zonas agrícolas con poblados	50 a 200
Zonas industriales y urbanas	100 a 500
Zonas densamente pobladas	500 a 1000
Ciudades	1000
Canalización y entubamiento	
Poblaciones pequeñas 50 a 100	50 a 100
Poblaciones medianas 100 a 500	100 a 500
Poblaciones grandes y ciudades 500 a 1000	500 a 1000
Vados carreteros	
Según su importancia	10 a 100

Tabla 5-2. Periodos de retorno para diferentes obras hidráulicas.

5.1.12.2 Método del Hidrograma Unitario Triangular (HUT)

El hidrograma unitario es la función respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico lineal. El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo resultante de una lámina unitaria (1 pul, 1 cm)

de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva.

Mockus (1964) desarrolló el hidrograma unitario triangular es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. La ecuación de la relación es:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{0.555HeA}{T_b} \quad \text{Ecuación 5-42}$$

$$T_b = 2.67Tp \quad \text{Ecuación 5-43}$$

$$Tp = \frac{de}{2} + tr \quad \text{Ecuación 5-44}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$: gasto máximo, m³/s.

He : lluvia en exceso, mm.

A : área de la cuenca, km².

T_b : tiempo base, h.

Tp : tiempo pico, h.

de : duración de exceso

$tr = 0.005 \left[\frac{L}{S^2} \right]^{0.64}$, donde L = Longitud del cauce principal, S = Pendiente del cauce %

Tc : tiempo de concentración, h. kirpich $Tc = 0.06628 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$ Ecuación 5-45

Además, la duración de exceso se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como: $de = 2\sqrt{tc}$, donde de = duración de exceso, en horas y tc = tiempo de concentración en horas. Sustituyendo, la ecuación queda de la siguiente forma:

Ecuación 5-46

$$Q_p = 0.208 \left(\frac{HeA}{t_p} \right), t_p = \sqrt{T_c} + 0.6 T_c$$

5.1.12.3 Lluvia en exceso (He)

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y volumen de escurrimiento en una cuenca, las pérdidas se pueden calcular de acuerdo con su definición, sin embargo, la mayor parte del país no están aforadas y por lo tanto no se cuentan con estos datos, por lo que es necesario estimar el exceso de lluvia partir de la total y las características de la cuenca.

El Soil Conservation Service (SCS) (Mockus, 1964) propone el siguiente método del número de escurrimiento, que reúne las características mencionadas. La altura de lluvia total P se relaciona con la altura de lluvia efectiva (lluvia en exceso) He mediante los números de curva, N :

$$He = \frac{\left(hp_d - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{hp_d + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad \text{Ecuación 5-47}$$

Donde:

He : lluvia en exceso, cm/h.

hp_d : lluvia de diseño, cm

N : número de escurrimiento, según tablas y gráficas del SCS, adimensional.

El número de escurrimiento N , depende del tipo de suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la lluvia antecedente, entre otros factores. Para tomar en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al N obtenido, según la altura de lluvia acumulada cinco días antes de la fecha en cuestión.

5.1.12.4 Método de Ven Te Chow

Es un método muy antiguo cuyos factores corresponden a dos grupos, uno de ellos corresponde a lo que influyen directamente al volumen de escurrimiento como la altura y la duración de la lluvia, uso potencial del suelo y tipo de suelo; en el otro grupo se encuentran los factores que afectan la forma del hidrograma, como el

tamaño y forma de la cuenca, la pendiente, el tiempo de retraso y la distribución del escurrimiento.

El gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la lluvia en exceso H_e por el gasto pico de un hidrograma unitario, q_p :

$$Q_p = q_p H_e \quad \text{Ecuación 5-48}$$

El gasto pico del hidrograma unitario, q_p , se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $I = \frac{1 \text{ mm}}{d_e}$.

En el hidrograma o curva S, el gasto de equilibrio puede calcularse con:

Ecuación 5-49

$$q_e = \frac{A}{3.6 d}$$

El factor de reducción Z, propuesto por Chow, se calcula a partir de la relación:

Ecuación 5-50

$$Z = \frac{q_p}{q_e}$$

Y sustituyendo las ecuaciones 5-49 y 5-50 en la ecuación 5-48, se obtiene:

$$Q_p = 0.278 \frac{AZH_e}{d} \quad \text{Ecuación 5-51}$$

Lo que en resumen da la siguiente ecuación sustituyendo las variables

$$Q_p = \frac{8.278 AH_e}{d_e} Z = AXYZ \quad \text{Ecuación 5-52}$$

Donde:

A: área de la cuenca, km².

$X = \frac{p_{eb}}{d_e}$, factor de escurrimiento. (p_{eb} lluvia en exceso calculada para la estación base y está expresada en mm y d_e en horas)

Y: $0.278 \frac{p_e}{P_{eb}}$, factor climático. (p_e y P_{eb} en mm)

Z: factor de reducción, adimensional

$$t_r = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad \text{Ecuación 5-53}$$

Donde:

t_r : tiempo de retraso, h.

L: longitud del cauce principal, m.

S: pendiente media del cauce principal, %.

El factor de reducción de pico Z se calcula como una función del tiempo de retraso (tiempo que transcurre de centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso d_e , como se muestra en la siguiente Figura 5-1:

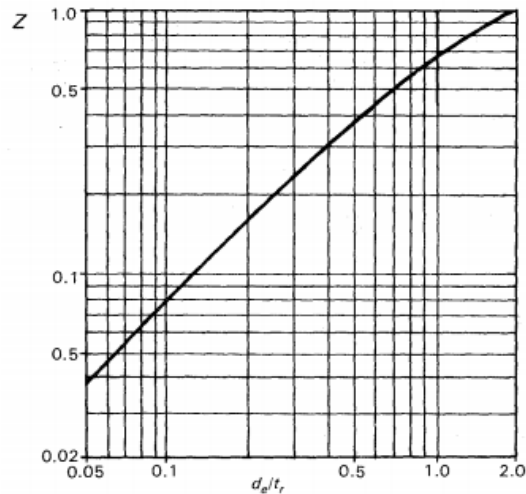


Figura 5-1. Relación para la obtención del factor de reducción Z .

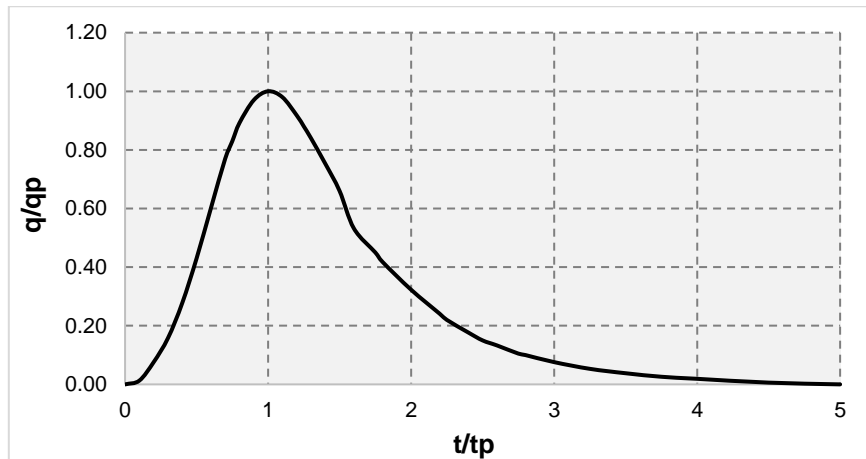
5.1.13 Hidrograma unitario adimensional del SCS

Para definir la forma de cualquier hidrograma conociendo su t_p y q_p , se usa el hidrograma unitario adimensional del SCS, mostrado en la Tabla 5-3.

t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p
0.00	0.00	1.60	0.53
0.10	0.01	1.75	0.45
0.20	0.08	1.80	0.42
0.30	0.16	2.00	0.32
0.40	0.28	2.20	0.24
0.50	0.43	2.25	0.22
0.60	0.60	2.40	0.18
0.70	0.77	2.50	0.15
0.75	0.83	2.60	0.13
0.80	0.89	2.75	0.11
0.90	0.97	2.80	0.10
1.00	1.00	3.00	0.08
1.10	0.98	3.25	0.05
1.20	0.92	3.50	0.04
1.25	0.88	3.75	0.03
1.30	0.84	4.00	0.02

t/t_p	q/q_p	t/t_p	q/q_p
1.40	0.75	4.50	0.01
1.50	0.66	5.00	0.00

Tabla 5-3. Ordenadas del hidrograma unitario adimensional.



Gráfica 5-1 Forma del hidrograma unitario adimensional

5.2 Método desarrollado por el IIUNAM basado en gastos medios diarios

El método del IINGEN genera hidrogramas multimodales sin necesidad de definir la fecha inicial y final de la inundación. A continuación, se describe el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) en conjunto con la Comisión Federal de Electricidad (CFE), basado en gastos medios diarios para la obtención de avenidas de diseño.

Este método entrega resultados confiables, siempre y cuando se cuente con registros históricos extensos de gastos medios diarios, obtenidos de estaciones hidrométricas ubicadas cerca de la zona de estudio (Domínguez M. & Arganis J., 2012).

5.2.1 Descripción general del método

- *Información requerida*

La información necesaria son gastos medios diarios correspondientes a diferentes años de registro, obtenidos de estaciones hidrométricas cercanas a la zona de estudio.

- *Cálculo de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones*

Consiste en encontrar para cada año del registro histórico el máximo valor de los gastos medios asociados a distintas duraciones n . El valor de n es indispensable para poder darle forma a la avenida de diseño, por lo que su magnitud será determinada por la dimensión de la presa en estudio; para el caso particular de la presa Eustaquio Buelna $n = 12$ días.

El procedimiento que se sigue para la obtención del gasto medio máximo anual, de un determinado año, se describe a continuación:

- Se escoge un año del registro de gastos medios diarios, los cuales se enlistan empezando desde el primer día de enero hasta el último de diciembre.
- De la lista que se forma se obtiene el valor máximo.

Este valor será el gasto medio máximo anual cuando $n = 1$ para el año en estudio. Para calcular el gasto medio máximo anual correspondiente a duraciones mayores o iguales a $n \geq 2$ se calcula para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice y se procede de la siguiente manera:

- Se construye una tabla con los gastos medios diarios registrados, en donde las filas serán los días correspondientes a cada año (1973- 2022), que se encuentran en las columnas, posteriormente en cada hoja (n) se obtendrá el máximo medio anual para días consecutivos, En la *Figura 5-2* se muestra un ejemplo de una parte de la tabla para un día:

	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980
01-ene	1.34	0.83	-1.25	1.36	-1.03	-0.85	0.60	0.51
02-ene	0.42	6.21	1.10	1.84	-1.80	-0.64	-1.16	0.51
03-ene	1.60	2.54	1.27	1.76	-1.71	0.37	-0.79	0.00
04-ene	1.50	2.02	3.23	1.83	1.28	0.30	0.40	-1.85
05-ene	0.17	0.81	-0.19	2.47	-2.01	-3.35	0.61	0.00
06-ene	0.13	0.43	-0.50	0.77	1.49	0.37	0.40	0.00
07-ene	1.52	-1.31	-0.85	2.01	-1.77	0.56	0.58	-5.44
08-ene	0.34	5.56	-1.77	2.55	-0.35	-0.42	-1.59	0.00
09-ene	0.63	11.46	1.44	2.58	-0.08	-5.38	-1.64	0.00
10-ene	0.60	0.80	1.27	2.25	2.23	5.98	-1.48	-1.34

Figura 5-2. Gastos medios diarios para un día.

Se calculan los gastos medios Q_k^n , para cada día inicial k y la duración n que se esté analizando.

$$\bar{Q}_k^n = \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k^1}{n} \quad \text{Ecuación 5-54}$$

Donde:

n : duración, en días

k : contador del día en que inicia el lapso de duración n

\bar{Q}_k^n : gasto medio para n días de duración

Q_k^1 : gasto medio diario del día k

Una vez conocidos los gastos medios \bar{Q}_k^a se obtienen los máximos anuales correspondientes a cada duración analizada. Los resultados obtenidos en esta sección servirán para realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales.

5.2.2 Revisión del funcionamiento de vaso de las presas

La revisión de una infraestructura hidráulica es muy importante para garantizar la seguridad de sitios aledaños y el correcto funcionamiento de esta; una de estas revisiones incluye la verificación y actualización de datos del funcionamiento de vaso de los embalses.

La simulación del funcionamiento de un vaso tiene como objetivo analizar la evolución de los volúmenes. Dicha evolución depende de la política de operación que se diseñe para el almacenamiento, la cual se expresa definiendo el régimen de

aportaciones destinadas a surtir la demanda y debe estar sujeta a ciertas restricciones. Así, al simular el funcionamiento del vaso, se pueden presentar períodos en que el almacenamiento sea insuficiente para cubrir la demanda, o, por el contrario, en ocasiones el volumen que ingresa en el vaso rebasa la capacidad de regulación, siendo necesario desalojar el sobrante por la obra de excedencias, hasta disponer de un volumen que permita controlar futuras avenidas. A continuación se describe la metodología para la revisión del funcionamiento de vasos en presas (Domínguez, R. M.).

5.2.3 Metodología para la revisión del funcionamiento diario de presas

Descripción de los pasos sugeridos para la revisión de la información que describe el funcionamiento diario del embalse analizado:

- Datos

Los datos se procesarán desde archivos Excel.

- Arreglo de los datos en columnas con la información posterior.
- Fecha con el formato año/mes/día.
- Área reportada, en ha.
- Nivel, en msnm.
- Volumen de almacenamiento, en hm^3 .
- Extracciones por obra de toma, en m^3/s .
- Extracciones por vertedor, en m^3/s .
- Precipitación, en mm.
- Evaporación, en mm.
- Cálculo del funcionamiento de vaso para obtener entradas deducidas.
- Cálculo del incremento del volumen ΔV , en hm^3

El incremento de volumen durante el día i se estima como el volumen correspondiente al final del día i menos el volumen correspondiente al final del día $i - 1$: $\Delta V = V_i - V_{i-1}$.

- Salidas por obra de toma más por vertedor, en hm^3
- Área expresada en m^2 .
- Evaporación, en hm^3

El cálculo de la evaporación se realiza obteniendo primero el volumen de evaporación a partir del dato de la evaporación en mm multiplicada por un factor de 0.7 que toma en cuenta una reducción (por las diferencias entre las condiciones del evaporímetro y las del vaso) y se divide por un factor de 1,000 para transformar el resultado a metros; ese valor se multiplica por el área del embalse en m² y se divide entre 1,000,000 para obtener la evaporación en hm³.

- Entradas deducidas totales (por ríos más lluvia en el vaso), en hm³.

Las entradas deducidas por ríos se calculan sumando el incremento de volumen más las salidas más la evaporación:

$$V_{entrada} = \Delta V + (V_{obra\ de\ toma} + V_{vertedor}) + V_{evaporación} \quad \text{Ecuación 5-55}$$

- Lluvia (en volumen), en hm³

La precipitación en mm se divide por un factor de 1000 para transformar el resultado a metros; ese valor se multiplica por el área del embalse en m² y se divide entre 1,000,000 para obtener el volumen de lluvia en hm³.

- Entradas deducidas por ríos (corresponden a las que se tendrían si no hubiera presa), en hm³.

Las entradas deducidas por ríos se calculan restando a las entradas deducidas totales el volumen llovido:

$$V_{entradas\ ríos} = V_{entradas} - V_{lluvia} \quad \text{Ecuación 5-56}$$

Este resultado es muy importante para los estudios de simulación del funcionamiento futuro del vaso en los que los volúmenes de evaporación y de lluvia en el vaso se estimarían de acuerdo con la política de operación que se quiera simular

- Δelevación, en msnm

El incremento de elevación en msnm se calcula como el nivel correspondiente al día de análisis i menos el nivel correspondiente al día de análisis i -1

- Gráficas auxiliares para la detección de errores de captura o de cálculo de datos dudosos.

A continuación, se indica una lista de gráficas que se sugiere dibujar para facilitar la detección de datos dudosos

- a) Gráfica Elevación-tiempo.
- b) Gráfica Volumen-tiempo.
- c) Gráfica precipitación-tiempo.
- d) Gráfica del incremento del volumen-tiempo.
- e) Gráfica Salidas- tiempo.
- f) Gráfica Entradas-tiempo.
- g) Curva Elevación-Volumen.
- h) Curva Δ Elevación-tiempo.

5.3 Análisis con información hidrométrica

A partir de la disponibilidad de información hidrométrica se han implementado metodologías para la estimación de la avenida de diseño basándose fundamentalmente en el análisis de frecuencias de avenidas realizando una descripción probabilística de la ocurrencia de gastos máximos por medio de una función de distribución. Entre las funciones de distribución más utilizadas son, la normal, Lognormal II, Lognormal II, gamma II, gamma III y general de valores extremos (GVE), esto es considerando que la muestra provenga de una sola población.

Una de las técnicas que comúnmente se utilizan para definir avenidas de diseño asociadas a valores de probabilidad o periodos de retorno, recurren tradicionalmente a una avenida histórica importante, la cual se amplifica mediante el método tradicional de mayoración. (Vázquez, 1995).

Para una mejor descripción probabilística de las avenidas de diseño se han realizado análisis mediante la integración de información histórica.

5.3.1 Técnica de mayoración

Para la aplicación de esta técnica (Domínguez, et al., 1980) se requiere obtener la avenida máxima registrada, considerada como la más adversa. De la avenida

máxima se identifica el gasto pico (Q_p) y se construye un hidrograma adimensional, en donde las ordenadas son:

$$\frac{Q_i}{Q_p} \text{ para } i = 1, 2, 3, \dots, d \quad \text{Ecuación 5-57}$$

En donde:

d : duración, horas o días.

Posteriormente para la estimación de la avenida de diseño para diferentes periodos de retorno, se realiza un análisis de frecuencias a los gastos máximos anuales, seleccionando la distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la muestra analizada para la estimación del gasto de diseño. Para obtener la avenida de diseño se multiplica el gasto de diseño estimado por las ordenadas antes determinadas del hidrograma adimensional y así se obtiene una avenida con las mismas características de la más adversa registrada, solo que más grande (Escalante & Reyes, 2002).

5.3.2 Análisis de frecuencias y obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno

El análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales de una muestra $Q_i, i = 1, 2, \dots, n$, se emplea para proveer la magnitud de un evento $\hat{Q}T$, de cierto periodo de retorno T , por medio del ajuste de una distribución de probabilidad, la cual es seleccionada como la mejor de un grupo de ellas (Escalante & Reyes, 2002).

El análisis de frecuencias se puede realizar de forma manual o con ayuda de un software con el cual es posible obtener la mejor distribución de probabilidad que servirá para la obtención de los gastos máximos de diseño.

De forma general se explica a continuación la secuencia del análisis de frecuencias de gastos máximos de forma manual:

1. De los datos obtenidos en el punto anterior (Gastos medios máximos anuales),

se procede a ordenarlos de forma descendente (de mayor a menor) para cada duración (n) y se le asigna un número de orden de registro k para cada valor de gasto máximo y se contabiliza el número de datos que se tiene en cada caso (n).

2. Se le asigna un periodo de retorno T y una probabilidad de no excedencia según la Ley empírica de Weibull.

$$T = \frac{n+1}{k} \quad \text{Ecuación 5-58}$$

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T} \quad \text{Ecuación 5-59}$$

Donde

n : tamaño de la muestra

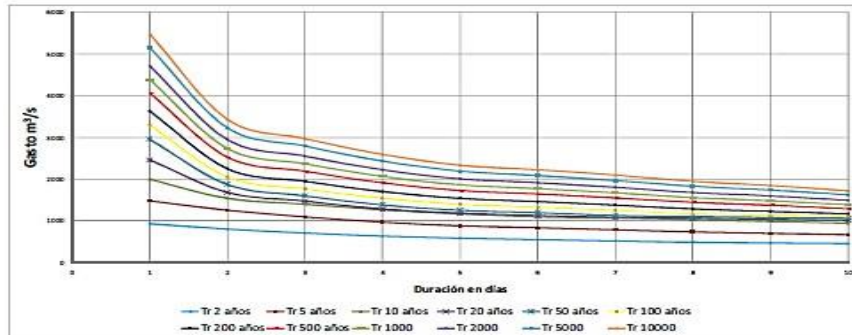
k : número de orden del registro

$P(X \leq x)$: probabilidad de no excedencia

3. Se obtienen los estadísticos muestrales de la serie de gastos máximos, como lo son la media (\bar{x}), la desviación estándar (S), el coeficiente de asimetría (g), la curtosis (k) y el coeficiente de variación (CV), prefiriendo los no sesgados, dado que generalmente se trabaja con muestras pequeñas.
4. Se ajustan diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos (Exponencial, Normal, Log Normal con 2 y 3 parámetros, Gamma con 2 y 3 parámetros, Gumbel, Doble Gumbel) a la serie de gastos máximos anuales y se selecciona aquella que proporcione el mínimo error estándar de ajuste EE .
5. Una vez obtenida la distribución de mejor ajuste, se procede a extrapolar diferentes eventos Q_i asociados a distintos periodos de retorno;
 $Tr = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000$ y 10000 años.

Una vez obtenidos los gastos máximos de diseño es importante la construcción de curvas del tipo Gasto – Duración – Periodo de retorno para las distintas duraciones para observar su comportamiento, tomando en cuenta que la tendencia que se

tiene en periodos de retorno menores o iguales a 2 debe conservarse para periodos de retorno mayores, de manera que, si esto no ocurre, deben revisarse las extrapolaciones. Un ejemplo de este tipo de curvas se muestra en la *Gráfica 5-2*.



Gráfica 5-2 Curvas Gasto - Duración - Periodo de retorno

5.3.3 Avenida de diseño

Después de obtener los gastos máximos de diseño para cada periodo de retorno se procede a construir el hidrograma de diseño, de acuerdo con la siguiente metodología:

1. Se selecciona el periodo de retorno con el cual se obtendrá la avenida de diseño, así como los gastos máximos extrapolados para las distintas duraciones que se hayan fijado.
2. Se calculan los gastos individuales que son aquellos que se están presentando en cada día, mediante la siguiente expresión:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \quad \text{Ecuación 5-60}$$

Donde:

Q_n : gasto máximo individual, m^3/s

\bar{Q}_n : gasto medio máximo extrapolado, m^3/s

n : duración, días

3. Para la obtención de la avenida de diseño se utiliza el método de bloques alternos, el cual se basa, en colocar a la mitad del hidrograma, el gasto máximo individual encontrado (Q_1) y alternar, empezando por su derecha,

el segundo valor encontrado en la lista de gastos individuales (Q_2), y a su izquierda el tercer valor (Q_3), hasta n valores calculados, con lo cual se obtiene una avenida en forma simétrica.

6. FUNCIONAMIENTO DEL VASO DE UNA PRESA PARA ATENDER LA DEMANDA DE RIEGO

El funcionamiento de vaso se fundamenta en la siguiente ecuación:

$$\Delta Volumen = Ingresos - Salidas$$

Ecuación 6-1

Es decir;

$$Almacenamiento_{FINAL} - Almacenamiento_{INICIAL} = Ingresos - Salidas$$

Partimos de despejar el almacenamiento final para simular la evolución del embalse;

$$Almacenamiento_{FINAL} = Almacenamiento_{INICIAL} + Ingresos - Salidas$$

Dichas características del funcionamiento de vaso de los elementos se describen a continuación:

- **Almacenamiento inicial**

Es el almacenamiento con que inicia el embalse, normalmente es el primero de cada mes.

- **Ingresos**

Se considera el registro histórico de los datos de escurrimiento en las estaciones hidrométricas.

Salidas

- **Extracciones**

Estas dependerán en gran medida del uso de la presa, en este caso será para agua potable.

- **Evaporaciones**

Se obtienen las evaporaciones mensuales y precipitaciones con esto se determina la evaporación neta.

- **Almacenamiento final**

Es el almacenamiento que resulta de llevar a cabo la evolución mensual del embalse.

Para llevar a cabo los análisis del funcionamiento de vaso de una presa, es importante considerar lo siguiente:

- Los registros históricos de escurrimientos y evaporaciones netas con mismo período.
- La distribución de la demanda de agua considerada para riego.
- La curva elevaciones – áreas – capacidades

El Nivel de Aguas Máximo Ordinario (NAMO) y el Nivel de Aguas Mínimas de Operación (NAMINO).

Lo anterior nos permite determinar a partir de ciertas características, la demanda de agua que puede dar una presa y con ello realizar una programación del uso que tendrá el agua, como puede ser, riego, agua potable, entre otras.

6.1 Periodo de retorno para determinación del gasto de diseño

El periodo de retorno de cualquier evento extremo (lluvias torrenciales, temperaturas extremas, huracanes, etc.), se define como el lapso o número de años que, en promedio, se cree que será igualado o excedido, es decir, es la frecuencia con la que se presenta un evento (Mélize y Reason, 2007). El grado de magnitud de un fenómeno extremo está relacionado de forma inversa con su frecuencia de ocurrencia, las precipitaciones muy intensas ocurren con una frecuencia menor que las moderadas o débiles.

A continuación, en la siguiente tabla se muestran los periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño con base en la normatividad vigente:

Categoría	Almacenamiento (hm³)	Altura (m)	Pérdida de vidas en caso de falla	Tr (Años)
Bordo	Menor a 0.25	Menor a 15	0-10	100-500
			11-100	250-1,000
			Más de 100	500-10,000
Presa pequeña	Entre 0.25 y 3	Menor a 15	0-10	1,000
			11-100	1,000-10,000
			Más de 100	10,000 o AMP
Presa Grande	Mayor a 3	Mayor a 15	Evaluación conforme a NMX-AA-175-SCFI-2015	10,000 o AMP

Tabla 6-1 Periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño (AMP- Avenida Máxima Probable)

7. BORDO LIBRE

Se define como la distancia vertical del NAME al punto más bajo de la corona. Es importante la correcta selección del bordo libre en una presa de tierra, ya que éstas no pueden en ningún momento trabajar como estructuras vertedoras, salvo pequeñas presas diseñadas específicamente para ello, pues corren el riesgo de falla por erosión, (USBR, 2012). Por lo tanto, el cálculo de la avenida de diseño debe ser muy cuidadoso, así como la consideración del oleaje en el vaso.

El bordo libre es la distancia vertical entre la corona del terraplén y la superficie del agua en el vaso. En este método se definen dos bordos libres:

- *Bordo libre normal*: Es la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el NAMO.
- *Bordo libre mínimo*: Es la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el NAME.

La obtención del bordo libre requiere de determinación de la altura y del efecto de las olas. La altura de las olas generadas por los vientos en un vaso depende de la velocidad de estos, de su duración, del fetch, de la profundidad y de la anchura del vaso. La American Society of Civil Engineers, presenta un resumen de las fórmulas empíricas propuestas para la determinación de la altura de las olas, del cual se construyó la tabla de la altura de las olas, en función de la velocidad del viento (Bureau, 1982).

8. TRÁNSITO DE AVENIDA EN VASO

El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son:

- Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se ponga en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- Dimensionar la obra de excedencias.
- Fijar el NAME y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías.

En el tránsito de avenidas en vasos se usa, como en la simulación del funcionamiento de vasos, la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad \text{Ecuación 8-1}$$

Donde

I : gasto de entrada al vaso.

O : gasto de salida del vaso.

$\frac{dV}{dt}$: variación del volumen almacenado en el tiempo.

O bien, en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{2} \quad \text{Ecuación 8-2}$$

donde los subíndices i e $i + 1$ denotan valores al inicio y al final del intervalo de tránsito Δt , respectivamente.

El valor de Δt que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la simulación del funcionamiento de vasos; en el primer caso Δt es del orden de horas, mientras que en el segundo, Δt es en general de un mes. Por esto, durante el tránsito de una avenida, términos como la lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes y normalmente se ignoran, en términos globales es

recomendable que el Δt que se use sea menor o igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada:

$$\Delta t \leq 0.1t_p$$

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la siguiente figura. Antes del tiempo t_0 , las condiciones están establecidas y la entrada es igual a la salida. En el intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida y, de acuerdo con la ecuación de continuidad, aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por tanto, su nivel. En el tiempo t_1 se alcanza el máximo almacenamiento y consecuentemente el máximo nivel en el vaso.

El área que hay entre los dos hidrogramas entre t_0 y t_1 , es el volumen máximo almacenado y es, por lo tanto, el volumen de superalmacenamiento requerido para la avenida de entrada $I(t)$ considerada, y el nivel que se tiene en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME necesario para esa misma avenida. Cuando $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas y, por la ecuación de continuidad, el volumen almacenado en el vaso disminuye.

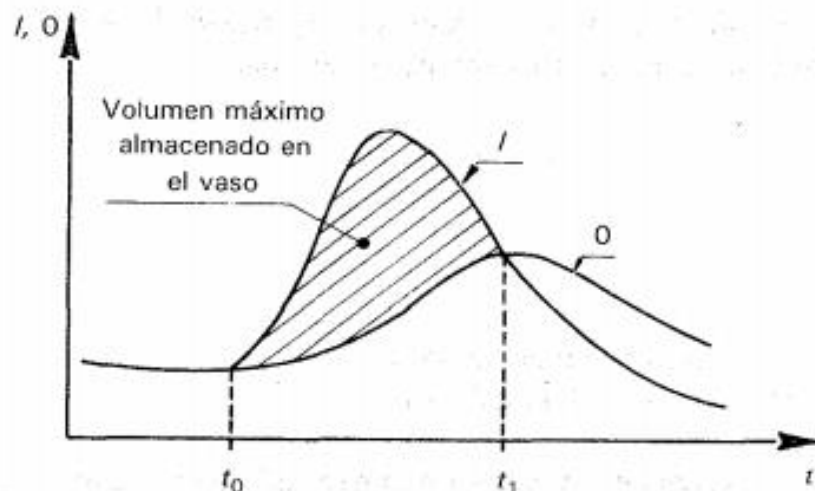


Figura 8-1. Hidrogramas de entrada (I) y salida (O).

Al realizar el tránsito de una avenida por un vaso, en cualquier instante dado, se conocen todas las condiciones (I, O y V) en i , y se desean conocer en $i + 1$.

Entonces, la ecuación de continuidad tiene dos incógnitas, O_{i+1} y V_{i+1} (obviamente I se conoce para cualquier tiempo), por lo que se requiere otra ecuación para tener un sistema determinado. Esta ecuación es la que liga los gastos que salen por el vertedor con la elevación de la superficie libre del agua, que en general tiene la forma:

$$O_v = CL(E - E_0)^{3/2}, E > E_0 \quad \text{Ecuación 8-3}$$

Donde:

E : elevación de la superficie libre del vaso, m.

E_0 : elevación de la cresta del vertedor, m.

L : longitud de la cresta del vertedor, m.

C : coeficiente de descarga.

O_v : gasto por el vertedor de excedencias, m³/s.

El coeficiente de descarga C es siempre del orden de 2, y éste es un valor suficientemente aproximado para hacer el tránsito de la avenida. Si $E < E_0$, $O_v = 0$. La ecuación anterior es válida cuando la descarga por el vertedor es libre: si tiene compuertas y se pretende usarlas durante el paso de la avenida, la ecuación se sustituirá por una regla de operación de compuertas, previamente establecida con la limitante de que el gasto de descarga debe ser menor o igual que O_v . Por otra parte, se puede pensar en que la obra de toma esté funcionando de manera simultánea al paso de la avenida. Si el gasto descargado por la obra de toma O_T es significativo con relación al descargado por el vertedor O_v , entonces la salida total de la presa será:

$$O = O_v + O_T \quad \text{Ecuación 8-4}$$

Así con las ecuaciones anteriores y la curva elevaciones-capacidades del vaso se tiene un sistema de ecuaciones determinado, cuya solución, en cada intervalo de tiempo, proporciona las salidas y los volúmenes en el vaso.

9. APLICACIÓN CASO DE ESTUDIO: PRESA LIC. EUSTAQUIO BUELNA (GUAMÚCHIL), SIN.

9.1 Descripción general

La zona de estudio se encuentra en la región hidrológica No. 10 de la cuenca del río Mocorito, Sinaloa, en dicha región está la presa Presidente Lic. Eustaquio Buelna, Guamúchil. Dicha presa se ubica en las coordenadas geográficas 25° 29' 10" latitud norte y 108° 03' 53" longitud oeste de Greenwich, sobre el río Mocorito afluente del Guamúchil en el municipio de Salvador Alvarado, Sinaloa.

Esta presa puede almacenar un volumen de 80.08 hm³ de agua para abastecer el riego de la región, así como proteger de inundaciones al poblado de Guamúchil. Las características generales de presa se muestran en la *Tabla 9-1*.

Características generales de la presa	
Nombre de la presa	
Eustaquio, Buelna, Sin. (<i>Guamúchil</i>)	
Ubicación	
Estado	Sinaloa
Municipio	Salvador Alvarado
Río aprovechado	Mocorito
Coordenadas de la cortina	
Longitud Oeste	108°03'53"
Latitud Norte	25°29'10"
Embalse	
Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME)	68.85 msnm
Capacidad al NAME	264.95 hm³
Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO)	63.54 msnm
Capacidad al NAMO	80.08 hm³
Nivel de Aguas Mínimo de Operación (NAMINO)	58.30 msnm
Capacidad útil al NAMO (entre NAMINO y NAMO)	68.05 hm ³
Cortina	
Tipo	Materiales graduados
Elevación de la corona	71.20 msnm
Bordo Libre	2.35 m
Longitud de la corona	2,200 m
Ancho de la Cortina	8.00 m
Elevación del desplante	41.00 m

Características generales de la presa	
Altura máxima	29.00 m
Obra de excedencias	
<u>Vertedor controlado</u>	
N° total de compuertas	4
Tipo de compuertas	Radiales
Dimensiones de compuerta (ancho x alto)	
Ancho	7.60 m
Altura	10.05 m
Longitud total de la cresta vertedora	30.40 m
Elevación labio superior de compuertas cerradas	68.05 msnm
Elevación de la cresta del vertedor	58.00 msnm
Gasto máximo de entrada al vaso (Av. CONAGUA Tr 10,000)	11,110 m³/s
Gasto máximo de descarga del vertedor controlado	2,170 m³/s
Apertura máxima de compuertas	10.35 m
Obras de toma	
Tipo	Torre de Operación
Sección cuadrada	4.20 x 4.20 m
Altura	16.8 m
N° de compuertas de servicio	2
N° de compuertas de emergencia	2
Dimensiones	2.00 x 1.25 m
Umbral	54.4 msnm
Gasto de obra de toma	40 m³/s

Tabla 9-1 Características generales de la presa Eustaquio Buelna

9.1.1.1 Cortina

Para cerrar el embalse se construyó una cortina principal y dos diques, uno localizado en un puerto a la izquierda de la cortina (Dique 1) y otro a la derecha de ésta (Dique 2). Las tres estructuras anteriores son de materiales graduados con corazón de material impermeable, ancho en la parte alta 6.0 m, taludes 0.2:1, y protegidos por dos filtros de grava-arena seleccionada, espesor variable, formando un talud exterior de 0.75:1; inmediatamente después un respaldo de rezaga, producto de las excavaciones en la roca con taludes 2:1. Finalmente sobre este talud, se colocó una protección de enrocamiento selecto con un espesor de 3.0 m aguas arriba y de 2.0 m aguas abajo.

Las dimensiones de cada una de las tres estructuras son las siguientes:

- Cortina principal: longitud 2,200 m, altura máxima 29.0 m desde el lecho del río, 41.0 m desde el desplante y ancho de la corona 8.0 m a la elevación 71.2 m.
- Dique 1: longitud 1,129 m, altura máxima 12.0 m desde el desplante, ancho de la corona 4.0 m.
- Dique 2: longitud 1,600 m, altura máxima 10.0 m desde el desplante, ancho de corona 4.0 m.

La cortina presenta un bordo libre de 2.35 metros.

9.1.1.2 Vertedor

El vertedor u obra de excedencias está comprendida por una estructura de concreto reforzado localizada en la margen izquierda de la cortina en la estación 2+563.30 m. Está formada por un cimacio de cresta recta a la elevación 58.0 msnm y longitud 36.40 m. Sobre el cimacio se apoyan 3 pilas y los muros de encauce, y en los espacios entre éstos, se instalaron 4 compuertas radiales de 10.05 m de alto y 7.60 m de ancho. Sobre las pilas y en prolongación de la corona de la cortina se construyó un puente de maniobras donde se instalaron los mecanismos de operación de las compuertas. El cimacio se prolonga con una rápida de 128.0 m de longitud por 36.0 m de ancho y un tanque amortiguador de 19.5 m de largo. Para reducir la energía en esta parte de la estructura se colocaron dos hileras de dientes disipadores, una al pie de la rápida y otra 11.60 m delante dentro del mismo tanque.

9.1.1.3 Obra de toma

Es una estructura de concreto reforzado localizada en el Dique 1 que consiste en una torre de operación con una altura de 16.80 m de sección cuadrada, 4.20 m por lado, y muros con espesor de 0.50 m. En la losa superior están instalados los mecanismos de operación de cuatro compuertas deslizantes con sellos de bronce que están colocadas en la parte inferior a la entrada de la torre y a la salida hacia la

galería, dos para emergencia y las otras dos para servicio. Las dimensiones de estas son 2.0 m por 1.25 m, dispone de una estructura a la entrada de 7.20 m por 4.20 m en su base y una altura de 5.20 m, provista de rejillas y umbral a la elevación de 54.40 msnm. La torre se comunica con la corona del dique por medio de un puente de acero estructural de longitud 20.0 m.

A la salida de la compuerta de servicio, alojado bajo las terracerías del dique en una trinchera excavada en la roca, inicia un ducto de sección herradura con un diámetro de 2.75 m, longitud de 56.70 m, y pendiente de 0.007. Al extremo de la galería se encuentra la estructura de salida, con una longitud total de 41.40 m de sección trapecial, taludes 0.5:1, ancho de plantilla de 3.0 m y formada por una caída y un tanque amortiguador con plantilla a la elevación de 52.05 msnm. Al extremo la plantilla se eleva a 52.95 msnm y forma otra transición para conectar al canal de riego; tanto la plantilla como los taludes están revestidos con losas de 0.50 m de espesor. La obra se proyectó para un gasto de diseño de 40.0 m³/s

9.1.2 Información general de la cuenca

La presa Eustaquio Buelna ubicada en la cuenca del río Mocorito, tiene un área que drena del río Mocorito hasta la cortina de la presa de 1,638 km². A continuación la Figura 9-1 muestra la localización de cuenca de la presa, así como su cauce principal.

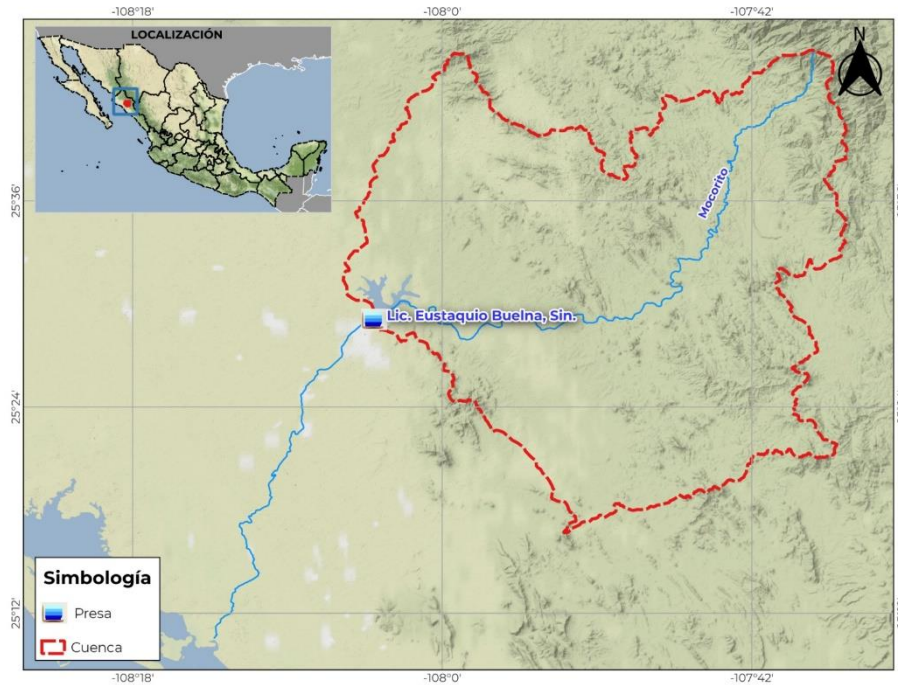


Figura 9-1. Localización cuenca de la presa Lic. Eustaquio Buelna, Sin.

9.1.3 Información climatológica

Inicialmente se consideraron 13 estaciones climatológicas, esto por la ubicación respecto al área de estudio, sin embargo, al reclasificarlas en función de la información requerida, algunas no cumplían con los registros adecuados para realizar los próximos análisis, por lo tanto, solo se consideran 9 de las 13 estaciones climatológicas, las cuales se muestran en la Tabla 9-2.

Estación	Nombre	X (m) E	Y (m) N	Z (m)
25064	Mocorito (DGE)	206760.55	2821681.87	87.00
25110	Badiraguato (DGE)	244041.20	2805244.45	191.00
25172	San Joaquín	195489.03	2842264.11	144.00
25030	El Playon	177549.01	2792778.72	6.00
25033	El Varejonal	258656.18	2777544.34	119.00
25038	El Guasave (DGE)	152212.50	2831771.73	22.00
25041	Guatenipa	276485.94	2804789.92	512.00
25046	Jaina	196906.35	2867491.13	130.00
25115	Guamuchil (DGE)	189951.31	2820212.68	44.00

Tabla 9-2. Estaciones climatológicas.



Figura 9-2. Ubicación estaciones climatológicas.

9.1.4 Información hidrométrica

Aguas abajo de la presa se encuentra la estación hidrométrica Guamúchil, la cual será utilizada para el análisis hidrométrico, dicha estación puede ser observada en la Figura 9-3.

Estación	Nombre	Latitud	Longitud
10031	Guamúchil	25°28'10" N	108°5'5" O

Tabla 9-3. Estación hidrométrica

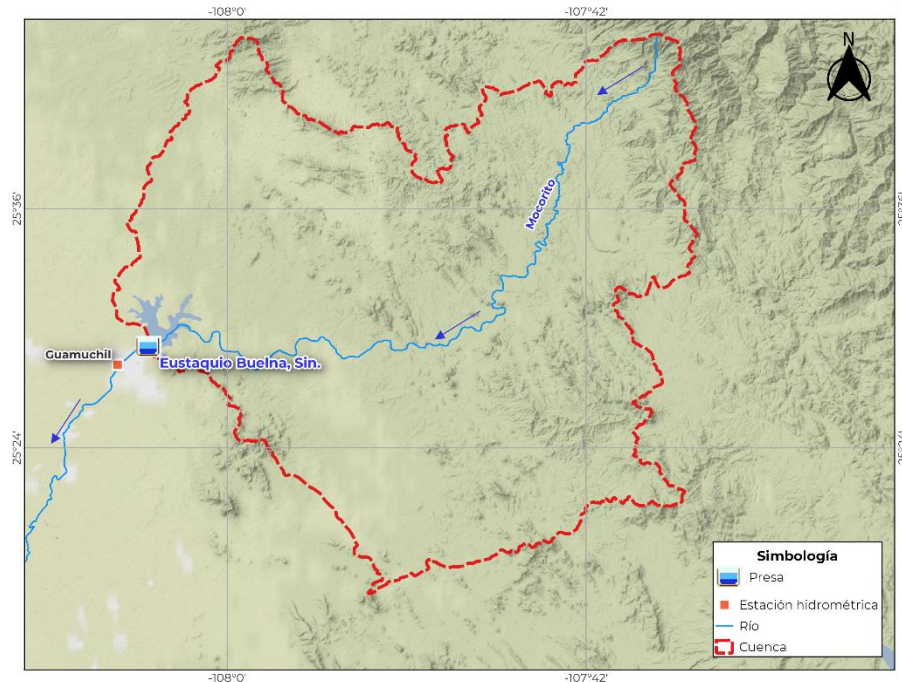


Figura 9-3. Localización estación hidrométrica.

9.1.5 Condiciones aguas abajo de la presa Eustaquio Buelna, Sin.

A continuación, en la Figura 9-4 se muestra la zona aguas abajo de la Presa Eustaquio Buelna y las localidades que eventualmente pudieran verse afectadas por las descargas del vertedor, las cuales se indican en la Tabla 9-4.

Localidad	Habitantes
Guamúchil	63,743
Angostura	5,086
Alhuey	2,686
La Palma	1,038
San Isidro	895
El Salitre	754
Capomos	744
La Llama	353
La Isleta	222
Chumpilhuiztle	202
El Ranchito	172
El Batallón	127
La Loma	87
Capomones	73
El Saucito	72

Tabla 9-4 Número de habitantes por localidad

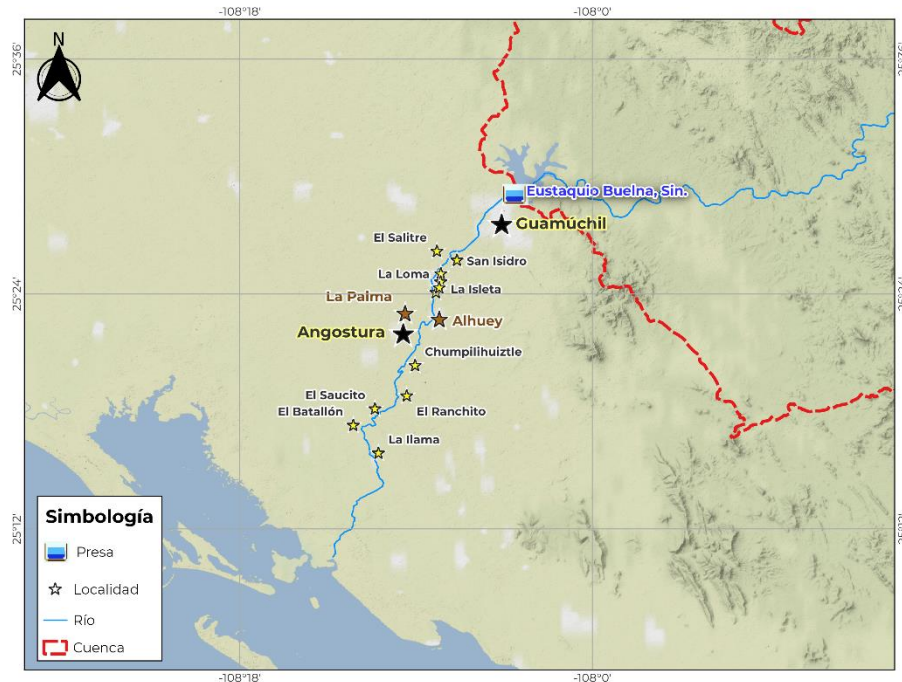


Figura 9-4. Poblaciones aguas abajo de la presa.

Adicionalmente se menciona que actualmente la capacidad máxima sin causar afectaciones del cauce aguas abajo de la presa Eustaquio Buelna es de 350 m³/s.

9.2 Análisis estadístico de datos históricos de precipitación

Como se mencionó inicialmente, en hidrología la falta de registros históricos completos es muy común, por lo que se comenzará analizando cada una de las estaciones climatológicas seleccionadas, detectando que estas tengan los registros más completos posibles y que cumplan con una serie de pruebas estadísticas para ser validados.

De los registros, se identifica un periodo común de información completa, como se mencionó en la sección 5.1.1, para un análisis hidrológico con datos de lluvias máximas en 24 horas se requiere de un registro mínimo de 20 años; sin embargo, como se puede observar en la Tabla 9-5 hay datos faltantes en algunos años, por lo que se buscará otro periodo en común (mínimo 10 años) para llevar a cabo el relleno de datos faltantes con las técnicas que se mencionaron en la sección 5.1.1.

Registro estaciones con lluvia máxima acumulada en 24 horas (mm)									
Año	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115
1980	68.00	89.00	80.50	105.40	94.00	34.20	64.00	78.40	71.60
1981	61.50	335.00	98.00	89.80	98.00	180.60	100.70	100.50	47.50
1982	68.00	127.00	260.00	9.60	124.50	229.80	89.50	248.60	44.50
1983	68.00	121.50	87.00	120.00	86.00	93.00	74.50	67.50	83.60
1984	80.00	128.00	120.00	204.00	136.00	113.40	97.00	78.90	65.00
1985	82.00	80.00	68.00	104.20	115.50	46.80	89.20	90.50	80.00
1986	90.00	150.00	65.00	140.60	100.20	117.40	174.00	119.30	67.30
1987	59.20	98.00	100.00	76.00	96.00	34.00	60.00	61.00	55.30
1988	50.50	98.00		30.00	102.00	92.00	61.50	91.10	66.80
1989		70.50	67.00	124.50	67.00	91.00	55.60	87.30	68.80
1990	200.30	170.00	163.00	206.80	102.00	87.40	98.80	109.00	181.00
1991	71.50	116.00	84.00	71.50	98.00	102.00	92.50	64.00	63.10
1992	56.00	87.00	95.50	74.00	63.00	92.50	106.00	45.50	92.20
1993	63.00	90.50	61.50	52.00	100.00	46.00	116.80	123.00	77.60
1994	71.00	93.50	140.00	73.00	80.00	160.00	74.50	144.00	126.60
1995	75.00	79.00	91.50	49.80	67.00	172.00	60.00	122.00	69.30
1996	29.00	80.50	63.00	96.00	150.00	99.00	83.50	138.00	118.30
1997	64.00	78.00	94.50	46.20	106.00	65.00	57.50	52.00	75.60
1998	250.00	102.00	203.50	231.00	59.00	243.00	58.50	153.00	200.90
1999	47.00	98.50	75.00	56.60	60.00	47.50	77.00	186.50	60.00
2000	70.00	92.00	102.00	152.00	149.50	81.00	66.00	126.00	78.60
2001	90.00	74.00	72.50	69.50	45.00	35.00	51.50	55.00	80.00
2002	60.00	102.00	89.00	114.00	114.50	61.00	61.50	99.00	40.40
2003	80.00	101.00	111.00	67.50	81.00	39.50	83.50	86.00	56.50
2004	69.00	48.50	118.00	60.30	97.00	36.00	95.00	170.00	43.80
2005	62.50	97.00	160.00	70.40	63.00	63.00	76.00	72.00	46.20
2006	180.00	104.00	151.00	95.30	96.00	97.50	116.50	66.00	163.00
2007	66.00	63.40	96.00	67.00	106.00	82.50	65.00	57.00	77.00
2008	60.40	66.00	105.00	31.10	138.00	117.00	96.00	109.00	63.90
2009	89.00	46.50	83.00	125.00	63.00	51.20	52.50	65.00	99.20
2010	63.00	97.00	83.00	40.30	105.00	35.00	103.50	127.00	49.50
2011	86.50	79.50	85.20	35.50	125.00	51.00	57.00	110.00	66.20
2012	82.00			45.00	62.00	47.00	66.50	93.00	59.00
2013	222.50	192.00	88.00	243.00	182.00	35.50	145.50	105.00	34.30

Tabla 9-5. Registros de lluvia diaria máxima anual de cada estación del periodo a considerar.

En función de la tabla anterior, el periodo común de registro con mayor información de las estaciones seleccionadas es de 34 años, los cuales cubren el periodo mínimo de 20 años, sin embargo, en las estaciones 25064, 25172 y 25110 se tienen datos faltantes, por lo tanto se selecciona otro periodo, este desde el año de 1980 a 1987,

1990 al 2011 y 2013, correspondiente a 31 años de registro sin datos faltantes esto para el relleno de datos en las estaciones mencionadas, con el objetivo de tener el periodo de registro completo de 34 años. Las series de tiempo a considerar para el relleno de datos se muestran en la Tabla 9-6 con los parámetros estadísticos de cada una:

Lluvia máxima acumulada en 24 hrs. (mm)									
Año	25064	25110	25172	25030	25038	25041	25046	25033	25115
1980	68.00	89.00	80.50	105.40	34.20	64.00	78.40	94.00	71.60
1981	61.50	335.00	98.00	89.80	180.60	100.70	100.50	98.00	47.50
1982	68.00	127.00	260.00	9.60	229.80	89.50	248.60	124.50	44.50
1983	68.00	121.50	87.00	120.00	93.00	74.50	67.50	86.00	83.60
1984	80.00	128.00	120.00	204.00	113.40	97.00	78.90	136.00	65.00
1985	82.00	80.00	68.00	104.20	46.80	89.20	90.50	115.50	80.00
1986	90.00	150.00	65.00	140.60	117.40	174.00	119.30	100.20	67.30
1987	59.20	98.00	100.00	76.00	34.00	60.00	61.00	96.00	55.30
1990	200.30	170.00	163.00	206.80	87.40	98.80	109.00	102.00	181.00
1991	71.50	116.00	84.00	71.50	102.00	92.50	64.00	98.00	63.10
1992	56.00	87.00	95.50	74.00	92.50	106.00	45.50	63.00	92.20
1993	63.00	90.50	61.50	52.00	46.00	116.80	123.00	100.00	77.60
1994	71.00	93.50	140.00	73.00	160.00	74.50	144.00	80.00	126.60
1995	75.00	79.00	91.50	49.80	172.00	60.00	122.00	67.00	69.30
1996	29.00	80.50	63.00	96.00	99.00	83.50	138.00	150.00	118.30
1997	64.00	78.00	94.50	46.20	65.00	57.50	52.00	106.00	75.60
1998	250.00	102.00	203.50	231.00	243.00	58.50	153.00	59.00	200.90
1999	47.00	98.50	75.00	56.60	47.50	77.00	186.50	60.00	60.00
2000	70.00	92.00	102.00	152.00	81.00	66.00	126.00	149.50	78.60
2001	90.00	74.00	72.50	69.50	35.00	51.50	55.00	45.00	80.00
2002	60.00	102.00	89.00	114.00	61.00	61.50	99.00	114.50	40.40
2003	80.00	101.00	111.00	67.50	39.50	83.50	86.00	81.00	56.50
2004	69.00	48.50	118.00	60.30	36.00	95.00	170.00	97.00	43.80
2005	62.50	97.00	67.00	70.40	63.00	76.00	72.00	63.00	46.20
2006	180.00	104.00	151.00	95.30	97.50	116.50	66.00	96.00	163.00
2007	66.00	63.40	96.00	67.00	82.50	65.00	57.00	106.00	77.00
2008	60.40	66.00	105.00	31.10	117.00	96.00	109.00	138.00	63.90
2009	89.00	46.50	83.00	125.00	51.20	52.50	65.00	63.00	99.20
2010	63.00	97.00	83.00	40.30	35.00	103.50	127.00	105.00	49.50
2011	86.50	79.50	85.20	35.50	51.00	57.00	110.00	125.00	66.20
2013	222.50	192.00	88.00	243.00	35.50	145.50	105.00	182.00	34.30

Media	87.17	106.01	103.25	96.05	88.67	85.27	104.15	100.01	79.94
Desviación estándar	51.77	52.77	42.67	58.79	56.79	27.72	44.94	30.95	40.06
Varianza	2,680.09	2,784.89	1,820.32	3,455.88	3,225.48	768.57	2,019.41	957.83	1,604.56
Curtosis	4.02	11.68	5.75	0.83	1.30	2.42	2.22	0.39	2.80
Coefficiente de asimetría	2.20	2.99	2.22	1.17	1.33	1.33	1.24	0.52	1.74

Tabla 9-6. Parámetros estadísticos de las estaciones con periodo en común para el relleno de datos.

9.3 Pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia

A los registros del periodo de 31 años se les aplica las pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia mencionadas en la sección 5.1.1.

La Tabla 9-7 resume los resultados obtenidos de la aplicación de cada una de las pruebas de cada registro.

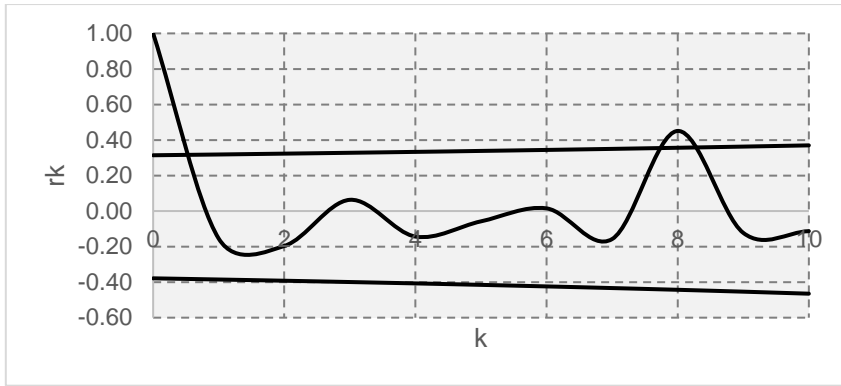
Pruebas de homogeneidad									
Prueba / Estación	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115
Helmert	Homogénea	No homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	No homogénea
t de Student	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea
Cramer	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Homogénea

Pruebas de tendencia									
Prueba / Estación	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115
Mann - Kendall	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia
Spearman	No hay tendencia	Hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	Hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia	No hay tendencia

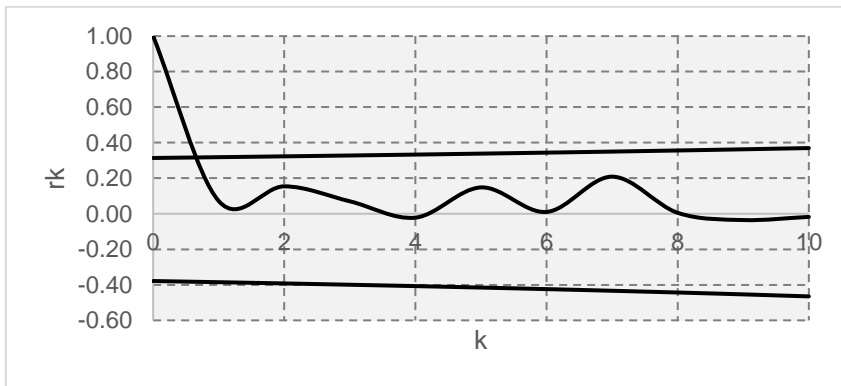
Prueba de independencia									
Prueba / Estación	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115
Anderson	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente	Independiente

Tabla 9-7. Resumen de resultados de las pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia.

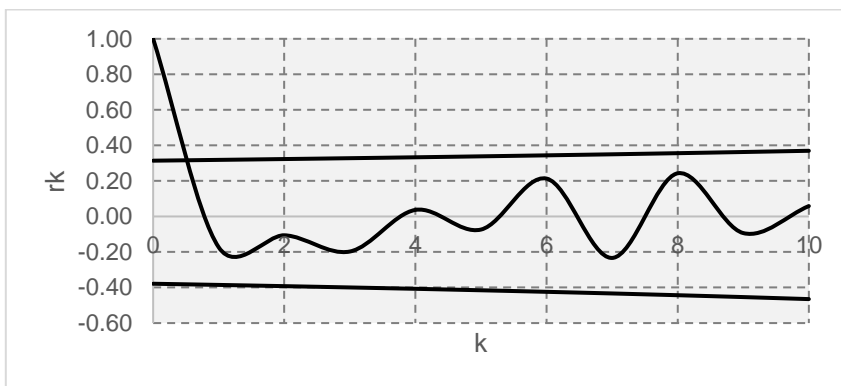
Las siguientes gráficas muestran los correlogramas resultantes de la prueba de independencia de cada estación.



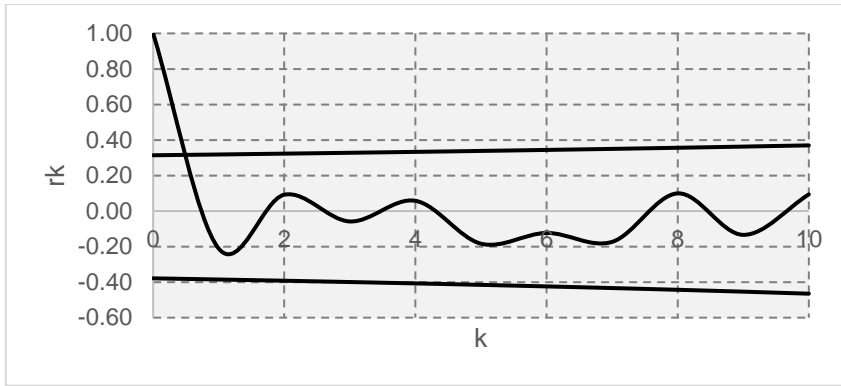
Gráfica 9-1 Correlograma estación 25064



Gráfica 9-2 Correlograma estación 25110.



Gráfica 9-3 Correlograma estación 25172.



Gráfica 9-4 Correlograma estación 25030.

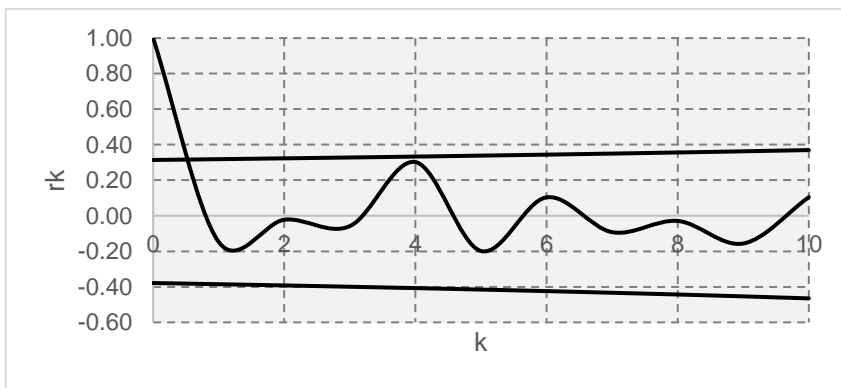
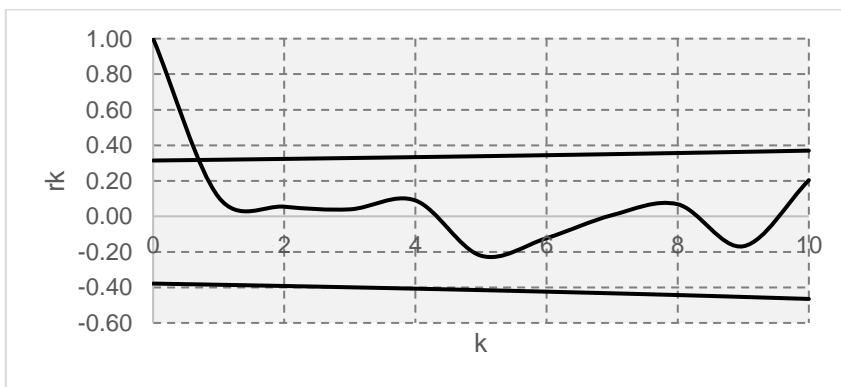
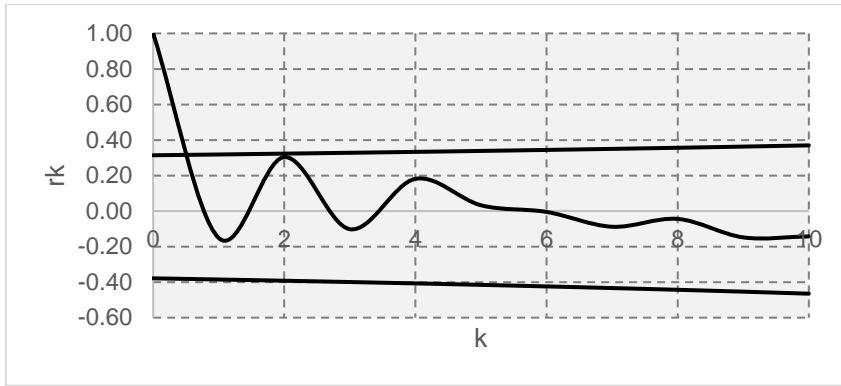


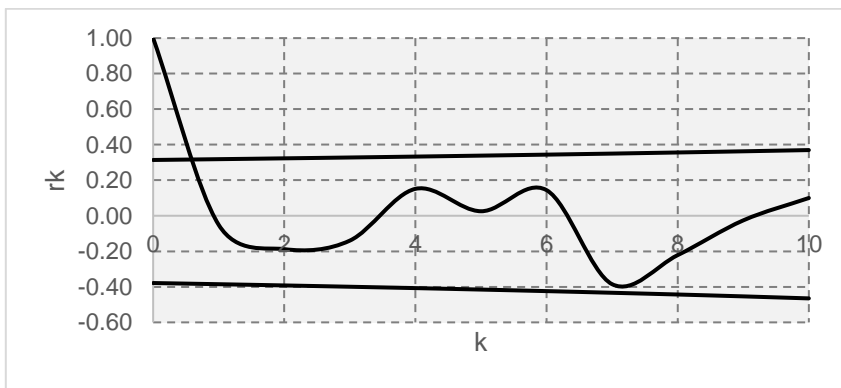
Tabla 9-8 Correlograma estación 25033



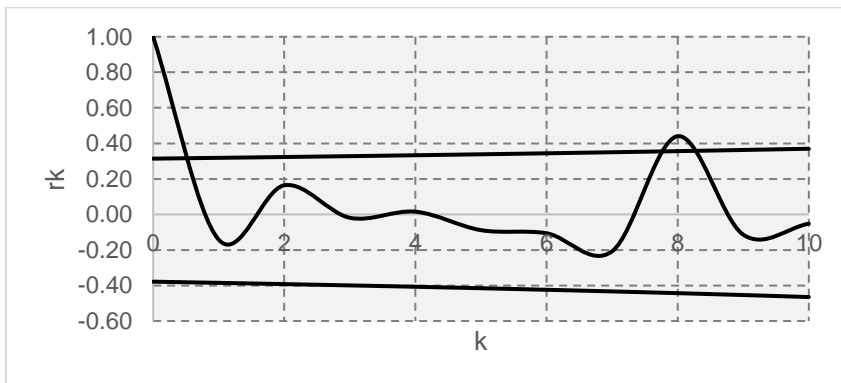
Gráfica 9-5 Correlograma estación 25038.



Gráfica 9-6 Correlograma estación 25041



Gráfica 9-7 Correlograma estación 25046.



Gráfica 9-8 Correlograma estación 25115.

9.4 Delimitación de regiones homogéneas

Después de definir el periodo común entre todas las estaciones, se aplica la técnica de delimitación de regiones homogéneas, esto para hacer la transferencia de información entre las estaciones que pertenezcan a regiones similares, y obtener

una mejor estimación a los eventos de diseño. Para dichas delimitaciones se aplicará el método de la Región de Influencia.

9.4.1 Técnica de la región de influencia

De acuerdo con la técnica se requiere la distancia entre cada estación y atributos climatológicos de cada uno. Definiendo una función de peso de cada estación con las siguientes expresiones, se hace la homogenización de regiones:

$$D_{jb} = \left[\sum_{i=1}^P (C_j^i - C_b^i)^2 \right]^{1/2}$$

$$C_j^i = \frac{x_j^i}{S(x_i)}; \quad C_b^i = \frac{x_b^i}{S(x_i)}$$

La tabla siguiente muestra los atributos considerados para la técnica:

Técnica de la región de influencia											
No.	Atributo	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115	Desv. Est.
1	X (m) E	206760.55	244041.20	195489.03	177549.01	258656.18	152212.50	276485.94	196906.35	189951.31	40506.67
2	Y (m) N	2821681.87	2805244.45	2842264.11	2792778.72	2777544.34	2831771.73	2804789.92	2867491.13	2820212.68	27055.18
3	Altitud (msnm)	87.00	191.00	144.00	6.00	119.00	22.00	512.00	130.00	44.00	152.25
4	Prom. Días con granizo anual	0.05	0.08	0.00	0.35	0.18	0.00	0.00	1.14	0.31	0.36
5	Prom. Días con niebla anual	0.15	0.06	0.00	0.23	0.56	0.90	0.00	0.89	0.55	0.36
6	Prom. Días con tormenta anual	0.01	0.00	0.00	0.13	0.30	0.47	0.00	1.98	0.00	0.64
7	Prom. Lluv. Anual	650.55	876.76	770.18	397.45	891.53	448.73	996.38	869.00	592.98	210.26
8	Prom. Temp. Max. Anual	32.39	33.17	35.21	31.32	33.74	33.23	34.70	32.94	33.03	1.16
9	Prom. Temp. Min. Anual	17.43	15.05	15.26	16.48	18.44	17.80	17.39	16.39	18.38	1.25
10	Prom. Lluv. Ene.	19.85	26.39	27.68	16.06	20.69	13.46	29.88	27.35	21.34	5.64
11	Prom. Lluv. Feb.	8.75	11.72	11.53	8.02	16.51	8.74	11.31	15.99	10.81	3.02
12	Prom. Lluv. Mar.	2.74	4.47	1.71	0.42	3.99	2.18	7.54	4.22	1.86	2.09
13	Prom. Lluv. Abr.	2.37	3.69	2.72	1.41	3.45	0.79	7.65	6.51	1.46	2.34
14	Prom. Lluv. May.	0.08	0.83	1.19	0.00	0.84	0.00	4.54	0.29	0.02	1.45
15	Prom. Lluv. Jun.	29.06	64.15	28.06	8.15	54.77	7.01	129.70	57.42	14.55	38.80
16	Prom. Lluv. Jul.	157.36	260.96	232.28	67.79	254.68	79.28	282.69	240.70	127.24	82.43
17	Prom. Lluv. Ago.	189.29	235.44	219.91	101.54	241.70	119.38	235.76	234.16	195.65	52.54
18	Prom. Lluv. Sep.	144.16	173.99	150.02	108.09	175.56	129.69	165.34	161.89	129.25	22.98
19	Prom. Lluv. Oct.	51.14	45.88	42.79	44.98	59.93	41.50	48.62	48.74	48.67	5.44
20	Prom. Lluv. Nov.	31.09	30.59	36.24	29.96	27.89	27.35	45.10	43.05	33.05	6.41
21	Prom. Lluv. Dic.	14.66	18.67	16.06	11.01	31.53	19.34	28.25	28.68	9.09	8.08

Tabla 9-9. Atributos considerados para la aplicación de la técnica.

Se obtiene C_j^i :

Atributo/Estación	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115
1	5.10	6.02	4.83	4.38	6.39	3.76	6.83	4.86	4.69
2	104.29	103.69	105.05	103.23	102.66	104.67	103.67	105.99	104.24
3	0.57	1.25	0.95	0.04	0.78	0.14	3.36	0.85	0.29
4	0.15	0.21	0.00	0.96	0.49	0.01	0.00	3.13	0.84
5	0.40	0.16	0.00	0.62	1.55	2.47	0.00	2.44	1.52
6	0.02	0.00	0.00	0.21	0.47	0.73	0.00	3.08	0.01
7	3.09	4.17	3.66	1.89	4.24	2.13	4.74	4.13	2.82
8	27.92	28.59	30.35	26.99	29.08	28.64	29.91	28.39	28.47
9	13.98	12.07	12.24	13.21	14.79	14.27	13.94	13.15	14.74
10	3.52	4.68	4.91	2.85	3.67	2.39	5.30	4.85	3.78
11	2.90	3.88	3.82	2.66	5.46	2.89	3.74	5.29	3.58
12	1.31	2.13	0.81	0.20	1.90	1.04	3.60	2.01	0.89
13	1.01	1.58	1.16	0.60	1.47	0.34	3.27	2.78	0.63
14	0.06	0.58	0.82	0.00	0.58	0.00	3.14	0.20	0.01
15	0.75	1.65	0.72	0.21	1.41	0.18	3.34	1.48	0.38
16	1.91	3.17	2.82	0.82	3.09	0.96	3.43	2.92	1.54
17	3.60	4.48	4.19	1.93	4.60	2.27	4.49	4.46	3.72
18	6.27	7.57	6.53	4.70	7.64	5.64	7.20	7.05	5.63
19	9.40	8.44	7.87	8.27	11.02	7.63	8.94	8.96	8.95
20	4.85	4.77	5.65	4.67	4.35	4.27	7.04	6.72	5.16
21	1.82	2.31	1.99	1.36	3.90	2.40	3.50	3.55	1.13

Tabla 9-10. Parámetro C_j^i para cada estación y atributo.

La distancia euclidiana D_{jb} se resumen en la tabla siguiente:

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Estación	25064	25110	25172	25030	25033	25038	25041	25046	25115	
1	25064	0.00	4.08	4.25	3.96	5.35	4.18	7.76	6.93	2.30
2	25110	4.08	0.00	3.50	6.88	4.93	6.09	6.33	5.29	5.33
3	25172	4.25	3.50	0.00	6.49	6.51	6.07	6.84	6.58	4.68
4	25030	3.96	6.88	6.49	0.00	8.21	3.83	10.55	8.84	3.87
5	25033	5.35	4.93	6.51	8.21	0.00	7.56	6.81	6.70	5.91
6	25038	4.18	6.09	6.07	3.83	7.56	0.00	10.20	8.01	3.61
7	25041	7.76	6.33	6.84	10.55	6.81	10.20	0.00	7.86	8.65
8	25046	6.93	5.29	6.58	8.84	6.70	8.01	7.86	0.00	6.87
9	25115	2.30	5.33	4.68	3.87	5.91	3.61	8.65	6.87	0.00
Promedio	4.31	4.71	4.99	5.85	5.78	5.51	7.22	6.34	4.58	

Tabla 9-11. Distancia euclidiana para cada estación.

Con el cálculo del parámetro D_{jb} de cada estación se hace una clasificación respecto a la media de todos estos valores, los que se encuentran por debajo es una región homogénea y los que están arriba corresponde a otra región.

Estación	Regiones homogéneas				
25064	25110	25172	25030	25038	25115
25110	25064	25172	-	-	-
25172	25064	25110	25115	-	-
25030	25064	25038	25115	-	-
25033	25064	25110		-	-
25038	25064	25030	25115	-	-
25041	25110	25172	25033	-	-
25046	25110	-	-	-	-
25115	25064	25030	25038	-	-

Tabla 9-12. Regiones homogéneas correspondientes a cada estación respecto a las otras estaciones.

De los métodos aplicados se hace un análisis de cada una respecto a la otra, y el método seleccionado es el método de regiones homogéneas.

9.5 Relleno de datos faltantes aplicando técnicas de interpolación

Como se mencionó en la sección 9.2 se tienen datos faltantes en los registros de las estaciones climatológicas 25064, 25172 y 25110; en los años 1988 y 2012 para la estación 25172, en el año de 1989 para la estación 25064 y en el año 2012 para la estación 25110. Por lo tanto, después de hacer la delimitación de regiones homogéneas, se tiene la siguiente agrupación dentro de la región homogénea para las estaciones: la estación 25064 (25110, 25172, 25030, 25038, 25115 y 25172), para la estación 25110 (25064,25172) y la estación 25172 (25064,25110,25115).

De acuerdo con la sección de técnicas de interpolación se aplicarán 2 técnicas, en cada una se obtienen factores de peso del punto de muestreo, después del cálculo de estos factores se hace una prueba con un registro completo, se obtiene el registro con cada una de las técnicas y se calcula el error entre los datos de registro y el calculado, el que presente menor error será la técnica para usar en el relleno de datos faltantes. Enseguida se muestra cómo se obtuvieron los factores de peso

para el relleno de la estación 25172. Para las estaciones 25064 y 25110 se aplica la misma metodología.

9.5.1 Método Thiessen

El método de Thiessen consiste en identificar que estación es la más cercana a la estación base y con la ubicación de la estación, se hará la interpolación.

Thiessen					
	Estación	Nombre	X (m) E	Y (m) N	
1	25172	San Joaquín	195489.03	2842264.11	
2	25064	Mocorito	206760.55	2821681.87	
3	25110	Badiraguato	244041.20	2805244.45	
9	25115	Guamúchil	189951.31	2820212.68	
Estación a rellenar	25172	Distancia de:	a	Distancia	Estación para interpolar
		25172	25064	23,466.47	
		25172	25110	61,055.45	
		25172	25115	22,736.13	•
		Mínima distancia		22,736.13	

Tabla 9-13. Aplicación técnica de Thiessen para el relleno de datos.

Como se observa en la tabla anterior, la estación resultante más cercana es la 25115.

9.5.2 Método de la interpolación inversa

Aplicando las expresiones de la sección 5.1.5 se obtienen los factores de peso:

$$w_j = \frac{\left(\frac{1}{d_{ej}}\right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_{ei}}\right)^2}$$

$$d_{ej} = \sqrt{(x_e - x_j)^2 + (y_e - y_j)^2} \quad j = 1, \dots, n$$

La tabla siguiente resume los cálculos realizados:

Distancia de:	a	Distancia (km ²)
25172	25064	23,466.47
25172	25110	61,055.45
25172	25115	22,736.13

Factores de peso:

25172	W
W2	0.45
W3	0.07
W9	0.48
Suma	1

Tabla 9-14. Factores de peso interpolación inversa.

Cumple la condición de $\sum_{i=1}^n w_i = 1$.

Al obtener los factores de peso por cada método, ahora se debe elegir el que menor error genera, por lo que para analizarlo se toman datos de la estación 25172 en el periodo en el cual se tienen registros completos (1990 – 2011) y a partir de las estaciones homogéneas a ella se interpola para cada modelo, para finalmente obtener el error cuadrático de cada uno y definir qué factores de peso utilizar en relleno de datos diario.

El error se obtiene haciendo la diferencia del dato medido menos dato generado. El modelo que menos error genera es el de interpolación inversa. Por lo que los factores de peso a usar en el relleno de datos diario para la estación 25172 serán los de la Tabla 9-14.

Los factores de peso de las estaciones 25064 y 25110 son los siguientes:

Para la estación 25064 los factores de peso son los de la Tabla 9-15.

25064	W
W1	0.27
W3	0.09
W4	0.09
W5	0.05
W9	0.51
Suma	1.00

Tabla 9-15. Factores de peso para la estación 25064.

Para la estación 25110 el son:

25064	W
W1	1.00

Suma	1.00
-------------	-------------

Tabla 9-16. Factores de peso para estación 25110.

Para la interpolación de los datos faltantes se aplica la siguiente expresión para cada dato diario.

$$P_e = \sum_{i=1}^n w_i P_i$$

Donde:

w_i : factor de peso de la estación i.

P_i : precipitación de la estación i.

P_e : precipitación interpolada.

Después de hacer las interpolaciones diarias ya se cuenta con un registro común de 34 años, como se muestra en la Tabla 9-17:

Lluvia máxima acumulada en 24 hrs. (mm)									
Año	25064	25110	25172	25030	25038	25041	25046	25033	25115
1980	68.00	89.00	80.50	105.40	40.12	64.00	78.40	94.00	71.60
1981	70.73	335.00	98.00	89.80	180.60	100.70	100.50	98.00	47.50
1982	91.03	127.00	260.00	49.25	229.80	89.50	248.60	124.50	44.50
1983	68.00	121.50	87.00	120.00	93.00	74.50	67.50	86.00	83.60
1984	80.00	128.00	120.00	204.00	113.40	97.00	78.90	136.00	65.00
1985	82.00	80.00	68.00	104.20	53.85	89.20	90.50	115.50	80.00
1986	90.00	150.00	65.00	140.60	117.40	174.00	119.30	100.20	67.30
1987	59.20	98.00	100.00	76.00	36.00	60.00	71.00	96.00	55.30
1988	50.50	98.00	41.41	35.93	92.00	61.50	91.10	102.00	66.80
1989	49.76	70.50	67.00	124.50	91.00	55.60	87.30	67.00	68.80
1990	200.30	170.00	163.00	206.80	87.40	98.80	109.00	102.00	181.00
1991	71.50	116.00	84.00	71.50	102.00	92.50	87.50	98.00	63.10
1992	56.00	87.00	95.50	74.00	92.50	106.00	45.50	63.00	92.20
1993	63.00	90.50	61.50	52.00	46.00	116.80	123.00	100.00	77.60
1994	71.00	93.50	140.00	73.00	160.00	74.50	144.00	80.00	126.60
1995	75.00	79.00	91.50	49.80	172.00	60.00	122.00	67.00	69.30
1996	64.31	80.50	63.00	96.00	99.00	83.50	138.00	150.00	118.30
1997	64.00	78.00	94.50	46.61	65.00	57.50	55.50	106.00	75.60

Lluvia máxima acumulada en 24 hrs. (mm)									
Año	25064	25110	25172	25030	25038	25041	25046	25033	25115
1998	250.00	102.00	216.49	231.00	243.00	58.50	153.00	59.00	200.90
1999	47.00	98.50	75.00	56.60	47.50	77.00	186.50	60.00	60.00
2000	70.00	92.00	102.00	152.00	81.00	66.00	126.00	149.50	78.60
2001	90.00	74.00	72.50	69.50	35.00	51.50	55.00	45.00	80.00
2002	60.00	102.00	89.00	114.00	61.00	61.50	99.00	114.50	40.40
2003	80.00	101.00	111.00	67.50	39.50	83.50	86.00	86.61	56.50
2004	69.00	65.45	118.00	60.30	36.00	95.00	170.00	97.00	43.80
2005	62.50	97.00	160.00	70.40	63.00	76.00	72.00	88.63	46.20
2006	180.00	104.00	166.74	153.63	97.50	116.50	66.00	96.00	163.00
2007	66.00	63.40	96.00	67.00	82.50	65.00	57.00	106.00	77.00
2008	60.40	66.00	105.00	43.53	117.00	96.00	109.00	138.00	63.90
2009	89.00	46.50	83.00	125.00	51.20	52.50	65.00	63.00	99.20
2010	63.00	97.00	83.00	40.30	35.00	103.50	127.00	105.00	49.50
2011	86.50	79.50	85.20	35.50	51.00	57.00	110.00	125.00	66.20
2012	82.00	82.00	40.29	45.00	47.00	66.50	93.00	62.00	59.00
2013	222.50	192.00	88.00	243.00	35.50	145.50	105.00	182.00	155.65

Promedio	86.83	104.53	102.09	96.87	88.05	83.15	104.03	98.90	82.17
Desv. Est.	49.10	50.37	46.09	57.00	54.26	27.36	42.18	30.06	39.83
Varianza	2,411.14	2,536.70	2,124.15	3,248.92	2,943.61	748.54	1,779.08	903.31	1,586.39
Curtois	4.83	13.24	3.78	0.72	1.72	2.65	3.02	0.58	2.27
Coef. Asim.	2.38	3.22	1.77	1.21	1.42	1.42	1.42	0.59	1.68

Tabla 9-17. Relleno de registros de cada estación con dato faltante.

A estos registros se vuelven a aplicar las pruebas de homogeneidad, tendencia e independencia. Las cuales ahora todas cumplen con las pruebas, son homogéneas, no presentan tendencia y son independientes.

Posteriormente, después de haber llevado a cabo un análisis estadístico con los registros, en este caso precipitación, se continúa con los análisis siguientes para aplicar los modelos lluvia – escurrimiento en la cuenca.

9.6 Estimación del Factor de Reducción por Área (FRA) en la cuenca de la presa Lic. Eustaquio Buelna, Sin.

9.6.1 Disponibilidad de información

En la zona de estudio se identificaron 9 estaciones climatológicas, de los cuales se tomaron los datos diarios de cada registro en un periodo en común (34 años desde

el año 1980 a 2013). La Tabla 9-18 muestra la densidad de registros que se tienen en las estaciones del periodo seleccionado.

Estaciones									
Año	25064	25110	25172	25030	25038	25041	25046	25033	25115
1980	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1981	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1982	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1983	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1984	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1985	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1986	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1987	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1988	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1989	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1990	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1991	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1992	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1993	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1994	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1995	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1996	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1997	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1998	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1999	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2000	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2001	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2002	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2003	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2004	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2005	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2006	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2007	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2008	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2009	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2010	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2011	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2012	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2013	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 9-18. Densidad de datos registrados en estaciones seleccionadas en un periodo en común (1: registro).

9.6.2 Desarrollo procedimiento para obtener el FRA

En primer lugar, en la zona de estudio se ubican las estaciones climatológicas a considerar, en el área se trazan polígonos (círculos) abarcando diferentes estaciones y áreas en cada uno, en la Figura 9-5 se muestra a modo de ejemplo algunos de los polígonos trazados.

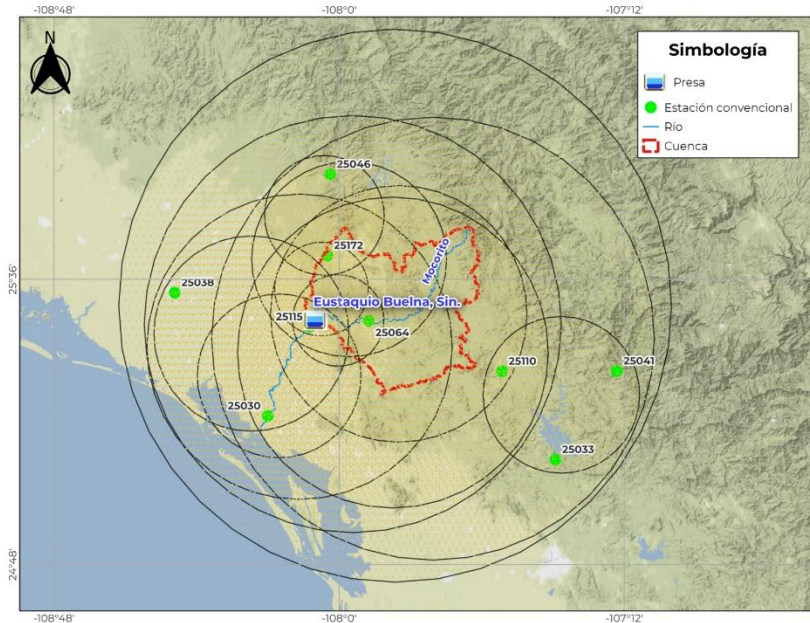


Figura 9-5. Trazo de polígonos en el área de estudio.

Con el trazo de los polígonos se identifican las estaciones que se encuentran dentro de cada uno, la *Tabla 9-19* contiene cada polígono y su respectiva área:

Polígono	Área (km ²)
1	13,457.40
2	6,400.45
3	11,939.20
4	981.13
5	573.05
6	1,684.09
7	2,606.10
8	2,615.33
9	20,964.50
10	6,631.21
11	4,511.65
12	1,843.13
13	602.44

Tabla 9-19. Polígonos trazados con áreas abarcadas.

Para el polígono 9 abarca un área de 20,964.50 km² y 9 estaciones: 25064, 25110, 25172, 25030, 25033, 25038, 25041, 25046, 25115. Con estas estaciones se obtienen los valores máximos simultáneos y los valores máximos no simultáneos, para calcular los FRA, tal como se indica en la sección 5.1.6:

Año	Máximos no simultáneos	Máximos simultáneos	FRA
1980	76.78	48.82	0.64
1981	124.54	112.85	0.91
1982	140.46	138.64	0.99
1983	89.01	63.93	0.72
1984	113.59	57.01	0.50
1985	84.81	51.94	0.61
1986	113.76	60.73	0.53
1987	72.39	44.93	0.62
1988	71.03	45.06	0.63
1989	75.72	46.39	0.61
1990	146.48	110.87	0.76
1991	87.34	52.56	0.60
1992	79.08	32.59	0.41
1993	81.16	57.92	0.71
1994	106.96	100.19	0.94
1995	87.29	64.66	0.74
1996	99.18	75.39	0.76
1997	71.41	45.72	0.64
1998	168.21	162.10	0.96
1999	78.68	62.66	0.80
2000	101.90	61.57	0.60
2001	63.61	40.28	0.63
2002	82.38	48.91	0.59
2003	79.07	43.29	0.55
2004	83.84	42.46	0.51
2005	81.75	48.99	0.60
2006	127.04	121.76	0.96
2007	75.54	42.01	0.56
2008	88.76	31.91	0.36
2009	74.93	40.02	0.53
2010	78.14	58.40	0.75
2011	77.32	41.63	0.54
2012	64.09	31.83	0.50
2013	152.13	118.63	0.78

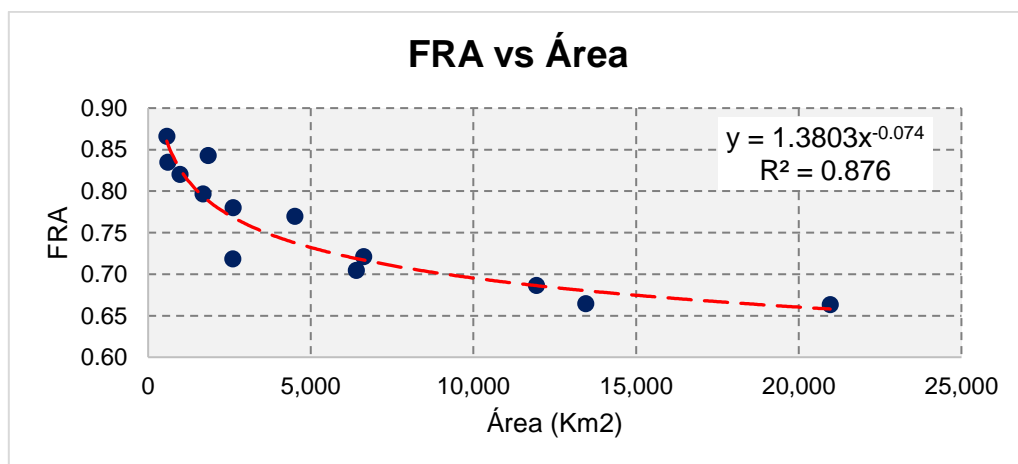
Tabla 9-20. Resultados del cálculo de los FRA del polígono 1. Promedio= 0.66

Aplicando el mismo procedimiento para los demás polígonos (16 total), se obtiene un FRA por cada polígono:

Polígono	Área (km ²)	FRA
1	13,457.40	0.66
2	6,400.45	0.70
3	11,939.20	0.69
4	981.13	0.82
5	573.05	0.87
6	1,684.09	0.80
7	2,606.10	0.72
8	2,615.33	0.78
9	20,964.50	0.66
10	6,631.21	0.72
11	4,511.65	0.77
12	1,843.13	0.84
13	602.44	0.83

Tabla 9-21. Resultado del cálculo de los FRA de cada polígono.

Con los resultados finales se grafica Área vs FRA, se ajusta la ecuación potencial $FRA = 1.3803x^{-0.074}$ con un coeficiente de correlación de 0.876:



Gráfica 9-9 Ajuste a una línea de tendencia de los resultados finales del procedimiento 1.

Finalmente, para el área de la cuenca 1,638.00 km² corresponde un FRA de 0.80 estimado, el cual será utilizado posteriormente para el ajuste de la precipitación.

9.7 Ajustes a funciones de probabilidad

Con los registros completos para cada estación climatológica, se hacen los ajustes a las funciones de distribución de probabilidad mediante el programa Ax desarrollado por el CENAPRED, y el que menor error de ajuste presente es el que se usará para hacer las extrapolaciones de lluvia a los diferentes periodos de retorno.

El cálculo de la lluvia media en la cuenca para los diferentes periodos de retorno se lleva a cabo mediante el método de los polígonos de Thiessen, los cuales se muestran en la siguiente figura:

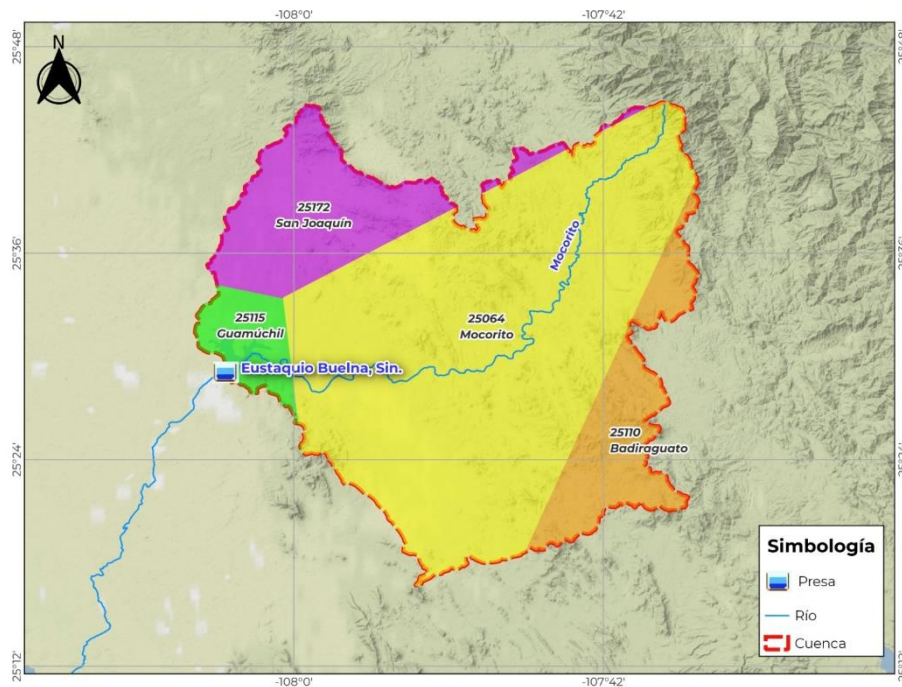


Figura 9-6 Polígonos de Thiessen

De estos polígonos se obtiene las áreas de influencia de cada estación, se hace una ponderación de cada lluvia extrapolada en función del área de influencia y el área total de la cuenca, y de esta manera se obtiene la lluvia media, sin embargo, para obtener la precipitación en 24 horas consecutivas seleccionadas es necesario tomar en cuenta el ajuste que se comenta enseguida.

L.L Weiss con base en un estudio de estaciones-años de datos de lluvia, encontró que los datos de un análisis probabilístico llevado a cabo con las lluvias máximas

anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas. De acuerdo a lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 am a 8 am del día siguiente y entonces, con tal corrección, la lluvia representativa se convierte en lluvia máxima en 24 horas de determinado periodo de retorno, por lo cual para nuestro análisis es necesario ajustar por un factor de 1.13 a la precipitación de 24 horas de observación convencional y de la misma manera por el FRA.

En los ajustes realizados se tiene que la función de mejor ajuste para todas las estaciones climatológicas es la función Doble Gumbel, esto es comparando los mínimos errores estándar. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos:

No	Tr	Estación				Precipitación media (mm)
		25064	25110	25172	25115	
1	2	70.20	91.90	90.00	69.30	68.48
2	5	88.50	120.50	126.60	99.70	89.22
3	10	191.90	150.90	167.20	157.90	164.20
4	20	228.50	235.70	222.40	183.60	204.47
5	50	261.40	377.80	287.60	210.00	249.92
6	100	283.90	472.70	332.30	228.40	280.80
7	200	305.70	563.70	375.40	246.40	310.60
8	500	334.00	681.30	431.20	269.70	349.20
9	1,000	355.20	769.30	473.10	287.30	378.12
10	2,000	376.30	857.40	514.40	304.80	406.91
11	5,000	404.30	975.20	569.80	328.00	445.28
12	10,000	425.40	1056.40	611.10	345.40	473.34
Área influencia (Km ²)		1,111.94	190.67	253.12	82.64	

Área total (Km ²)	1,638.00
Factor de corrección por intervalo fijo	1.13
FRA	0.80

Tabla 9-22. Resumen de ajustes en AX y ajuste a lluvia media en la cuenca.

9.8 Características fisiográficas de la cuenca

Para la aplicación de los modelos lluvia – escurrimiento, es fundamental obtener algunos parámetros fisiográficos de la cuenca, esto es el área drenada, la longitud del cauce principal y la pendiente media del cauce.

El área como se observa en la tabla anterior es de 1,638.00 km², el cauce tiene una longitud de 88.11 km. La pendiente del cauce principal se obtiene por el método de Taylor Schwarz. De esta manera se procede a calcular el tiempo de concentración en la cuenca mediante tres fórmulas: Kirpich, Rowe y SCS (sección 5.1.10). El de Kirpich es el considerado puesto que el método involucra variables fisiográficas de la cuenca. La Tabla 9-23 muestra los resultados obtenidos:

Pendiente media del cauce	
Desnivel total (m)	1,930.00
Longitud total del cauce (m)	88,110.40
S (adim)	0.0030
S (%)	0.31
Tiempo de concentración T _c (h)	
kirpic	19.35
Rowe	9.08
SCS	8.89

Tabla 9-23. Tiempo de concentración de la cuenca.

9.9 Curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDT)

Para obtener la lluvia de diseño se calculan las curvas IDT para diferentes duraciones y periodos de retorno, mediante la fórmula de Chen.

Se obtiene el factor de convectividad R, con el mapa de la Figura 9-7 el cual se estima un valor aproximado de 0.65 en función de la ubicación de la zona de estudio (Baeza R., 2007).

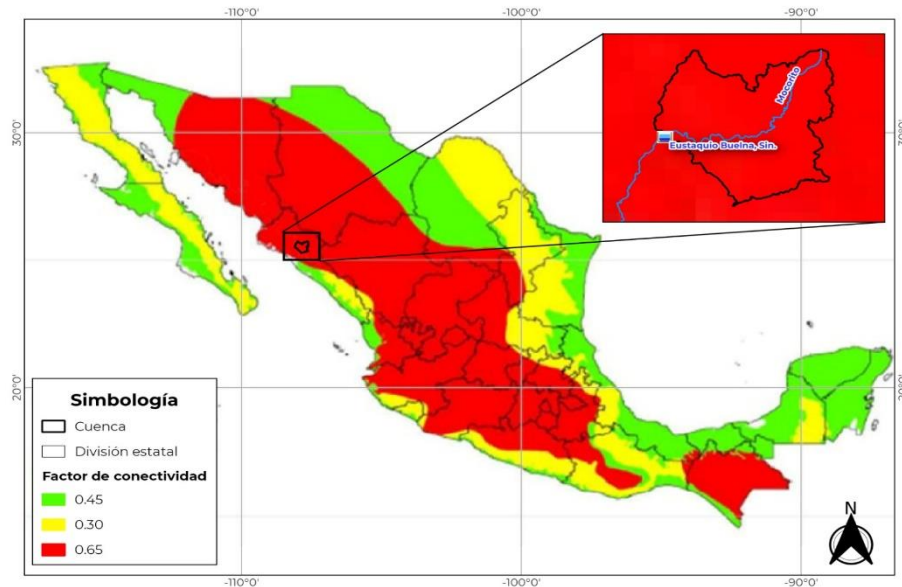


Figura 9-7. Mapa de factores de conectividad (R) en la república mexicana (Baeza R., 2007).

Posteriormente, se calculan los parámetros a, b y c:

$$a = 41.30$$

$$b = 10.18$$

$$c = 0.85$$

E igual, se obtienen las precipitaciones para diferentes T_r , con duraciones de 1 y 24 horas que implican la fórmula de Chen:

$$H_p (T_r = 10 \text{ años}, t = 24 \text{ hr}) P_d^{10} = 164.20$$

$$\text{Factor de conectividad } (T_r = 10 \text{ años}) = 0.65$$

$$H_p (T_r = 10 \text{ años}, t = 60 \text{ min}) P_1^{10} = 106.73$$

$$H_p (T_r = 100 \text{ años}, t = 24 \text{ hr}) P_d^{100} = 280.80$$

$$\text{Relación Lámina de lluvia – Periodo de retorno } (F) = 1.71$$

Finalmente, aplicando la fórmula de Chen (ecuación 5-38) se obtiene la curva IDT con duración igual al T_c .

Tr	Lluvia máxima en 24 horas. de diseño	I (mm/h)
		Tc (min) = 1,161
2	68.5	5.7
5	89.2	8.9
10	164.2	11.3
20	204.5	13.7
50	249.9	16.8
100	280.8	19.3
200	310.6	21.7
500	349.2	24.8
1000	378.1	27.3
2000	406.9	29.7
5000	445.3	32.8
10000	473.3	35.2

Tabla 9-24. Intensidad de lluvia con duración igual al Tc.

9.10 Modelos lluvia – escurrimiento

Con la obtención de la curva IDT antes calculada con duración igual al tiempo de concentración, se aplican tres modelos lluvia – escurrimiento, los cuales son el Método Racional, Hidrograma Unitario Triangular y el Método de Ven Te Chow.

9.10.1 Lluvia en exceso y coeficiente de escurrimiento

De acuerdo con el Soil Conservation Service se obtiene la lluvia en exceso, mediante la siguiente expresión:

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

En donde, el N de escurrimiento se calcula mediante capas de uso (cobertura) y tipo de suelo del INEGI con apoyo de software de Sistemas de Información Geográfica, con el cual el valor aproximado es de 80.6. Y el coeficiente de escurrimiento C, se calcula con:

$$C = \frac{He}{Hp_d}$$

Donde

H_e : en mm.

H_{pd} : lluvia de diseño en mm.

9.10.1.1 Método racional

Aplicando la ecuación 5-41:

$$Q = 0.278 C_T i_T^d A$$

Se obtiene los gastos máximos asociados a los diferentes Tr

9.10.1.2 Hidrograma Unitario Triangular

Para la aplicación de este método se calcula el tiempo pico, lluvia en exceso y área:

$$Q_p = AXYZ$$

Se obtienen los parámetros X, Y, Z:

$Y = 0.278$, $Z = 0.97$ y X para cada Tr .

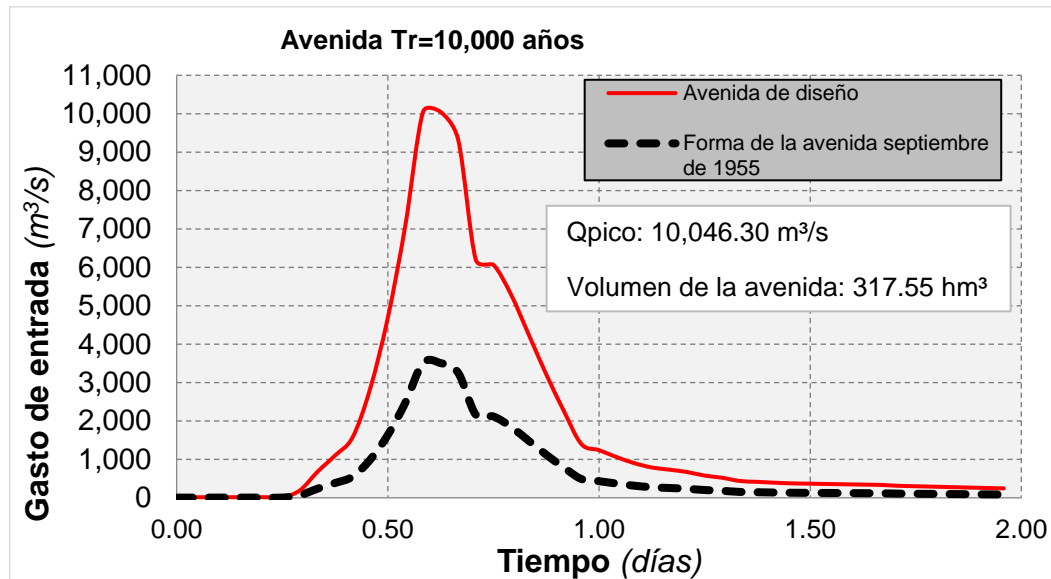
En la Tabla 9-25 se muestran los resultados de la aplicación de cada método:

Tr años	Intensidad mm/hr	Hp mm	He mm	C	GASTOS MAXIMOS (m ³ / seg)		
					Racional	H U T	Chow
2	5.67	109.74	103.32	0.94	2,431.54	1,536.86	2,347.77
5	8.85	171.31	164.80	0.96	3,878.26	2,451.26	3,744.64
10	11.26	217.89	211.34	0.97	4,973.49	3,143.50	4,802.13
20	13.67	264.46	257.89	0.98	6,069.02	3,835.93	5,859.92
50	16.85	326.03	319.44	0.98	7,517.47	4,751.43	7,258.47
100	19.26	372.61	366.00	0.98	8,613.30	5,444.05	8,316.54
200	21.66	419.18	412.57	0.98	9,709.18	6,136.71	9,374.66
500	24.85	480.75	474.13	0.99	11,157.93	7,052.39	10,773.49
1,000	27.25	527.33	520.70	0.99	12,253.89	7,745.10	11,831.70
2,000	29.66	573.91	567.27	0.99	13,349.88	8,437.82	12,889.92
5,000	32.84	635.48	628.83	0.99	14,798.72	9,353.56	14,288.85
10,000	35.25	682.05	675.41	0.99	15,894.74	10,046.30	15,347.10

Tabla 9-25. Resultados de los gastos máximos estimados asociado a diferentes Tr .

Se selecciona los resultados del método del Hidrograma Unitario Triangular, después para la forma del hidrograma se utiliza la técnica de mayoración con la avenida máxima registrada, esta se presentó en septiembre de 1955, la cual se

consultó en la base de datos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (la base de datos se conforma de información anual, mensual, diaria y horaria), con el gasto máximo estimado (10,046.30 m³/s) para un Tr = 10,000 años.



Gráfica 9-10 Hidrograma para un periodo de retorno de 10,000 años.

9.11 Revisión del funcionamiento de vaso

Para la revisión del funcionamiento de vaso se emplea la metodología propuesta por Domínguez, R. M, como se describió en la sección 5.2.2, se obtienen los datos diarios de la presa, tanto elevación, almacenamiento, extracción, precipitación y evaporación, estos se acomodan en columnas en orden cronológico y en las unidades correspondientes de cada variable, el periodo que comprende es de 1972 – 2022.

- Se obtienen las entradas deducidas mediante el funcionamiento de vaso, en primer lugar, se calculó el incremento de volumen de un día a otro, las salidas totales que corresponden a la suma de obra de toma más vertedor. Las áreas y volúmenes se transforman para tener unidades de m² y hm³ respectivamente.
- Se calculan las entradas totales, lo cual corresponde a las entradas por río más la lluvia en el vaso.

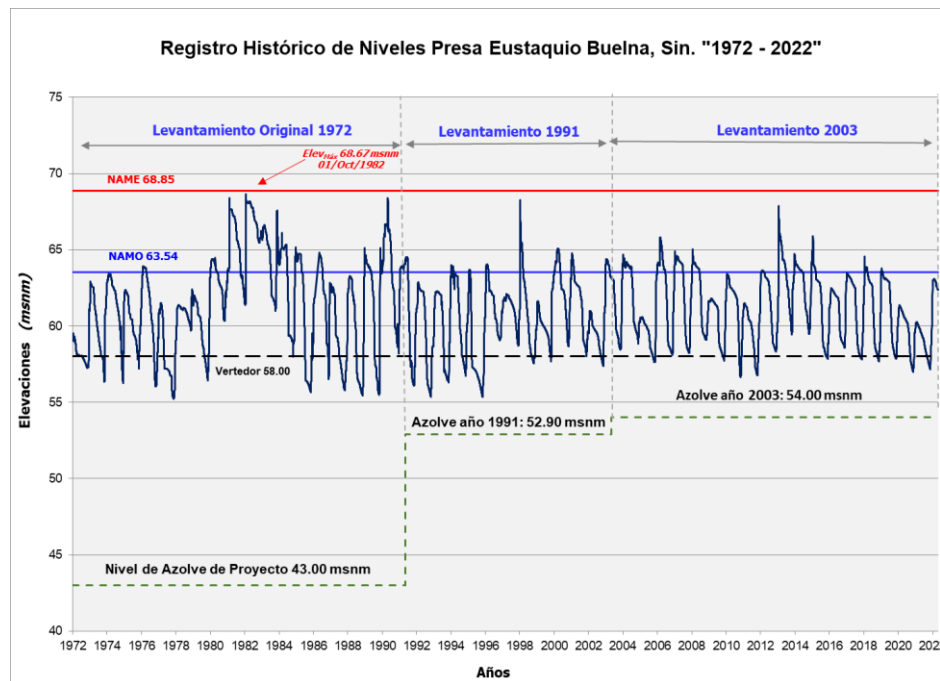
- Se convierte la lluvia a hm^3 .
- Se calcula las entradas como si no hubiera presa, lo que es entradas por ríos menos la lluvia.
- Y posteriormente se obtiene el incremento de elevación, esto es, haciendo la diferencia de la elevación del día i menos la elevación del día anterior ($i-1$).

En la siguiente figura se muestra parte de la tabla generada para el funcionamiento de la presa.

Funcionamiento diario de la presa Lic. Eustaquio Buelna, Sin.														Ingen Entradas por ríos	
Fecha	m ² Area	msnm Nivel	hm ³ Volumen	m ³ /s Obra Toma	m ³ /s Vertedor	mm Precipitación	mm Evaporación	hm ³ Δ Vol.	hm ³ Salidas	m ² Area	hm ³ Evaporación	ingen hm ³ entradas ríos+lluvia	hm ³ Lluvia	(como si no hubiera presa)	m A elevación
1972/09/01	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/02	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/03	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/04	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/05	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/06	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/07	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/08	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/09	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/10	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/11	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	0.00000
1972/09/12	1252.66	59.20	56.00	18.00	0.74	3.5	6.6	0.000	1.619136	12526600	0.057872892	1.677	0.04	1.633	-0.09000
1972/09/13	1233.69	59.11	54.82	16.50	0.31	0.0	2.8	-1.180	1.452384	12336900	0.024180324	0.297	0.00	0.297	-0.08000
1972/09/14	1216.82	59.03	53.76	14.50	0.90	38.5	8.3	-1.060	1.33056	12168200	0.070697242	0.341	0.47	-0.127	0.12000
1972/09/15	1242.12	59.15	55.34	7.00	1.04	0.0	9.4	1.580	0.694656	12421200	0.081731496	2.356	0.00	2.356	0.00000
1972/09/16	1242.12	59.15	55.34	7.00	0.81	0.0	7.3	0.000	0.674784	12421200	0.063472332	0.738	0.00	0.738	0.28000
1972/09/17	1301.14	59.43	59.03	7.00	1.15	21.8	10.0	3.690	0.799416	13011400	0.0910798	4.485	0.28	4.202	0.00000
1972/09/18	1301.14	59.43	59.03	7.00	0.91	4.2	7.8	0.000	0.683424	13011400	0.071942444	0.754	0.05	0.700	0.08000
1972/09/19	1318.01	59.51	60.08	8.00	0.49	0.0	4.2	1.050	0.733536	13180100	0.038749494	1.822	0.00	1.822	0.01000
1972/09/20	1320.12	59.52	60.21	26.00	0.71	0.0	6.0	0.130	2.307744	13201200	0.05544504	2.493	0.00	2.493	-0.12000

Figura 9-8. Funcionamiento de vaso diario.

Para una mejor revisión se sugiere generar gráficas auxiliares para la detección de datos dudosos, a continuación en la Gráfica 9-11 se muestra el registro histórico de niveles en la presa Eustaquio Buelna, Sin., del periodo de 1972 al año 2022.



Gráfica 9-11 Registro histórico de niveles de la presa.

9.12 Análisis con estación hidrométrica

En la zona de estudio se cuenta con una estación hidrométrica (sección 9.1.4) aguas abajo de la presa. Con los datos mensuales de la estación hidrométrica Guamúchil (clave 10031), se obtiene el máximo anual (gastos máximos), y con los datos diarios, el máximo anual, correspondientes al periodo de 1939 – 1971.

9.12.1 Cálculo de $Q_{máximo}$ para diferente Tr

Con el programa AX se lleva a cabo los ajustes a diferentes funciones de probabilidad y el de menor error estándar de ajuste será la función de la cual se obtendrán las extrapolaciones de $Q_{máximo}$.

En la tabla siguiente se tiene el resumen del ajuste probabilístico, obteniendo el menor error estándar con la función Gumbel para dos poblaciones:

Función	Error estándar
Normal	389.19
Lognormal	243.84
Gamma	256.47
Gumbel	298.96
Gumbel para dos tipos de población	200.36

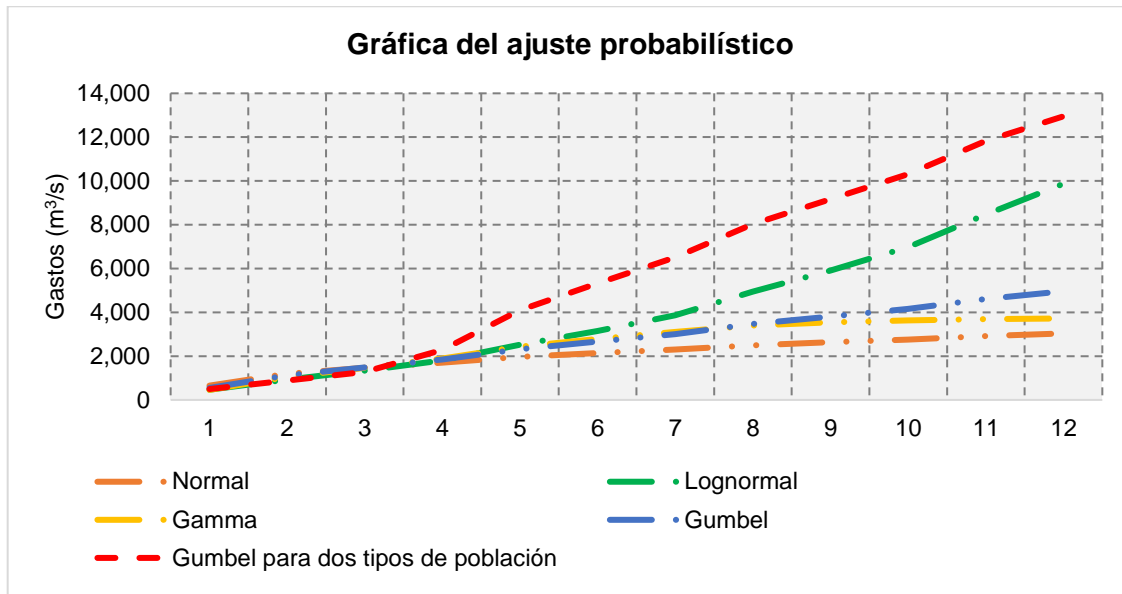
Tabla 9-26. Resumen del Análisis Probabilístico.

La siguiente tabla muestra las extrapolaciones de cada una de las funciones de probabilidad.

Tr	Normal	Lognormal	Gamma	Gumbell	Gumbel para dos tipos de población
2	652.60	465.80	457.30	547.40	496.80
5	1,189.80	929.70	1,039.80	1,113.20	884.70
10	1,472.10	1,334.20	1,472.50	1,487.80	1,282.70
20	1,705.40	1,797.80	1,895.10	1,847.20	2,284.80
50	1,967.90	2,515.70	2,426.60	2,312.30	4,105.50
100	2,142.70	3,147.10	2,790.70	2,660.80	5,332.30
200	2,302.80	3,862.60	3,101.20	3,008.10	6,508.30
500	2,496.60	4,952.60	3,404.10	3,466.20	8,031.70
1,000	2,632.50	5,908.10	3,549.70	3,812.50	9,172.70
2,000	2,760.80	6,980.40	3,637.90	4,158.60	10,309.30
5,000	2,920.70	8,461.70	3,695.40	4,616.10	11,830.70
10,000	3,035.30	9,870.10	3,718.40	4,962.10	12,949.80

Tabla 9-27. Valores de $Q_{máximo}$ extrapolados.

Enseguida se grafican los resultados anteriores:

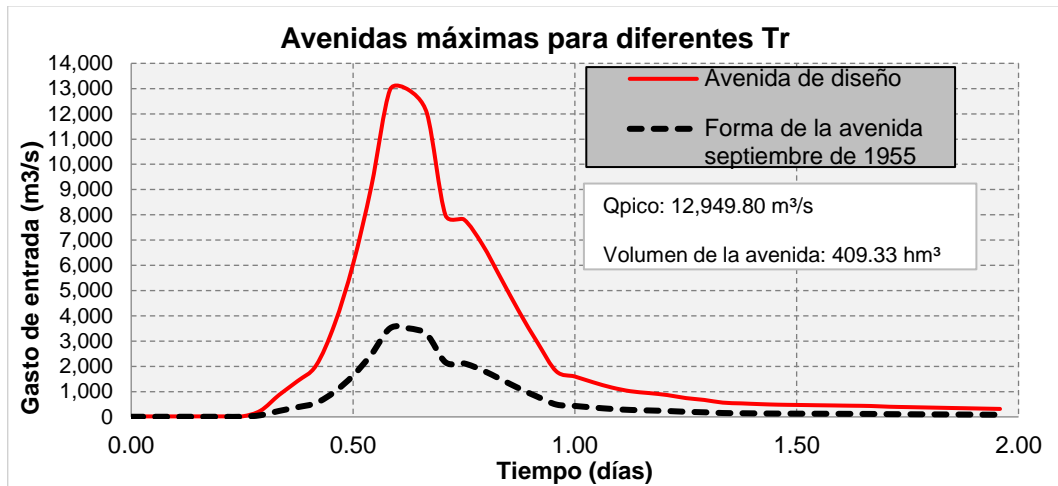


Gráfica 9-12 Ajuste probabilístico

9.12.2 Avenida máxima con método de mayoración

Finalmente se toman los ajustes obtenidos por la función Gumbel de dos poblaciones, ya que como se mencionó es la función con el menor error estándar de ajuste. Para estimar la avenida máxima se usa el método de mayoración (Escalante & Reyes, 2002).

De la estación hidrométrica se identifica que la avenida máxima registrada, esta se presentó en septiembre de 1955, la cual se consultó en la base de datos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (la base de datos se conforma de información anual, mensual, diaria y horaria), así que por la técnica de mayoración y con el gasto máximo estimado (12,949.80 m³/s) para un $Tr = 10,000$ años, se obtiene la forma de la avenida máxima para ese mismo periodo de retorno.



Gráfica 9.12-1. Forma de la avenida máxima para un $T_r = 10,000$ años.

Es importante mencionar que el análisis se realizó en el periodo en el cual aún no se construía la presa (1939-1971), ya que a partir de la construcción de la presa se tienen los gastos regulados por la misma presa. Considerando que el periodo de información concluyó en 1971, el análisis se realizó como ejemplo y no se consideró como la avenida seleccionada, debido a que no toma en cuenta el registro de los últimos años.

9.13 Método desarrollado por el IIUNAM basado en gastos medios diarios

Este método fue desarrollado en la década de los ochenta por el IIUNAM y CFE (Vázquez, C.M.T., 1995), dicho método funciona adecuadamente en presas con gran capacidad de regulación. El método entrega resultados confiables si se cuenta con registros históricos extensos de gastos medios diarios que proporcionan las estaciones hidrométricas instaladas cerca de la zona de estudio.

Para este análisis se hizo como ejemplo la aplicación del método, ya que como menciona solo funciona adecuadamente en presas de gran capacidad de regulación. Con el funcionamiento de vaso diario de la presa se obtienen los gastos medios diarios de 1973 – 2022, los cuales de acuerdo con la metodología descrita

anteriormente (sección 3.3.2), se acomodan por día consecutivo del 1 a 365 por año, estos para duraciones $n = 12$ días.

- Cálculo de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones

Para $n = 1$, se obtiene el gasto medio máximo anual.

Posteriormente para $n > 1$ se obtiene los gastos medios mediante la ecuación 5-54.

Los cuales el promedio para la duración n , es el promedio de los n días consecutivos del año, es decir se hace un desfase de 1 día para el siguiente promedio, para finalmente obtener el máximo anual de esos promedios.

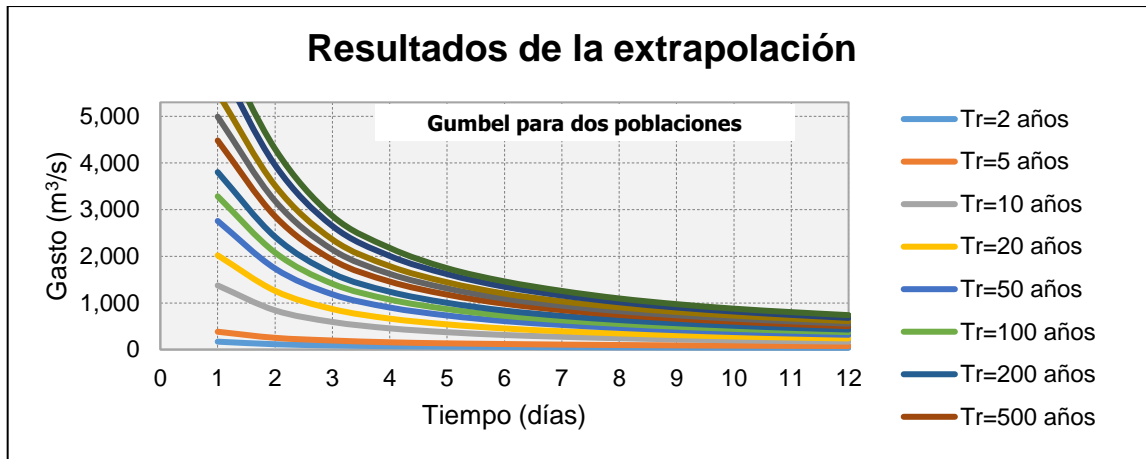
9.13.1 Análisis de frecuencias y obtención de gastos máximos para diferentes periodos de retorno.

Una vez obtenidos los gastos medios máximos anuales para las diferentes duraciones, se lleva a cabo los ajustes a las funciones de probabilidad para diferentes Tr con el programa AX, extrapolando los gastos máximos hasta un $Tr = 10,000$ años (Tabla 9-28).

EEA	113	75	49	37	29	24	20	17	16	15	13	12
Tr/Días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	170	114	89	73	64	58	52	48	45	43	41	39
5	382	252	195	156	133	119	107	98	90	84	80	77
10	1,374	841	592	455	372	313	274	244	219	198	183	170
20	2,020	1,259	869	664	540	452	393	347	311	281	258	239
50	2,757	1,737	1,185	902	731	611	529	465	416	376	344	318
100	3,285	2,080	1,411	1,072	868	724	626	550	491	444	406	374
200	3,804	2,416	1,633	1,240	1,002	836	721	633	565	511	467	429
500	4,481	2,856	1,924	1,458	1,178	982	846	742	662	598	546	502
1000	4,992	3,185	2,142	1,623	1,311	1,092	940	824	735	663	605	556
2000	5,503	3,516	2,360	1,788	1,442	1,201	1,034	906	808	729	665	610
5000	6,187	3,954	2,649	2,006	1,617	1,346	1,159	1,015	902	816	744	681
10000	6,658	4,301	2,865	2,179	1,744	1,461	1,257	1,096	974	877	803	738

Tabla 9-28. Gastos máximos anuales extrapolados para diferentes Tr .

Se grafican las curvas Gasto – Duración – Tr



Gráfica 9.13-1. Gastos-Duración-Tr

▪ **Avenida de diseño**

Finalmente, para obtener la avenida de diseño a un $Tr = 10,000$ años, se calculan los gastos individuales Q_n , con:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i$$

Donde:

Q_n : gasto máximo individual, m^3/s

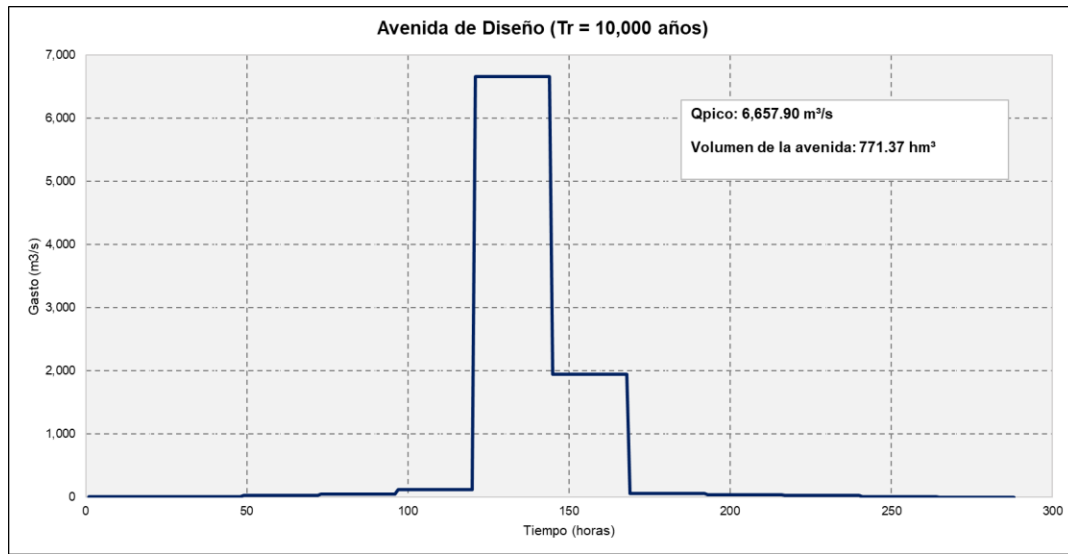
\bar{Q}_n : gasto medio máximo extrapolado, m^3/s

n : duración, días

Con el método de bloques alternos (sección 3.3.2) se obtiene la avenida máxima, en la siguiente tabla se resume los resultados obtenidos y posteriormente se grafica la avenida.

Avenida de Diseño ($Tr = 10,000$ años)				
d (días)	Q (m3/s)	Q indiv (m3/s)	Bloques Alternos	Orden
1	6,657.90	6,657.90	6,657.90	1
2	4,300.50	1,943.10	1,943.10	2
3	2,864.50	-7.50	122.50	11
4	2,179.00	122.50	60.80	3
5	1,743.80	3.00	48.20	9
6	1,461.20	48.20	33.20	5
7	1,257.20	33.20	23.20	6
8	1,095.50	-36.40	21.60	12
9	973.80	0.20	8.40	10
10	877.00	5.80	5.80	8
11	802.80	60.80	3.00	4
12	737.70	21.60	0.20	7

Tabla 9-29. Avenida de diseño.



Gráfica 9.13-2. Avenida de diseño.

9.14 Elección de la avenida

Finalmente, y con base en los resultados obtenidos anteriormente, la avenida seleccionada para este trabajo por los resultados y por la información histórica que se recopiló, es la avenida con el método lluvia-escurrimiento, con un gasto máximo de 10,046.3 m³/s y volumen de 317.55 hm³. Cabe mencionar que en 2018 y 2020 la Conagua realizó dos actualizaciones de la avenida, obteniendo como resultados los gastos máximos de 11,110 m³/s y 7,827.3 m³/s, respectivamente.

Conforme las características de la presa y con base en la normatividad vigente, se determinó que el periodo de retorno aplicable a este tipo de obras para el gasto de diseño corresponde a 10,000 años.

Categoría	Almacenamiento (hm³)	Altura (m)	Pérdida de vidas en caso de falla	Tr (Años)
Bordo	Menor a 0.25	Menor a 15	0-10	100-500
			11-100	250-1,000
			Más de 100	500-10,000
Presa pequeña	Entre 0.25 y 3	Menor a 15	0-10	1,000
			11-100	1,000-10,000
			Más de 100	10,000 o AMP
Presa Grande	Mayor a 3	Mayor a 15	Evaluación conforme a NMX-AA-175-SCFI-2015	10,000 o AMP

Tabla 9-30 Periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño (AMP- Avenida Máxima Probable)

9.15 Sistema San Lorenzo – Culiacán – Humaya – Mocorito

La presa Eustaquio Buelna pertenece al DR 074, esta misma corresponde al Sistema San Lorenzo – Culiacán – Humaya – Mocorito conformado por los siguientes Distritos de Riego (DR):

- DR 109 “Río San Lorenzo.”
- DT 010 “Culiacán – Humaya.”
- DR 074 “Mocorito.”

Son abastecidos por las presas José López Portillo (El Comedero); Sanalona; Adolfo López Mateos (El Humaya) y Eustaquio Buelna (Guamuchil).



Figura 9 Distribución de los DR y presas del Sistema San Lorenzo - Culiacán - Humaya - Mocorito

El sistema se encuentra interconectado, por lo que el intercambio de volúmenes de agua es a través de canales de conexión, es decir el volumen que se extrae de la presa José López Portillo, aguas abajo puede ser aprovechado por el DR 109 y a su vez se puede transferir al DR 010; para el caso de Sanalona, la extracción puede ser aprovechada únicamente por el DR 010; mientras que el volumen extraído de la presa Adolfo López Materos aguas abajo puede ser aprovechado por el DR 010 y 074; por último la presa Eustaquio Buelna abastece al DR 074.

La distribución de volumen de agua del sistema se agrupa de la siguiente manera:

Distrito de Riego (Concesión Mm³)	Fuente de abastecimiento
109 “Río San Lorenzo” (957.1 Mm³)	<ul style="list-style-type: none"> • José López Portillo
010 “Culiacán – Humaya” (2,817.9 Mm³)	<ul style="list-style-type: none"> • Adolfo López Mateos <ul style="list-style-type: none"> • Sanalona • Transferencia de José López Portillo
074 “Mocorito” (568.0 Mm³)	<ul style="list-style-type: none"> • Eustaquio Buelna Transferencia de Adolfo López Mateos

Tabla 9-31 Distribución de volúmenes

De estas 4 presas, 2 son de vertedor libre, es decir que no tienen control una vez que llega a su NAMO y 2 de vertedor controlado, lo que implica que las extracciones se pueden controlar a través de compuertas que se pueden operar a diferentes aperturas.

Presa	Tipo vertedor	NAMO (hm³)
Eustaquio Buelna	Controlado	80.08
Adolfo López Mateos	Libre	3,086.61
Sanalona	Libre	687.99
José López Portillo	Controlado	2,580.19

Tabla 9-32 NAMO de presas del Sistema

9.16 Aplicación del Funcionamiento de vaso para la demanda de riego

Para llevar a cabo el análisis del funcionamiento de vaso para la demanda de riego, se requirió de lo siguiente:

- Características de la presa como NAMO, NAME y NAMINO
- Distribución de la demanda para riego en la presa
- Curva elevaciones – áreas – capacidades.
- Volumen de los escurrimientos
- Evaporación neta

A continuación, se indica la aplicación del funcionamiento

9.16.1 Características de la presa

Las características para llevar a cabo el funcionamiento de vaso son las siguientes:

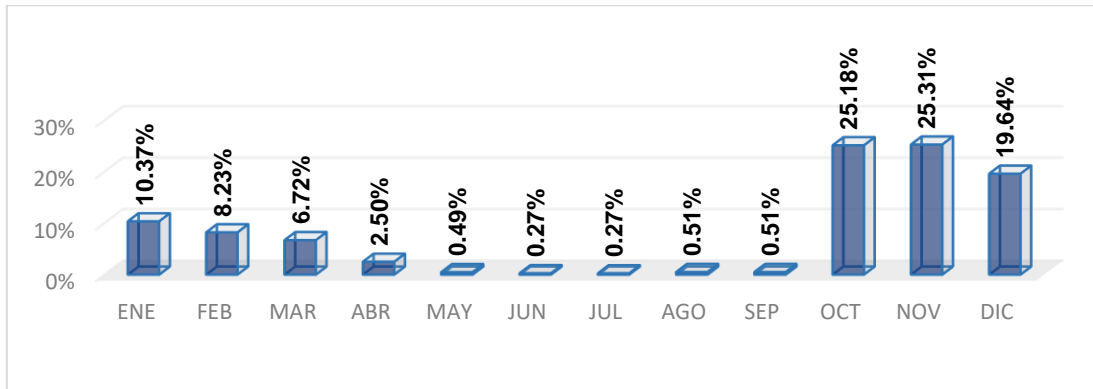
Característica	Almacenamiento (Mm³)	
NAMO	lluvias	estiaje

	70	90
NAMINO	9.90	
NAME	264.90	

Tabla 9-33 Características de la presa

9.16.2 Distribución de la demanda

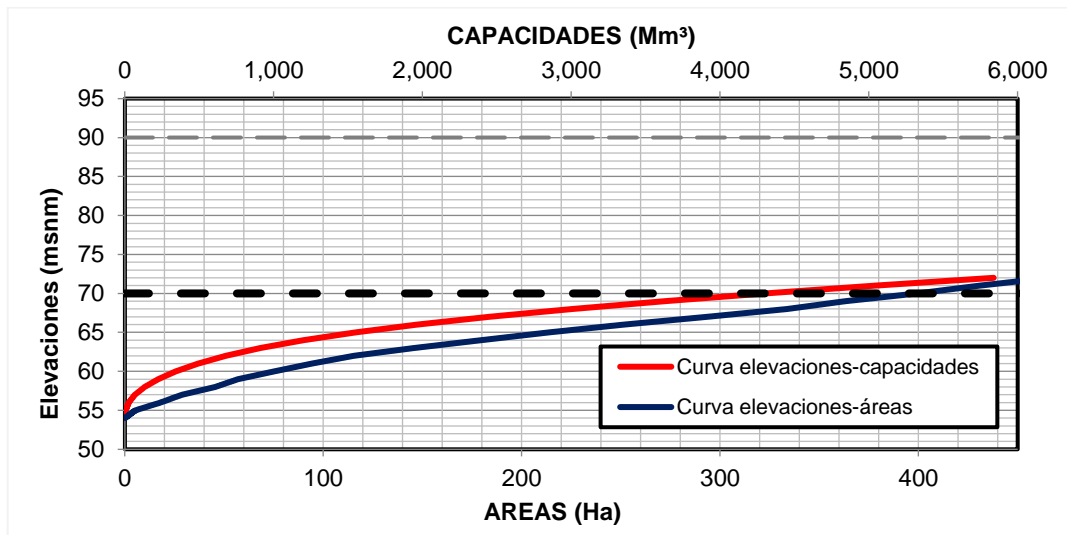
La distribución de la demanda utilizada en el funcionamiento de vaso es diferente para todos los meses, dado que se trata de uso para riego, a continuación, en la gráfica se muestra el comportamiento de esta distribución.



Gráfica 9-13 Distribución de la demanda

9.16.3 Curva Elevaciones- Áreas- Capacidades

La curva CEAC empleada, fue la siguiente:



Gráfica 9-14 CEAC

9.16.4 Volumen de escurrimiento

Mediante la estación hidrométrica Guamúchil ubicada aguas abajo de la presa Eustaquio Buelna, tomada del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) y con información compartida por la Conagua mediante el Sistema de Información Hidrológica (SIH), se emplearon los datos de escurrimiento mensuales del año 1972 a 2022.

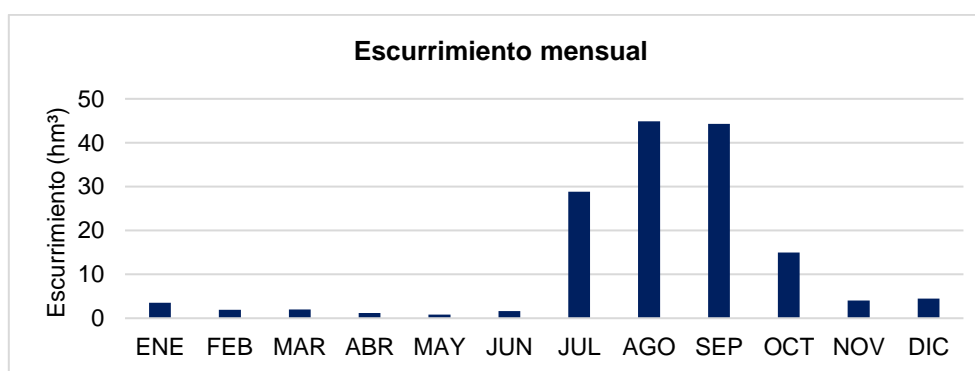
AÑO	ANUAL	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1972	53.20	3.28	0.71	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	6.79	27.84	8.52	4.68	1.35
1973	112.10	0.94	1.48	0.85	0.78	0.77	0.50	3.19	56.76	39.68	3.15	3.23	0.76
1974	147.70	3.59	0.83	1.67	1.07	1.45	0.59	56.28	49.92	18.69	5.74	4.87	3.04
1975	116.70	1.91	1.15	1.05	1.46	1.53	1.02	5.15	80.00	18.66	2.11	1.51	1.18
1976	126.50	1.39	0.97	1.56	1.39	0.70	1.34	21.02	35.22	37.45	15.60	6.21	3.63
1977	91.70	1.48	0.96	1.47	1.41	1.50	4.05	17.29	34.77	12.30	13.84	2.11	0.50
1978	75.50	1.04	0.97	1.09	0.69	0.50	0.05	3.06	27.42	32.88	5.51	1.39	0.93
1979	83.80	2.29	1.73	1.29	0.77	0.98	0.83	27.50	27.69	18.26	0.98	0.88	0.61
1980	140.70	0.78	1.09	2.28	0.50	0.45	0.63	15.56	90.38	20.24	5.06	1.26	2.52
1981	366.30	1.90	2.18	2.23	1.28	0.39	2.55	47.87	39.34	31.49	230.10	4.76	2.26
1982	421.70	2.86	0.75	2.38	2.01	3.13	1.75	14.81	24.92	284.87	49.89	19.01	15.36
1983	139.50	2.80	6.03	6.87	3.03	3.00	1.95	17.41	27.86	41.88	13.26	8.22	7.21
1984	535.60	4.92	2.54	6.48	1.63	1.11	32.71	295.48	133.19	30.16	17.63	0.35	9.43
1985	194.20	4.65	1.33	1.19	0.26	0.00	0.40	70.05	83.76	18.36	11.76	0.34	2.10
1986	220.00	1.77	1.89	6.00	0.10	0.00	0.00	23.83	42.29	34.94	104.77	0.30	4.10
1987	141.40	2.39	2.29	1.83	0.00	0.66	4.15	38.91	70.32	18.70	0.40	0.63	1.08
1988	120.10	0.00	0.29	0.98	0.50	0.30	0.50	14.10	65.60	25.89	0.80	0.00	11.11
1989	225.60	2.61	1.14	1.02	0.00	0.00	0.41	20.65	159.79	34.49	1.00	3.25	1.22
1990	463.40	1.40	0.60	1.40	0.60	0.30	0.19	197.73	27.77	25.27	61.40	32.00	114.70
1991	259.60	57.70	2.36	2.83	0.77	1.82	0.46	29.33	65.37	84.99	3.50	4.90	5.57
1992	159.20	39.41	21.17	0.48	0.41	0.26	0.00	23.48	35.52	35.40	2.71	0.13	0.20
1993	92.50	0.60	0.08	0.10	0.39	0.00	0.00	25.50	14.76	44.99	4.90	1.20	0.00
1994	169.10	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00	1.70	24.14	90.29	24.30	0.91	26.58	1.19
1995	112.30	0.00	0.40	0.53	0.34	0.04	0.04	30.53	18.33	60.20	0.00	1.87	0.00
1996	132.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	12.62	56.93	53.24	5.16	3.36	1.14
1997	57.00	1.35	1.33	2.04	0.67	0.49	0.21	8.65	20.89	8.96	2.36	8.86	1.17
1998	320.20	1.08	0.62	0.58	0.04	0.41	0.55	3.60	29.01	271.93	7.23	3.45	1.65
1999	52.40	1.90	1.03	1.19	0.64	0.37	2.89	4.40	13.62	23.90	1.39	0.57	0.52
2000	140.10	0.59	0.59	0.42	0.20	0.33	2.37	61.24	22.52	21.03	23.62	5.09	2.05
2001	141.20	3.89	1.22	1.12	1.59	1.42	3.09	36.10	50.73	33.70	5.79	1.56	1.03
2002	45.20	1.24	1.53	1.84	1.47	0.50	0.31	4.27	12.54	18.89	0.91	0.80	0.91
2003	123.60	0.57	0.46	0.44	0.61	0.59	0.14	34.35	63.32	14.26	5.29	2.29	1.24
2004	179.10	1.98	1.74	1.94	0.99	0.15	0.70	29.64	79.76	42.30	9.28	7.71	2.87
2005	46.80	1.99	4.15	3.47	3.63	0.21	0.28	8.09	17.30	4.17	2.09	0.78	0.67

AÑO	ANUAL	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2006	185.50	0.60	0.64	0.15	1.24	2.26	0.68	41.26	59.45	19.06	53.43	3.82	2.94
2007	156.80	2.37	1.20	1.61	2.20	1.14	1.46	21.18	53.89	55.39	12.56	2.50	1.29
2008	144.60	1.29	2.98	4.44	2.24	1.80	0.95	19.42	39.17	57.27	11.88	1.57	1.59
2009	49.10	2.00	2.01	2.09	1.70	1.31	2.17	12.17	17.71	2.01	3.57	1.32	1.06
2010	81.70	0.87	0.82	2.85	1.73	1.17	1.65	7.10	34.72	27.02	1.71	1.29	0.80
2011	51.00	0.73	0.92	0.96	1.33	2.84	0.57	12.38	17.70	9.78	1.35	1.57	0.90
2012	89.40	0.95	1.83	1.44	1.04	0.10	3.36	17.72	42.86	14.25	1.93	1.23	2.64
2013	260.30	0.91	1.34	4.45	2.49	0.93	1.11	1.67	24.77	196.70	6.55	13.13	6.23
2014	142.10	1.41	6.17	1.12	2.72	2.90	2.66	45.75	46.43	24.34	5.83	1.33	1.45
2015	247.30	2.07	3.65	9.68	2.60	1.19	0.29	25.70	69.27	106.18	20.76	4.42	1.46
2016	64.40	1.73	2.18	4.44	1.60	0.26	0.46	6.79	23.72	18.57	2.27	1.58	0.83
2017	81.80	1.38	1.27	2.16	2.06	1.41	0.76	5.93	46.41	16.73	1.77	1.36	0.56
2018	170.90	1.13	0.86	3.75	5.07	0.31	0.32	6.09	29.33	117.41	4.46	1.65	0.49
2019	94.46	1.54	1.35	0.63	1.67	0.71	0.00	4.36	29.92	48.99	1.66	2.67	0.96
2020	44.36	4.30	0.97	0.74	0.71	0.93	0.28	7.35	10.63	16.29	0.85	0.40	0.91
2021	31.44	0.34	1.24	0.63	0.67	0.50	0.00	1.71	17.29	5.62	2.32	0.42	0.71
2022	72.11	0.82	1.82	0.19	0.54	0.00	0.00	6.68	48.80	8.79	2.26	0.74	1.47

Tabla 9-34 Esguerrimientos (hm³) en la estación hidrométrica Guamúchil

9.16.4.1 Esguerrimiento

El esguerrimiento promedio anual es de 152.42 hm³. En los meses de lluvia (julio-octubre) se tiene un esguerrimiento promedio de anual de 119.56 hm³, lo que significa que prácticamente el esguerrimiento en la presa sucede en estos meses. En los meses de estiaje (noviembre-junio) el esguerrimiento medio anual en la presa es de 34.49 hm³, lo que representa un volumen muy pequeño con respecto al total del año.



Gráfica 9-15 Esguerrimiento mensual

9.16.5 Evaporación neta

Para los datos de evaporación se consideró la base de datos de evaporación neta de la Comisión Nacional del Agua.

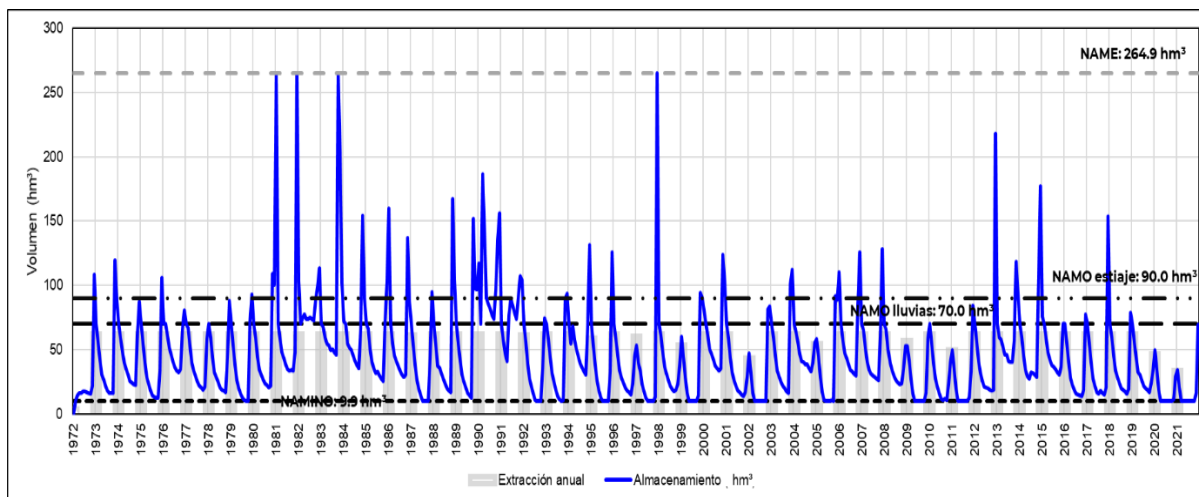
AÑO	ANUAL	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1972	803.02	7.40	90.00	147.20	175.20	140.50	176.40	-51.00	-41.80	-23.40	78.51	47.38	56.63
1973	1229.95	60.39	40.51	118.51	159.91	198.32	196.83	148.25	-81.11	48.50	142.32	110.05	87.47
1974	1095.06	81.40	99.87	136.22	192.84	183.52	186.48	46.80	-1.40	22.17	109.07	9.90	28.19
1975	1240.50	60.52	76.69	144.19	167.84	201.71	188.08	135.34	-69.48	41.85	148.76	74.05	70.95
1976	883.28	83.55	119.22	145.72	158.89	179.44	146.56	35.93	-73.34	-46.66	30.31	40.48	63.18
1977	1343.06	59.70	113.18	144.93	187.23	203.79	167.73	66.42	23.65	79.60	101.12	100.60	95.11
1978	1235.58	83.34	67.41	152.85	177.59	201.76	177.75	82.40	-67.36	110.98	69.61	98.88	80.37
1979	1180.72	16.04	57.02	142.13	166.43	153.29	213.33	93.98	41.19	-7.38	132.67	101.66	70.36
1980	1022.10	82.28	102.89	137.67	179.26	287.98	232.48	54.45	-94.54	-158.14	60.22	85.31	52.24
1981	703.57	-4.67	79.82	104.79	149.39	179.20	132.56	-47.45	-9.50	33.29	-65.88	86.19	65.83
1982	921.09	58.30	91.39	137.47	178.43	184.24	206.80	81.29	36.30	-195.18	129.18	0.83	12.04
1983	687.88	30.64	50.23	82.66	146.02	185.61	189.61	-36.28	-35.40	-84.27	44.74	62.28	52.04
1984	736.53	-11.34	93.28	136.09	157.82	183.87	173.70	-36.28	-35.40	-84.27	44.74	62.28	52.04
1985	712.31	30.60	50.20	82.90	146.00	199.89	189.61	-36.28	-35.40	-74.27	44.74	62.28	52.04
1986	847.11	41.61	50.20	82.90	146.00	199.89	189.61	-35.28	-35.40	54.73	8.54	51.50	92.81
1987	1188.43	43.34	91.94	135.92	138.00	190.68	229.50	139.98	-102.79	44.67	122.85	88.70	65.64
1988	1127.22	68.36	98.18	149.20	177.09	205.40	177.03	-12.93	-55.30	43.01	110.14	94.32	72.72
1989	814.58	57.16	54.45	122.09	189.63	197.09	208.81	29.40	-274.69	9.43	98.91	63.83	58.47
1990	513.69	68.38	62.16	141.82	208.94	236.73	217.97	-371.24	7.27	-94.52	-14.60	-3.90	54.68
1991	958.62	52.65	83.13	118.59	185.08	211.95	230.69	74.10	-30.51	-54.58	93.73	-8.71	2.50
1992	941.95	-64.65	-14.01	106.45	177.63	237.11	226.46	43.25	-112.56	65.23	116.34	99.40	61.30
1993	1010.51	47.69	82.36	143.97	185.01	192.80	204.34	8.60	15.37	-53.09	85.38	36.78	61.30
1994	897.10	88.96	103.85	141.30	186.75	214.09	177.95	33.80	-57.31	31.35	66.24	-109.66	19.78
1995	1180.88	66.09	83.05	133.74	193.13	196.08	215.36	34.30	-4.82	-70.00	137.93	103.66	92.36
1996	1014.40	97.74	116.32	162.55	203.63	233.03	227.26	24.07	-171.41	-154.28	109.75	85.02	80.72
1997	939.11	67.49	70.68	159.41	158.21	247.89	227.55	-65.57	-11.47	-8.79	72.30	4.82	16.59
1998	874.54	84.02	73.21	133.60	180.41	199.26	226.45	93.25	-89.00	-301.41	83.25	103.08	88.42
1999	1256.87	95.03	107.63	157.99	189.91	238.05	197.33	-47.07	-80.28	41.14	135.50	125.00	96.64
2000	696.40	95.80	121.99	150.95	205.42	239.46	157.01	-145.13	-100.25	13.67	-92.70	-24.20	74.38
2001	990.78	72.56	70.80	128.81	178.77	217.54	164.04	-20.47	-166.07	44.37	123.52	106.97	69.94
2002	1479.89	93.98	100.34	154.76	183.94	243.91	234.21	119.41	23.42	11.21	128.51	110.61	75.59
2003	1187.97	89.15	60.99	139.83	169.93	224.09	219.18	78.38	-61.78	18.80	58.75	99.76	90.89
2004	1015.58	18.64	84.38	143.38	175.02	245.83	238.41	56.03	-70.68	-8.44	37.44	42.30	53.27
2005	1345.99	67.24	-5.85	135.61	178.49	230.17	202.41	89.13	106.61	47.18	77.04	125.50	92.46
2006	1149.95	90.07	123.03	173.58	204.28	248.26	246.44	82.25	-92.32	-1.18	-89.96	98.47	67.03
2007	1105.37	16.93	88.90	150.24	190.21	236.32	209.88	58.18	-73.15	-40.04	132.94	101.61	33.35
2008	1139.00	81.63	105.26	164.08	205.17	223.70	195.07	-33.67	-23.41	-56.97	83.27	108.45	86.42
2009	1233.14	96.43	114.73	149.93	177.43	225.76	137.25	88.41	-33.94	124.73	-19.67	99.12	72.96
2010	1371.85	93.42	82.00	164.15	191.68	228.78	224.60	116.61	10.75	-49.60	124.11	112.01	73.34
2011	1330.30	81.05	110.61	173.73	189.35	236.19	216.85	-22.81	13.92	26.78	148.11	80.52	76.00
2012	1031.20	90.38	108.72	165.89	204.48	228.74	153.56	-13.70	-72.10	-3.67	60.04	90.36	18.50

AÑO	ANUAL	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2013	817.13	74.05	99.60	156.11	188.08	218.86	203.62	60.32	-130.60	-209.21	108.62	19.86	27.82
2014	880.49	80.82	94.85	133.13	167.83	198.26	153.37	-29.11	-120.43	12.79	68.43	51.75	68.80
2015	756.77	62.90	67.11	108.82	149.59	194.24	176.88	22.25	-90.66	-71.61	25.50	51.67	60.08
2016	1151.08	80.55	100.67	120.54	177.03	190.02	190.64	36.64	-9.77	-59.84	112.76	110.61	101.23
2017	1170.77	78.83	71.88	144.29	169.72	204.45	209.79	107.20	-116.69	5.32	127.39	95.70	72.89
2018	607.88	75.95	80.16	151.52	185.52	226.83	167.17	49.64	-110.92	-326.02	-3.09	74.70	36.43
2019	875.09	55.10	84.16	116.07	133.55	196.29	208.84	130.90	-118.95	-44.20	67.52	-7.42	53.22
2020	1088.08	18.87	44.93	100.90	132.81	204.01	203.04	111.47	-49.06	26.70	124.03	96.33	74.05
2021	1074.05	43.72	78.93	138.31	160.10	210.92	204.00	25.73	-89.84	9.79	118.80	95.73	77.86
2022	1093.09	60.62	78.32	119.99	134.29	181.61	156.55	44.12	-139.02	22.04	161.99	134.26	138.33

Tabla 9-35 Evaporaciones presa Eustaquio Buelna

9.16.6 Resultados del funcionamiento de vaso

Finalmente, con base en los resultados del funcionamiento de vaso se determina que se puede abastecer una demanda de 70.40 hm³ con deficiencia (déficit 5%). En la siguiente gráfica se puede ver el comportamiento:



Gráfica 9-16 Resultados del funcionamiento de vaso histórico

9.16.7 Opciones de funcionamiento de vaso

Para tener un análisis más completo del funcionamiento de vaso, se realizaron con diferentes opciones de NAMO los análisis en los funcionamientos, los cuales se muestran en la Tabla 9-36, solo para la presa Eustaquio Buelna, ya que de acuerdo con los Resultados del funcionamiento de vaso del apartado anterior se tomó en consideración el uso de dos NAMOS (estiaje y de lluvias).

	Almacenamiento	Demanda
	(hm ³)	(hm ³)
NAMO	70 lluvias – 90 estiaje	70.4
	70.00	58.75
	80.08	64.97
	90.00	70.4

Tabla 9-36 Opciones de funcionamiento presa Eustaquio Buelna

Asimismo, y de acuerdo con la ubicación de la presa Eustaquio Buelna, para tener un panorama más extenso, se realizaron los funcionamientos de vaso para las presas Adolfo López Mateos, José López Portillo, Sanalona ubicadas en el estado de Sinaloa. Con ello, se obtuvieron las demandas satisfechas de cada una de las presas. A continuación, se muestra una tabla resumen de los mismos:

Presa	NAMO	NAMINO	Demanda
	(hm ³)	(hm ³)	(hm ³)
José López Portillo	2,580.19	76.60	1,265.40
Sanalona	687.99	39.00	553.60
Adolfo López Mateos	3,086.61	47.70	1,512.60

Tabla 9-37 Funcionamientos de vaso Adolfo López Mateos, José López Portillo y Sanalona

Los funcionamientos de la tabla anterior, fueron realizados con lo aplicado en el apartado 9.5 Aplicación del Funcionamiento de vaso para la demanda de riego.

9.17 Bordo Libre

Para el cálculo del bordo libre, primero se procede al cálculo del fetch efectivo, el cual consiste en trazar una línea central (o línea de diseño) a partir del punto medio de la presa hasta el punto del margen opuesto que da la mayor longitud en el espejo del agua. Luego se trazan 29 líneas radiales con ángulos de 6° entre sí a ambos lados de la línea central y se calcula X_i y α_i .

El cálculo del Fetch efectivo (F) se define como:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \cdot \cos(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^n \cos(\alpha_i)}$$

Ecuación 9-1 Fetch efectivo

Donde:

- Xi : Largo de línea "i", desde eje presa hasta ribera.
 α_i : Angulo entre la línea "i" y la línea central o de diseño.
 F : Fetch Efectivo.

CÁLCULO DEL FETCH EFECTIVO				
RADIAL	a °	cosa	Xi (km)	Xi $\cos\alpha_i$
1	42	0.74	4.46	3.32
2	36	0.81	4.06	3.29
3	30	0.87	5.67	4.91
4	24	0.91	4.98	4.55
5	18	0.95	2.52	2.39
6	12	0.98	2.36	2.31
7	6	0.99	2.29	2.28
8	0	1.00	5.87	5.87
9	6	0.99	5.11	5.09
10	12	0.98	3.72	3.63
11	18	0.95	3.90	3.71
12	24	0.91	2.95	2.70
13	30	0.87	2.92	2.53
14	36	0.81	2.65	2.14
15	42	0.74	2.14	1.59
16	48	0.67	2.10	1.40
17	54	0.59	1.90	1.12
18	60	0.50	1.36	0.68
19	66	0.41	1.28	0.52
20	72	0.31	1.17	0.36
21	78	0.21	1.20	0.25
22	84	0.10	1.27	0.13
23	90	0.00	1.90	0.00
24	96	-0.10	1.74	-0.18
25	102	-0.21	1.71	-0.35
26	108	-0.31	1.55	-0.48
27	114	-0.41	1.40	-0.57
28	120	-0.50	0.95	-0.47
29	126	-0.59	0.57	-0.34
S		14.18		52.36

Tabla 9-38 Cálculo de Fetch efectivo

En base a lo anterior, se procede a calcular el Fetch con la Ecuación 9-1, siendo de 3.69 km:

$$Fetch = \frac{\sum X_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{52.36}{14.18} = 3.69 km$$

Basándose en lo anterior, se presenta la siguiente tabla con una lista de las magnitudes mínimas recomendadas para el bordo libre normal y mínimo.

Criterio del USBR		
Magnitudes mínimas recomendadas para los BL normal y mínimo		
Fetch en km	Bordo Libre (Normal) en cm	Bordo Libre (mínimo) en cm
Menor a 1.6	122	91
1.6	152	122
4	183	152
8	244	183
16	305	213

Tabla 9-39 Determinación del bordo libre en función de la longitud del fetch (Bureau, 1982)

Finalmente, se tiene que el fetch es de 3.69 km, por lo tanto, interpolando los datos en la tabla anterior, el bordo libre normal y mínimo es:

- **Bordo Libre (Normal)= 1.79 m**
- **Bordo Libre (Mínimo)= 1.48 m**

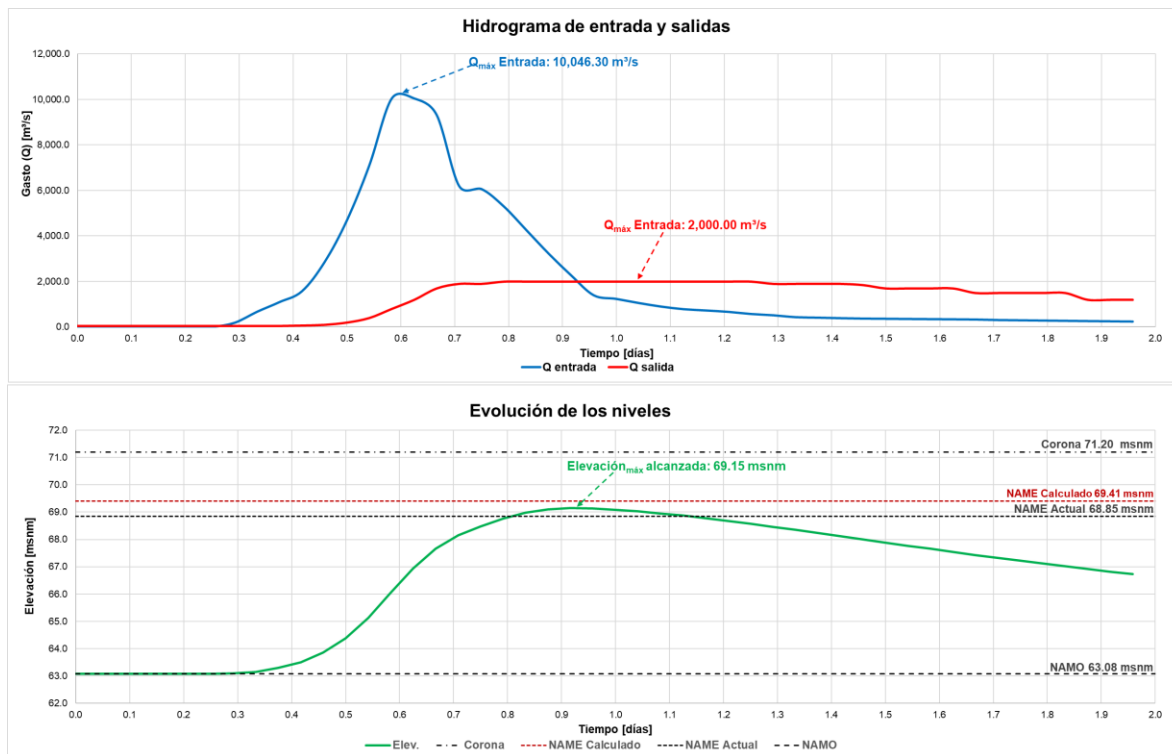
9.18 Tránsito de avenida en vaso

El objetivo del tránsito de avenidas en vaso es conocer la evolución del vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, esto para revisar si las dimensiones del vertedor son adecuadas y al presentarse una avenida no poner en riesgo la infraestructura o causar daños a la población aguas abajo. Al igual esta simulación ayuda a diseñar la obra de excedencias o fijar los niveles máximos de operación de la presa.

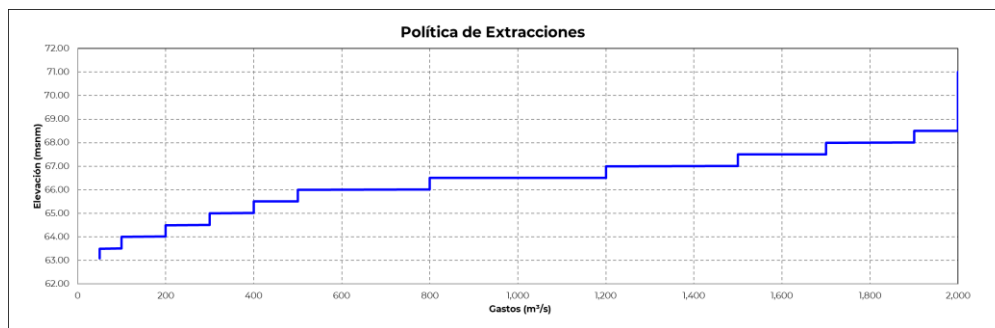
Con lo obtenido en secciones anteriores, se cuenta con la avenida obtenida y seleccionada para un periodo de retorno de 10,000. Esta avenida se usará como avenida de entrada al vaso para el tránsito de la presa.

Adicionalmente, para la simulación del tránsito de avenida en vaso se requiere información tanto las características de la presa, la Curva Elevaciones – Capacidades y la ley de descargas del vertedor.

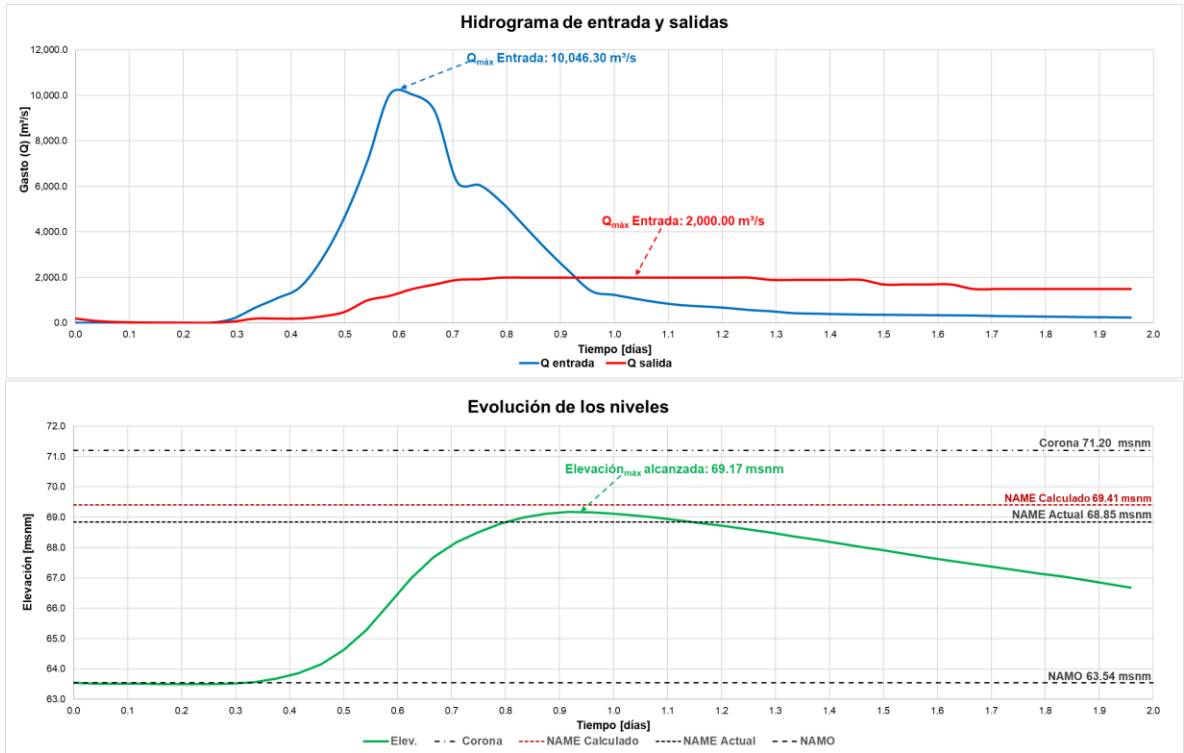
Con la esa información obtenida se procede a transitar las avenidas calculadas, las siguientes gráficas muestran los resultados a los que se llegaron para cada avenida transitada para un $Tr = 10,000$ años.



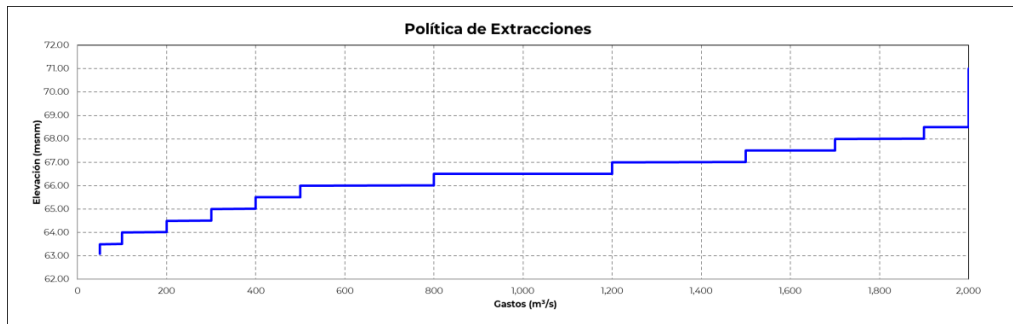
Gráfica 9.18-1. Tránsito de avenida 10,000 años, NAMO 70 hm³



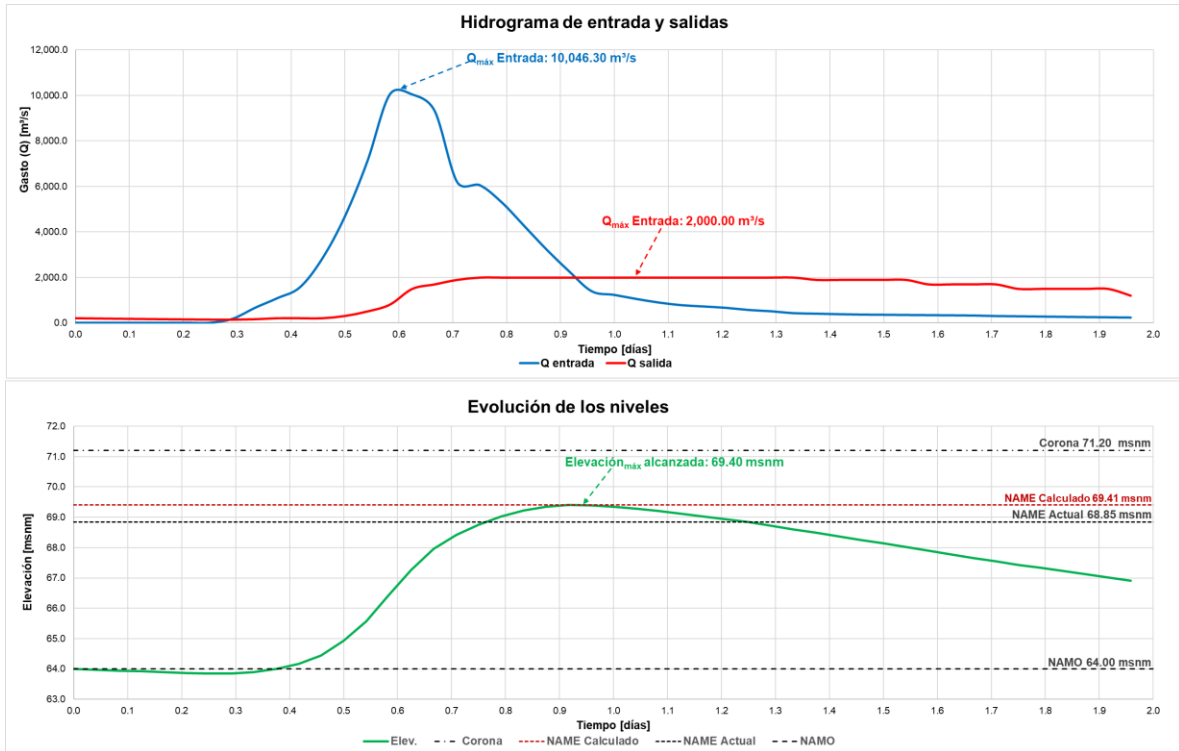
Gráfica 9-17 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 70 hm³



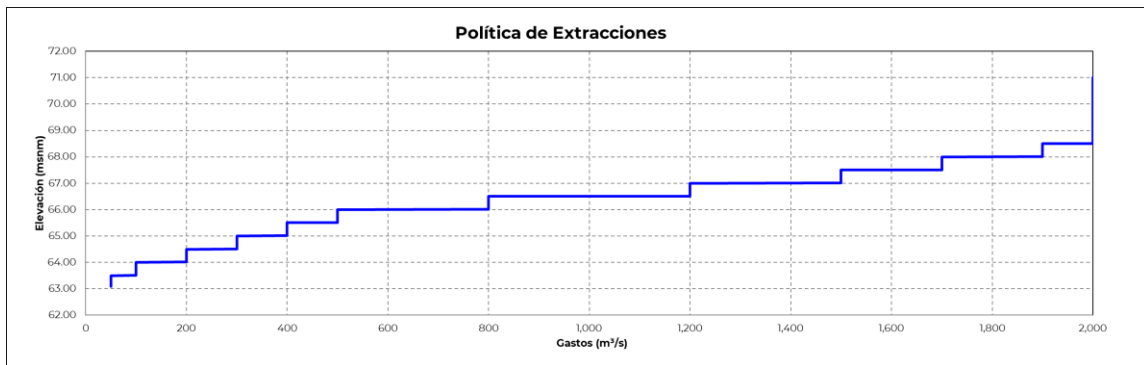
Gráfica 9-18 Tránsito de avenida 10,000 años, NAMO 80 hm³



Gráfica 9-19 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 80 hm³



Gráfica 9-20 Tránsito de avenida 10,000 años, NAMO 90 hm³



Gráfica 9-21 Política de extracciones Tr 10,000, NAMO 90 hm³

Finalmente, se muestra a continuación las extracciones máximas por Tr de los tránsitos de avenida.

Elevación inicial (msnm)		Extracción máxima por Tr (años) [m ³ /s]		
		100	500	1,000
63.08	(70 Mm ³)	1,200.00	1,700.00	1,900.00
63.54	(80 Mm ³)	1,500.00	1,700.00	1,900.00
64.00	(90 Mm ³)	1,500.00	1,700.00	1,900.00

Tabla 9-40 Extracciones para diferentes Tr

10. Conclusiones

Las obras hidráulicas como presas brindan un beneficio muy importante en nuestro país; por ejemplo, el abastecimiento de agua a la población, riego, la generación de energía eléctrica limpia, entre otros.

Es muy importante tomar conciencia de la forma en la cual se debe operar una presa, ya que intervienen muchos puntos importantes como, la demanda que debe abastecer, las condiciones de almacenamiento de la presa, las avenidas que pudieran ocurrir en la cuenca, las afectaciones que se tendrían aguas abajo en caso de descargas extraordinarias, entre otras.

Para tener una operación razonable desde los diferentes aspectos que se analicen de una presa, es importante actualizar los estudios que inicialmente se utilizaron para el diseño de la presa, ya que con el paso de los años las condiciones cambian. En el caso de la presa Eustaquio Buelna se realizó una actualización de los diferentes aspectos que la conforman, como son los siguientes:

- Se determinó y actualizó la avenida de diseño de la presa, considerando registros actuales y metodologías como lluvia-escurrimiento, gastos medios diarios e información hidrométrica.
- Para llevar a cabo los análisis mencionados se analizaron, revisaron y corrigieron datos históricos de precipitación, gasto y las diferentes variables que conforman el registro diario de la evolución de la presa, con lo cual se llegó a una avenida de diseño actualizada por medio del uso del método lluvia-escurrimiento, la cual tiene un gasto pico de 10,046.30 m³/s y un volumen de 317.55 hm³.
- Se actualizó el análisis de la demanda que puede abastecer la presa bajo las condiciones actuales de escurrimientos, evaporación, nivel mínimo de operación, curva elevaciones-áreas-capacidades y se propuso una variación en el nivel máximo de operación ordinario, siendo los casos de análisis en 70, 80 y 90 hm³, así como una combinación de estos, con los cuales se obtiene que, para un suministro para riego agrícola mayor y con ello apoyar a la economía de la región, fue con un nivel de operación de 90 hm³ para la

época de lluvias y de 70 hm³ para la época de estiaje, para abastecer una demanda de 70.4 hm³. Lo anterior es de gran importancia, ya que esta presa en conjunto con las presas José López Portillo, Sanalona y Adolfo López Mateos abastecen a los Distritos de Riego 109 “Río San Lorenzo, 010 “Culiacán – Humaya y 074 “Mocorito”, y por lo tanto es fundamental maximizar el suministro para riego que pueda abastecer cada año la presa Eustaquio Buelna, ya que se ve reflejado en la producción agrícola de la región.

- Se realizó el cálculo del Bordo Libre de la presa para evitar que en condiciones extraordinarias exista riesgo de rebasar la corona de la presa con el funcionamiento de la cortina, de lo cual se obtuvo un Bordo Libre Normal de 1.79 m, siendo menor en 0.56 m al original de la presa.
- Considerando los resultados anteriores se realizó el tránsito de la avenida en condiciones actuales (NAMO de 80 hm³), para un Tr de 10,000 años obtenida con el análisis lluvia-escorrentamiento, con lo cual se obtiene para un gasto máximo de ingreso de 10,046.30 m³/s, una descarga máxima de 2,000 m³/s y una elevación máxima de 69.17 msnm, el cual queda 0.32 m arriba del NAME actual.

Bajo las condiciones en las cuales opera actualmente la presa (NAMO en 80 hm³), se considera que la presa se encuentra en riesgo hidrológico, ya que al transitar la avenida de Tr 10,000 años se alcanza un nivel por arriba del NAME, lo cual no es permitido debido a las consideraciones de diseño que deben cumplir las presas de este tipo.

Considerando el análisis que se realizó, desde el punto de vista hidrológico se puede mitigar el riesgo hidrológico en la presa bajo las siguientes consideraciones y recomendaciones:

- Tomar en consideración la avenida actualizada obtenida con el análisis lluvia-escorrentamiento.
- Posibilidad de modificar el nivel del NAME a la elevación 69.41 msnm, ya que, realizando el tránsito de la avenida, el Bordo Libre calculado (1.79 m),

cumple con la magnitud. Sin embargo, es necesario realizar un análisis estructural para verificar si esta condición es factible.

- Modificar las extracciones que se deben realizar en las compuertas del vertedor controlado de la presa, dependiendo de la elevación en la cual se inician las descargas, para el caso de lluvias el NAMO en 70 hm³ y para el caso de estiaje el NAMO en 90 hm³.
- Modificar el nivel del NAMO en época de estiaje, que nos permita almacenar un volumen de 90 hm³, con el cual es posible transitar la avenida de Tr 10,000 años, con una descarga máxima de 2,000 m³/s, considerando una extracción gradual de las compuertas de la presa y se alcanza una elevación de 69.40 msnm, misma que queda por abajo del nuevo nivel de NAME propuesto (69.41 msnm) y con ello se mitiga el riesgo hidrológico.

Para maximizar la demanda que puede abastecer la presa, es conveniente tomar en cuenta lo siguiente:

- Manejar la presa en el estiaje en un almacenamiento de 90 hm³, ya que eso ayuda a la producción agrícola de la región.
- Tener continua comunicación con las presas que conforman el sistema Culiacán-Humaya-San Lorenzo, ya que eso ayudaría a distribuir de una forma adecuada el riego para cada ciclo agrícola.

Derivado de lo expuesto anteriormente, se determina que una posibilidad podría ser cambiar el NAME de la presa, el Bordo Libre, la política de extracción ante avenidas extraordinarias y manejar la presa con dos NAMOs durante el año, uno en 70 hm³ en los meses de junio a septiembre y otro de 90 hm³ en los meses de octubre a mayo. Lo anterior maximiza la producción agrícola, garantiza la seguridad de la presa y por la situación de tener un NAMO menor en la época de lluvias, disminuye las probables afectaciones que se pudieran tener aguas abajo ante la ocurrencia de una avenida, ya que las descargas serían menores con un NAMO de 70 hm³, que si se tuviera en un NAMO de 90 hm³; por ejemplo, si ocurre una avenida de Tr 100 años, si el NAMO es 70 hm³, la descarga máxima sería 1,200 m³/s, y si el NAMO es 90 hm³, la descarga máxima sería 1,500 m³/s, sin embargo, es importante lo siguiente:

- Actualizar el levantamiento topobatimétrico de la presa para tener mayor certeza de los almacenamientos actuales.
- Actualizar los mapas de inundación para diferentes periodos de retorno aguas abajo de la presa.
- Actualizar la Política de Operación con las consideraciones anteriores.
- Implementar una red de medición automática de la cuenca y de los niveles de la presa, para tener información en tiempo real.
- Tener estrecha comunicación entre los operadores de la presa y las autoridades tomadoras de decisiones.
- Verificar cada año la correcta operación de los diferentes mecanismos de la obra de toma.
- Realizar cada año las pruebas de operación de las compuertas y verificar su correcto funcionamiento.
- Brindar mantenimiento continuo a las diferentes estructuras que conforman la presa y con ello garantizar un adecuado funcionamiento.
- Durante la época de lluvias se debe mantener un seguimiento muy importante de las condiciones meteorológicas de la cuenca y en caso de presentar un pronóstico de lluvia importante, implementar un seguimiento horario de las condiciones de la presa para llevar a cabo una adecuada operación bajo cualquier condición que se pudiera presentar.
- Respetar los niveles de operación que se establezcan en los periodos correspondientes.

Referencias

A.J. Adeloje, M. Montaseri. (2002). *Preliminary streamflow data analyses prior to water resources study. Hydrological Sciences Journal*, 47, pp. 679-692

Aldama, A., Ramírez A. (1998) *Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño*. México: IMTA

Aldama, Á. A. (2000). *Hidrología de avenidas*. Conferencia Enzo Levi. Ingeniería Hidráulica en México.

Aparicio-Mijares, F. J. (2009). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa

- Burn, D. H. 1990. *An appraisal of the "region of influence" approach to flood frequency analysis*. *Hydrol. Sci. J.* 35: 149-165.
- Campos, A. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. 2 ed., México: Universidad Autónoma de San Luis Potosí, pp. 33-34,.
- Campos Aranda, D. (1994). *Aplicación del método del índice de crecientes en la región hidrológica número 10, Sinaloa*. *Ingeniería hidráulica en México*, IX(3), 41-55.
- Campos Aranda, D. (1998). *Procesos del Ciclo Hidrológico*, San Luis Potosí. Facultad de Ingeniería.
- Domínguez R.M., Fuentes O.M., Franco V. (1980). *Avenidas de diseño, capítulo a.1.10 del manual de diseño de obras civiles*, México, CFE-II UNAM
- Domínguez M., R., & Arganis J., M. L. (2012). *Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity*. *Hydrological Sciences Journal*, 1-20.
- Domínguez R.M. (2017). *Proyecto de fortalecimiento del manejo integrado del agua en México (PREMIA), Revisión Hidráulica del Funcionamiento Diario de presas Prioritarias del País Presa Dr. Belisario Domínguez (Angostura), Chis., Presa Presidente Miguel Alemán (Temascal), Oax., Presa Miguel de la Madrid (Cerro de Oro), Oax.* México, México, CONAGUA
- Escalante, C., & Reyes, L. (2008). *Técnicas estadísticas en hidrología*. Ciudad de México: UNAM Facultad de ingeniería.
- Haan, N. (1977). *Coping and defending*. New York: Academic Press.
- Haan, C. (1986). *Statistical Methods in Hydrology*. Iowa: The Iowa State University Press.
- Hosking, J. (1990). *L-Moments: Analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics*. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B*, 52(1), 105-124.
- Machiwal, D. and Jha, M.K. (2012) *Stochastic Modelling of Time Series*. In: Machiwal, D. and Jha, M.K., Eds., *Hydrologic Time Series Analysis: Theory and Practice*, Springer Netherlands, Dordrecht, 85-95.
- MOCKUS, V. (1964).- *Estimation of direct runoff from storm rainfall*. SCS, National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology, , 30 pp.
- Marengo, H., Morales, V., & Aldama, Á. (2012). *Método bivariado para la estimación de avenidas de diseño en un sistema de presas*. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica*.
- Salas, J., Delleur, J., & Yevjevich, V. (1988). *Applied modeling of hydrologic time series*. USA: Water Resources Publications.
- Vázquez, C. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Ciudad de México, D.F.: Tesis de Maestría.