



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Actualización de las avenidas
de diseño de la presa
Zimapán**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Cristian Mariano López León

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2026



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Titulación con trabajo escrito)**



De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado ACTUALIZACION DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO DE LA PRESA ZIMAPAN que presenté para obtener el título de INGENIERO CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

CRISTIAN MARIANO LOPEZ LEON
Número de cuenta: 317258143

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA
Secretario: DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ
Vocal: DR. FAUSTINO DE LUNA CRUZ
1^{er}. Suplente: M.I. RODRIGO TAKASHI SEPÚLVEDA HIROSE
2^{do}. Suplente: M.I. MARISOL ALFONSO ROMERO

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTORA DE TESIS:

DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ

DEDICATORIAS

A mis padres, Gregorio y Guadalupe, por apoyarme incondicionalmente en esta etapa e impulsarme a seguir adelante. Gracias por su sacrificio que estoy seguro valdrá la pena, sus consejos, regaños y amor hacia mis hermanos y a mí.

A mis hermanos, Alfonso y Arturo, por los momentos, las risas y los enojos que hemos compartido.

A mi cuñada, Tania, por ser parte de la familia, por los momentos compartidos y por permitirme convivir con mis maravillosos sobrinos.

A mis sobrinos, Dante y Dulce, por las risas y juegos que hemos compartido, y gracias por llenar de alegría nuestra casa. Espero que este logro personal los inspire a dedicarse a lo que más les guste.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme una educación de calidad.

A la Facultad de Ingeniería, por los conocimientos adquiridos dentro de sus aulas, bibliotecas y laboratorios. A todos mis profesores, de quienes me llevo alguna enseñanza; pero, sobre todo, a mis profesores del área de hidráulica, ya que gracias a sus clases decidí dedicarme a esta bonita área. A la maestra Nikte Ocampo, a la maestra Adriana Cafaggi, al maestro Alejandro Maya, a la maestra Sixta Mendoza, al doctor José Luis Aragón, a la doctora Valeria Chávez y al doctor José Antonio Bonilla: muchas gracias.

Al Instituto de Ingeniería, por su destacada labor en la investigación para el desarrollo de la ingeniería en México, por haberme aceptado para la realización de mi servicio social y por brindarme un espacio en el cubículo 328 del edificio 17, donde pude llevar a cabo el desarrollo de este trabajo.

A la doctora Maritza Liliana Arganis Juárez, por apoyarme desde mi primer día en el Instituto de Ingeniería, por incluirme en sus proyectos que han sido de gran ayuda para mi formación, y por su paciencia, ayuda y revisión en el desarrollo de este trabajo.

Al doctor Ramón Domínguez Mora, por la revisión y valiosos comentarios hechos a mi trabajo, por su gentileza para responder todas mis dudas y por ser un ejemplo para quienes nos gusta el área de la hidráulica.

Al doctor Faustino de Luna, al maestro Rodrigo Takashi y a la maestra Marisol Alfonso por aceptar ser parte del jurado para mi examen profesional.

Por último, al Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT). Investigación realizada gracias al Programa UNAM-PAPIIT < IN102625 > “Actualización de avenidas de diseño y tránsito hidrológico para seis grandes presas de México con programas de uso libre”.

CONTENIDO	
INTRODUCCIÓN	6
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	8
HIPÓTESIS.....	12
OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVOS PARTICULARES	12
CAPÍTULO 1 : ANTECEDENTES	13
1.1. ESTADO DEL ARTE.....	13
1.2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO.....	15
1.2.1. Métodos empíricos	16
1.2.2. Métodos hidrometeorológicos.....	19
1.2.3. Métodos estadísticos	22
CAPÍTULO 2 : METODOLOGÍA Y CONCEPTOS BÁSICOS	27
2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE ESTADÍSTICA.....	27
2.1.1. Características estadísticas de una muestra	27
2.1.2. Funciones de distribución de probabilidad.....	28
2.1.3. Técnicas de estimación de parámetros.....	29
2.1.4. Pruebas de bondad de ajuste.....	30
2.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA	32
2.2.1. Hidrograma	32
2.2.2. Periodo de retorno.....	32
2.2.3. Tránsito de avenidas	33
2.3. MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA CON AUTOMATIZACIÓN	36
2.3.1. Síntesis de las avenidas máximas anuales	36
2.3.2. Extrapolación	38
2.3.3. Construcción de las curvas Q-d-Tr.....	39
2.3.4. Desagregación.....	40
2.3.5. Formación de la avenida de diseño	40
CAPÍTULO 3 : SITIO DE ESTUDIO	44
3.1. UBICACIÓN.....	44
3.2 GRAN CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO.....	45
3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA ING. FERNANDO HIRIART BALDERRAMA “ZIMAPÁN”	46

CAPÍTULO 4 : APLICACIÓN Y RESULTADOS	48
4.1 DATOS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS	48
4.2. AVENIDAS DE DISEÑO DE VERANO	53
4.2.1. Avenida de diseño de 10,000 años	57
4.2.2 Avenida de diseño de 5,000 años.....	58
4.2.3. Avenida de diseño de 2,000 años.....	59
4.2.4. Avenida de diseño de 1,000 años	60
4.2.5 Avenida de diseño de 100 años.....	61
4.2.6. Avenida de diseño de 50 años	62
4.2.7. Avenida de diseño de 20 años	63
4.2.8. Avenida de diseño de 10 años.....	64
4.2.9. Comparaciones de avenidas de diseño de 10,000 años.....	65
4.2.10. Verificaciones.....	68
4.3. AVENIDAS DE DISEÑO DE INVIERNO	71
4.3.1. Avenida de diseño de 10,000 años	75
4.3.2. Avenida de diseño de 5,000 años.....	76
4.3.3. Avenida de diseño de 2,000 años.....	77
4.3.4. Avenida de diseño de 1,000 años	78
4.3.5. Avenida de diseño de 100 años.....	79
4.3.6. Avenida de diseño de 50 años	80
4.3.7. Avenida de diseño de 20 años	81
4.3.8. Avenida de diseño de 10 años.....	82
4.3.9. Verificaciones	83
4.4. FACTORES DE PICO PARA HIDROGRAMAS HORARIOS	86
4.5. TRÁNSITO DE AVENIDAS DISEÑO DE VERANO	88
4.6. TRÁNSITO DE AVENIDAS DISEÑO DE INVIERNO	96
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
REFERENCIAS	104
ANEXOS	109

INTRODUCCIÓN

En México, muchas de las grandes presas cuyos objetivos principales son la generación de energía eléctrica y el control de avenidas tienen décadas de haber sido construidas, en ese sentido, el diseño de su obra de excedencias se construyó a partir de la información disponible hasta ese entonces, por lo que es importante realizar periódicamente una revisión de los volúmenes de ingreso al embalse para determinar si sus avenidas de diseño han tenido algún cambio (Ramírez, 2011; Rosales, 2022; Arganis *et al.*, 2024).

Por otro lado, México es un país que, por su ubicación geográfica en el trópico de Cáncer, es susceptible a eventos de ciclones o sistemas de baja presión. Estos eventos meteorológicos provocan grandes precipitaciones que dan como resultado escurrimientos mucho mayores que los que se tienen en condiciones climatológicas normales u ordinarias (González, 1970); otro factor que incrementa los escurrimientos son los cambios en el uso de suelo y que son más evidentes en cuencas urbanizadas en las cuales se impide el drenaje natural del agua, lo que disminuye la infiltración y genera un escurrimiento superficial mayor (Chow *et al.*, 2000).

Las crecientes o avenidas son grandes volúmenes de agua que transitan por el vaso de una presa en un tiempo relativamente corto, por lo tanto, es importante tener un manejo y control adecuado de su paso por el embalse con el objetivo de que no se ponga en riesgo la seguridad de la cortina por una falla súbita o un derrame por encima de esta, provocando daños catastróficos a las comunidades o infraestructura aguas abajo (Vázquez, 1995).

Las grandes presas en México, principalmente las de generación de energía eléctrica, tienen obras de excedencia controladas por compuertas que incrementan la carga hidráulica por arriba del nivel de cresta del vertedor en comparación con los que tienen una descarga libre. Además, las compuertas permiten el paso de las avenidas y su correcta operación busca cumplir tres objetivos: conservar niveles altos para la generación de energía y, con el paso de la avenida, tener descargas más controladas para proteger las zonas aguas abajo de la presa, pero evitando que los niveles en el vaso rebasen el NAME (Ramírez, 1978).

El presente trabajo tuvo como principal objetivo actualizar las avenidas de diseño de la Presa Zimapán, ubicada en los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro, para diferentes periodos de retorno y separando el análisis para dos épocas del año con el propósito de establecer en cada una un NAMO (Nivel de Aguas Máximas de Operación) para la operación de su obra de excedencias. Las avenidas obtenidas se transitaron por el embalse con la política de operación existente para revisar su aplicabilidad ante la ocurrencia de avenidas con periodo de retorno hasta de 10,000 años y en los casos en que se identificaron posibles condiciones de falla hidrológica se propusieron adecuaciones a la misma.

La estructura del trabajo se compone de los siguientes capítulos:

Capítulo I “Antecedentes”: En este capítulo se presenta el estado del arte y cómo varios autores han aplicado el Método del Instituto de Ingeniería para actualizar las avenidas de diseño de importantes presas del país. Además, se menciona el estudio previo de la cuenca del embalse Zimapán realizado internamente por el Instituto de Ingeniería en el año 2019, y por último, se describen brevemente otros métodos para la estimación de avenidas de diseño.



Capítulo II “Metodología y conceptos básicos”: En este capítulo se describen algunos conceptos básicos de hidrología y de estadística que fueron aplicados en el método del Instituto de Ingeniería, por otro lado, se detalla el procedimiento realizado y los productos obtenidos en cada paso, así como el software utilizado y su aplicación.

Capítulo III “Sitio de estudio”: En este capítulo se describe la zona de estudio y las características más importantes de la cortina y de sus obras complementarias.

Capítulo IV “Aplicación y resultados”: En este capítulo se presenta la recopilación y análisis de la información para la obtención de las avenidas de diseño de 10,000, 5,000, 2,000, 1,000, 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno para cada época del año, invierno y verano. También se describe su modificación a un hidrograma horario dándole forma al pico de la avenida. Se presenta el tránsito de las avenidas de diseño actualizadas para 10,000, 5,000, 2,000, 1,000, 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno para las dos épocas del año, así como la política de operación recomendada y la evolución de los niveles en el vaso para garantizar que no se rebase el NAME.

Capítulo V “Conclusiones y recomendaciones”: En este capítulo final se realizan varias conclusiones a partir de los resultados obtenidos y se mencionan algunas recomendaciones para trabajos futuros.

Anexos: Aquí se presentan los gastos medios máximos para distintas duraciones utilizados para el análisis.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el año 2021, se combinaron diversos factores que provocaron que el nivel en el embalse de la Presa Zimapán llegara a niveles históricos nunca vistos en años recientes (Figura A) lo que ocasionó que las compuertas de su obra de excedencia fueran operadas después de mucho tiempo, descargando grandes volúmenes de agua.

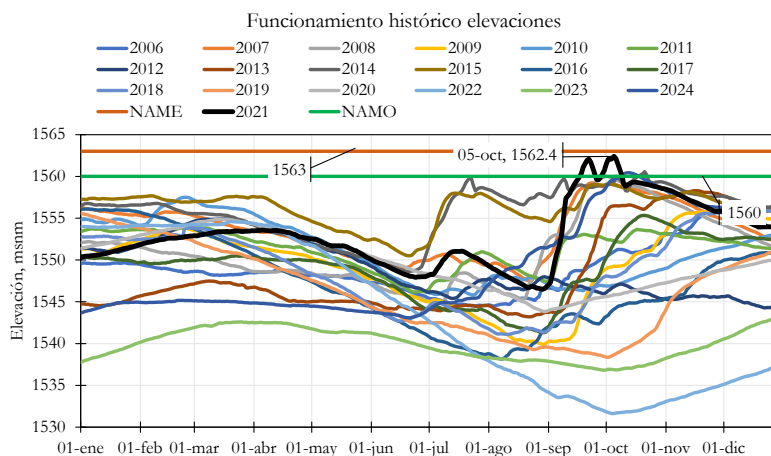


Figura A. Evolución histórica de los niveles en la Presa Zimapán de 2006 a 2024. Fuente: Diseño propio con datos de CFE,2024

Los escurrimientos de entrada al embalse corresponden a 3 avenidas consecutivas las cuales estaban muy próximas entre sí, es decir que, formaron un tren de avenidas. Para el primer ingreso se logró descargar poco más de la mitad del gasto pico, pero debido a la capacidad de regulación de la presa, en las siguientes crecientes prácticamente no se atenuaron las descargas, lo que ocasionó que la capacidad del cauce de 500 m³/s fuera excedida (Figura B).

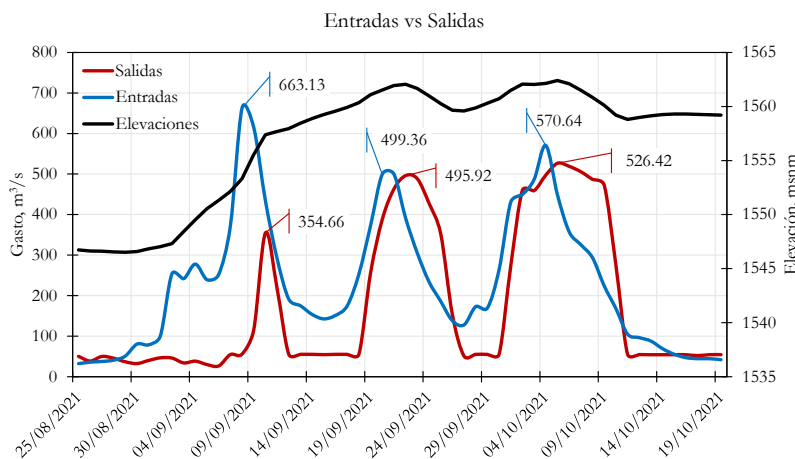


Figura B. Tránsito de avenidas del año 2021. Fuente: Diseño propio con datos de CFE, 2024

El desfogue de la presa puso en alerta a las comunidades que se encuentran a orillas del río Moctezuma, nombre que se le da al río aguas abajo de la cortina. Debido a estas descargas, el río Moctezuma se desbordó y las comunidades de Las Vegas y Las Adjuntas quedaron incomunicadas por la caída de un puente, previamente

se evacuaron 50 familias y se dio aviso a comunidades de Querétaro y San Luis Potosí por las posibles afectaciones (La Silla Rota Hidalgo, 2021).

Por otro lado, no solo existió vulnerabilidad para las comunidades aguas abajo, también ocurrió una interrupción en los servicios públicos como la distribución de agua potable por afectaciones en infraestructura importante y que genera consecuencias de manera indirecta a poblaciones lejanas de esta zona. Tal es el caso del sistema Acueducto II el cual es operado por la Comisión Estatal de Aguas de Querétaro, este sistema dota de agua potable a su zona metropolitana que tiene más de 900 mil habitantes y tuvo que interrumpir su operación debido al desfogue en las compuertas de la presa Zimapán (El Queretano, 2021).

Como origen de los escurrimientos se tiene que, a mediados de agosto de 2021 se formó en el océano Atlántico un sistema de baja presión catalogado como Depresión Tropical “Siete” y cuya ubicación no representaba, hasta ese momento, riesgos para la península de Yucatán. El sistema fue cambiando su categoría conforme avanzaba en su trayectoria hacia las costas de Quintana Roo, alternando entre Tormenta Tropical “Grace” y Depresión Tropical en su paso por las islas del Caribe. Para el día 18 de agosto, el sistema aumentó su categoría a “Huracán Categoría 1” y el día 19 de agosto “Grace” tocó tierra a 10 km al sur de Tulum, Q. Roo (Figura C) (Trejo, 2021).

Al día siguiente, después de atravesar toda la península de Yucatán, “Grease” se degradó a Tormenta Tropical, pero al cabo de unas horas se intensificó alcanzando nuevamente la categoría 1 hasta que el día 21 de agosto el Huracán “Grease” tocó tierra en la costa de Veracruz como “Huracán Categoría 3”. Las precipitaciones máximas acumuladas durante el paso del huracán se registraron en Yucatán y Quintana Roo para el primer impacto, y en Hidalgo, Puebla, Veracruz y San Luis Potosí para el segundo (Figura C) (Trejo, 2021).

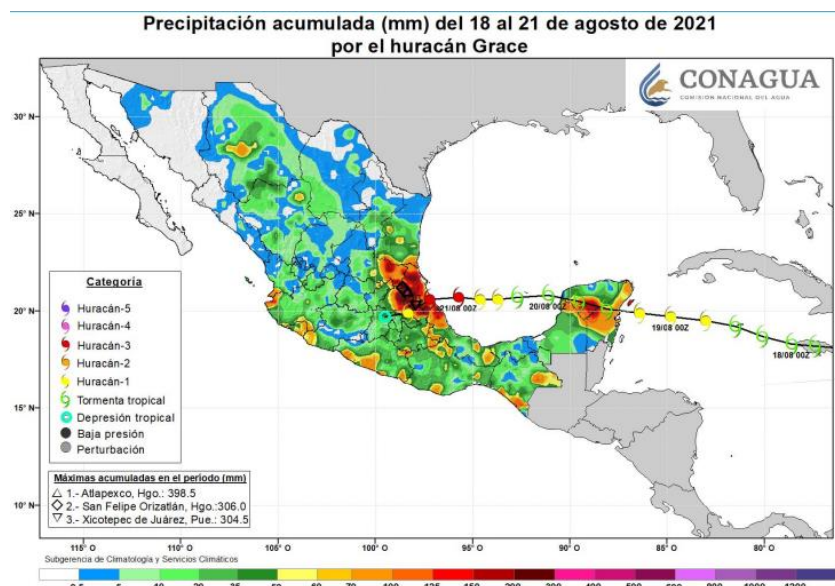


Figura C. Precipitación acumulada por el huracán Grease. Fuente: Trejo, 2021

En segundo lugar, entre el 6 y 7 de septiembre se generaron acumulados importantes en el Valle de México, Estado de México e Hidalgo (CONAGUA, 2022), los cuales originaron escurrimientos importantes tanto en la cuenca propia del río Tula como en sus afluentes provenientes del Sistema de Drenaje de la Zona Metropolitana del Valle de México: los túneles Emisor Oriente, Emisor Central y Emisor Poniente que

descargan directamente sobre el río Tula, mientras que las aguas conducidas por los túneles de Tequixquiac llegan al río El Salado, uno de sus tributarios.

El túnel Emisor Oriente y el túnel Emisor Central operaron descargando un caudal importante hacia el río Tula; con estas descargas, la capacidad del río quedó prácticamente rebasada (Miranda, 2021). Por otro lado, el desfogue de la presa La Requena (Figura D) agravó la situación descargando cerca de 120 m³/s. Con estas circunstancias el río Tula se desbordó y distintos puntos a lo largo del río quedaron inundados generando no solo afectaciones económicas sino también de salud (Silverio, 2024).

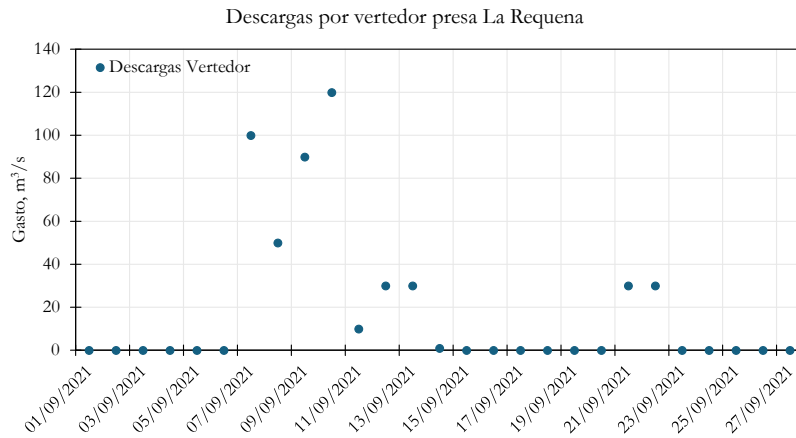


Figura D. Descargas de la Presa La Requena. Fuente: Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025a

Los escurrimientos del Sistema de Drenaje del Valle de México, más las descargas de la presa La Requena y los afluentes provenientes de las cuencas del río Tlautla y el río Rosas (Figura E) generaron un gran ingreso en la presa Endhó, la cual descargó grandes gastos contribuyendo a las primeras crecientes de ingreso en Zimapán (Figura F).

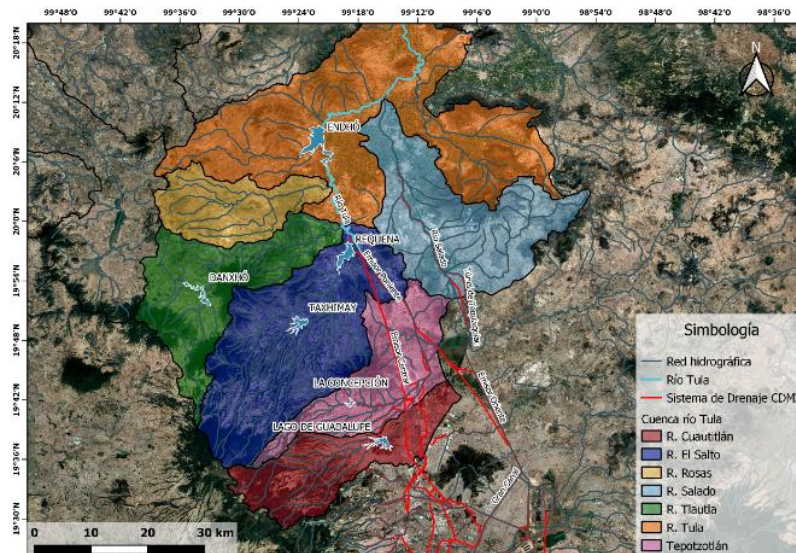


Figura E. Salida del Valle de México. Fuente: Diseño propio con archivos de INEGI, 2025

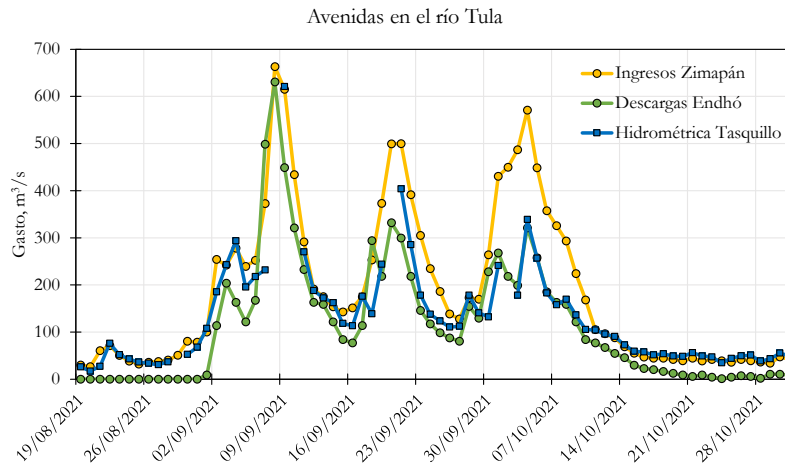


Figura F. Escurremientos en el río Tula. Fuente: Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025a

El municipio de Tula y otros municipios del Valle del Mezquital observaron cómo los niveles en el río crecían en poco tiempo dejando afectaciones económicas y la evacuación de muchas familias (Chávez, 2021a) (Figura G). Por último, el cauce del río San Juan, segundo tributario más importante de Zimapán, también quedó desbordado al recibir los derrames de la presa derivadora El Centenario, que inundó gran parte del poblado de Tequisquiapan que se localiza aguas abajo (Chávez, 2021b) (Figura G).

La problemática anterior evidencia la necesidad de hacer una revisión de las políticas de operación de la presa, debido a que se pueden presentar fenómenos meteorológicos que, combinados con las descargas del Valle de México, generen avenidas que pongan en riesgo la seguridad de la presa y las zonas aguas abajo.



Figura G. Inundación en Tula de Allende (izquierda) e inundación en Tequisquiapan (derecha), año 2021. Fuente: Chávez, 2021a, 2021b

HIPÓTESIS

Las avenidas de ingreso al embalse de Zimapán de los años recientes agregan información al registro histórico de las características de las avenidas históricas: su magnitud, duración o la frecuencia con la que se presentan; esta nueva información puede cambiar la función de distribución de los datos con lo que fue diseñado el vertedor, lo que implica modificaciones en las avenidas de diseño para los distintos periodos de retorno.

La automatización en el método del Instituto de Ingeniería, basado en un análisis de gastos medios diarios, reduce los tiempos de cálculo para la estimación de las avenidas de diseño.

Al actualizar las avenidas de diseño, las políticas de operación pueden no ser suficientes para garantizar la seguridad de la cortina o de las zonas aguas abajo de la presa, con lo cual habrá que proponer cambios en sus reglas de descarga.

OBJETIVO GENERAL Y OBJETIVOS PARTICULARES

General

- Actualizar las avenidas de diseño de la Presa Zimapán para 10,000, 5,000, 2,000, 1,000, 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno; transitar dichas avenidas para revisar y de ser necesario proponer nuevas políticas de operación por su obra de excedencias.

Particulares

- Aplicar el método del Instituto de Ingeniería en su versión automatizada.
- Obtener un registro de gastos medios diarios actualizados.
- Actualizar las avenidas de diseño de la Presa Zimapán para dos épocas del año, invierno y verano.
- Transitar por el vaso las avenidas de diseño actualizadas y revisar el funcionamiento de la obra de excedencias con la política de operación actual y, de ser necesario, hacer una nueva propuesta.

CAPÍTULO 1 : ANTECEDENTES

En este capítulo se mencionan trabajos antecedentes en donde se aplicó el método del Instituto de Ingeniería para la obtención de avenidas de diseño de distintas presas del país. Además, se presenta una breve descripción de algunos métodos para el cálculo de avenidas de diseño, que van desde los más sencillos como los métodos empíricos, hasta los que requieren un análisis más exhaustivo al considerar una mayor cantidad de parámetros como los modelos lluvia escurrimiento, o los que necesitan realizar un análisis estadístico de los datos medidos en alguna estación hidrométrica.

1.1. ESTADO DEL ARTE

El método del Instituto de Ingeniería ha sido utilizado por diversos autores con el propósito de obtener las avenidas de diseño de las presas más importantes del país, su aplicación va desde el sistema de presas de los ríos Grijalva, Santiago, Balsas, Papaloapan y Yaqui (Ramírez, 2011; Reyes, 2012; Gómez, 2015; Gracida, 2015; Hincapié, 2016), inclusive se ha comparado con avenidas de diseño obtenidas con modelos lluvia-escurrimiento que se han aplicado a distintas cuencas para el diseño de obras hidráulicas (Hernández, 2017).

En 2011, Ramírez (2011) aplicó el método para las presas del río Grijalva (Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas). Estimó las avenidas de diseño para cada cuenca propia en las cuatro presas y obtuvo que para el $Tr=10,000$ años el gasto pico de la avenida de Angostura, Malpaso y Peñitas fue mayor que lo reportado en un estudio antecedente de 2006, mientras que el gasto pico para Chicoasén fue menor.

En 2012, Reyes (2012) obtuvo las avenidas de diseño para las presas del río Yaqui en Sonora (La Angostura, El Novillo y El Oviáchic). Inicialmente calculó las avenidas tomando en cuenta la cuenca propia de cada presa y para considerar los escurrimientos por cuenca total a la presa El Novillo, segundo embalse sobre el río Yaqui, con la avenida de diseño por cuenca propia de $Tr=10,000$ años se le sumaron las salidas horarias que resultaron de transitar la avenida de 10,000 años de la presa La Angostura; un procedimiento similar usó para considerar la cuenca total de El Oviáchic.

Una década más tarde, Rosales (2022) presentó la actualización de las avenidas de diseño para la presa El Novillo partiendo de los ingresos deducidos de datos del funcionamiento de vaso de la CONAGUA. Además, obtuvo avenidas mayores que las calculadas en 2012 y las transitó por el embalse con distintas políticas de operación, manteniendo la relación de descarga que permitió aumentar el nivel máximo de operación en el embalse sin rebasar el NAME.

En 2015, Gracida (2015) obtuvo las avenidas de diseño para el conjunto de presas del río Papaloapan (Temascal-Cerro de oro), este caso tuvo la particularidad de que ambas presas se interconectan por el canal “Pescaditos” lo que implica considerar en el análisis un mismo vaso. A partir de 1988 con la construcción de la presa Miguel de la Madrid Hurtado, los datos del funcionamiento del vaso consideran la cuenca propia de Temascal y la cuenca propia de Cerro de oro. Con la avenida de $Tr=10,000$ años se obtiene un gasto pico de $13,842 \text{ m}^3/\text{s}$ donde para el tránsito de las avenidas se considera una política de operación conjunta entre las presas.

Igualmente, en 2015 Gómez (2015) determinó las avenidas de diseño de la presa El Infiernillo, ubicada en el río Balsas. Consideró para el análisis la avenida ocurrida en el año 2013, generada por las precipitaciones de la

tormenta tropical “Manuel” y el huracán “Ingrid”. La avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años presentó un gasto pico de 37,245 m³/s. Simuló el tránsito de las avenidas con 6 políticas de operación y encontró que la política de operación óptima comienza, en los primeros escalones, desalojando gastos de 10,000 m³/s, incrementando las descargas hasta un valor máximo de 13,000 m³/s.

En 2016, [Hincapié \(2016\)](#) realizó la actualización de las avenidas de diseño para las presas del río Santiago (La Yesca, El Cajón y Aguamilpa), a partir de correlaciones entre estaciones hidrométricas obtiene los gastos medios diarios por cuenca total a la presa La Yesca y a Aguamilpa, así como la cuenca propia de esta última. Después, utilizando factores para corregir la simultaneidad de los ingresos a Aguamilpa, modifica sus avenidas de diseño considerando dos escenarios: una creciente máxima generada en la cuenca propia de Aguamilpa y el segundo sopesando un evento máximo en la cuenca total de La Yesca; suponiendo que no ocurren al mismo tiempo.

En 2017, [Hernández \(2017\)](#) comparó las avenidas de diseño obtenidas de un modelo lluvia-escorrentamiento con las calculadas aplicando el Método del Instituto de Ingeniería para distintas cuencas de la República Mexicana; aunque se encuentran diferencias considerables entre los dos métodos, el autor encuentra que el análisis con el Método del Instituto de Ingeniería es confiable ya que se parte de datos que son medidos directamente en las estaciones hidrométricas.

En 2019, el Instituto de Ingeniería realizó un estudio interno cuyo objetivo fue actualizar las avenidas de diseño de ingreso al conjunto de presas en cascada sobre el río Balsas ([Domínguez et al., 2019a](#)). En este estudio se tiene la variante que se aplica el Método del Instituto de Ingeniería para dos épocas del año, verano e invierno, y en el cuál para el tránsito de las avenidas se establecen dos NAMO's para las presas El Caracol e Infiernillo, mientras que, los hidrogramas de entrada para La Villita son las descargas de Infiernillo obtenidas del tránsito de sus avenidas para diferentes periodos de retorno.

De igual manera se realizó un proyecto interno para analizar los ingresos al embalse de Zimapán con el objetivo de obtener sus avenidas de diseño, únicamente se tomaron en cuenta los ingresos del río Tula, obtenidos de la estación hidrométrica Boquilla-Tecolote, y los ingresos deducidos a partir de los datos de funcionamiento de vaso de la CFE. Para distintos periodos de retorno y para las épocas de verano e invierno se obtuvieron avenidas de diseño horarias dándole forma al pico, las avenidas se transitaron por el vaso y se propuso definir nuevos valores de la política de descargas del vertedor para cada época del año y un nuevo nivel de aguas máximo ordinario NAMO para la época de invierno ([Domínguez et al., 2019b](#)).

En el presente trabajo, se propuso realizar una actualización de los hidrogramas de diseño, tomando en cuenta un procedimiento con mayor automatización en la aplicación del método del Instituto de ingeniería, además de hacer énfasis en el uso de programas de uso libre para optimizar los tiempos de cálculo.

1.2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAS DE DISEÑO

La obtención de las avenidas de diseño para una obra hidráulica se vuelve una tarea importante tanto en el proceso de diseño como en la posterior revisión de su funcionamiento. Es esencial contar con información sobre la avenida que va a transitar por el vaso, ya que permite obtener la capacidad máxima del vertedor y asegurar una correcta operación de sus compuertas (Vázquez, 1995). La Comisión Nacional del Agua recomienda el periodo de retorno para el diseño de una obra hidráulica; para el caso de una presa de almacenamiento para abastecimiento de agua, riego o generación de energía, el periodo de retorno depende del tamaño, almacenamiento y las consecuencias ante la posible falla de la cortina (Tabla 1.1):

Tabla 1.1. Recomendación del periodo de retorno para presas de almacenamiento. Fuente: CONAGUA, 1999; Arreguín, 2021

Categoría	Almacenamiento (Mm ³)	Altura (m)	Pérdida de vidas humanas	Daños materiales	Avenida de diseño
Pequeña	Menor de 1.5	Menor de 15	Ninguna	Menor que el costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr=500 años
			Moderada	Del orden del costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr=1,000 años
			Considerable	Mayor que el costo de la presa	Basada en estudios de probabilidad Tr=10,000 años
Mediana	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr=1,000 a 10,000 años
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	Estudio de probabilidad Tr=10,000 años
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	Tormentas severas. Tormentas maximizadas. Transposición de tormentas: Tr≥10,000 años
Mayor No se tolera falla	Mayor de 60	Mayor de 18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	Máxima posible con base en análisis hidrometeorológicos. Análisis de maximización de tormentas locales y transposición de tormentas con Tr≥10,000 años

Ante esto se han desarrollado diversos métodos para el cálculo de avenidas de diseño, los cuales toman en cuenta una pequeña o gran cantidad de variables en la cuenca, cuya aplicación se vuelve más complicada en proporción a la cantidad de parámetros considerados en la obtención del escurrimiento (Aparicio, 1992). A su vez la cantidad de parámetros determina la confiabilidad y precisión de los resultados. De acuerdo con Marengo (1994) se pueden considerar tres criterios: métodos empíricos, métodos hidrometeorológicos y métodos estadísticos, en estos últimos se encuentra el método del Instituto de Ingeniería y cuyo procedimiento se describe en el siguiente capítulo.

1.2.1. Métodos empíricos

Métodos de envolventes

Estos métodos se basan en la observación y experiencia en distintas cuencas con características similares. Existen los métodos de envolventes que relacionan únicamente el caudal máximo con el área de una cuenca y tienen la forma de la Ecuación 1.1:

$$Q = \alpha A_c^{\beta} \quad (1.1)$$

Existen gran cantidad de fórmulas de este tipo, pero las más usadas en México son las de Creager (Ecuación 1.2) y Lowry (Ecuación 1.3) (Aparicio, 1992):

$$q = 1.303 C_C (0.386 A_c)^{\left(\frac{0.936}{A_c^{0.048}}\right)} A_c^{-1} \quad (1.2)$$

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad (1.3)$$

Donde:

q es el gasto máximo por unidad de área, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$; C_C y C_L son coeficientes empíricos determinados por regiones y A_c es el área de la cuenca, en km^2 .

Estas ecuaciones describen la curva que envuelve a los gastos unitarios máximos registrados en el mundo, y los relacionan con el área de la cuenca en la que ocurrieron (Fuentes & Franco, 1999) (Figura 1.1). Como envolventes mundiales, C_C es igual a 100 en la fórmula de Creager y C_L igual a 3,500 cuando se utiliza Lowry; la antigua Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos determinó el valor de C_C y C_L para las 37 regiones hidrológicas de la república mexicana (Aparicio, 1992). En la Tabla 1.2 se presentan los valores del coeficiente C_L para cada región hidrológica.

Tabla 1.2. Coeficientes de la envolvente de Lowry. Fuente: Aparicio, 1992

Región No.	Descripción	C _L	Región No.	Descripción	C _L
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980	22	Tehuantepec	3000
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530	23	Costa de Chiapas	2170
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190	24A	Alto Bravo - Conchos	1190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050	24B	Medio Bravo	1020
5	Baja California centro este (Sta. Rosalía)	990	24C	Río Salado	5170
6	Baja California sureste (La Paz)	5120	24D	Bajo Bravo	1410
7	Río Colorado	1050	25	San Fernando - Soto la Marina	2130
8	Sonora norte	760	26A	Alto Pánuco	2330
9	Sonora sur	2140	26B	Bajo Pánuco	1360
10	Sinaloa	3290	26C	Valle de México	3010
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630	27	Tuxpan - Nautla	760
12	Presidio San Pedro zona alta	470	28	Papaloapan	2450
13	Lerma - Santiago	1290	29	Coatzacoalcos	1750
14	Ameca	760	30	Grijalva - Usumacinta	1840
15	Costa de Jalisco	600	30	Alto Grijalva	2130
16	Armería - Coahuayana	5270	31	Yucatán oeste (Campeche)	610
17	Costa de Michoacán	4940	32	Yucatán norte (Yucatán)	370
18	Balsas alto	2100	33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
18	Balsas medio y bajo	1090	34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	sin datos
19	Costa Grande	4450	35	Mapimí	230
20	Costa Chica - Río Verde	2100	36	Nazas	1510
20	Alto Río Verde	3180	36	Aguañaval	380
21	Costa de Oaxaca (Pto. Ángel)	390	37	El Salado	1310

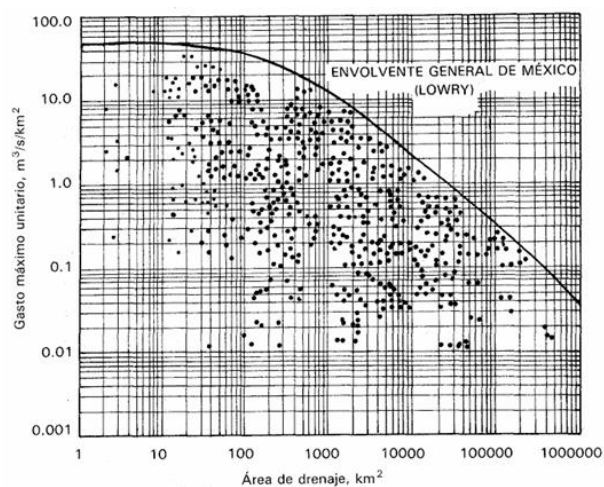


Figura 1.1. Envolvente general de México (Lowry). Fuente: Aparicio, 1992

Método racional

Este es un modelo simplificado de la transformación lluvia-escorrentía de parámetros concentrados. Además de considerar el área de la cuenca, se incluye la intensidad de lluvia y el coeficiente de escorrentía. Se expresa con la Ecuación 1.4 (Fuentes & Franco, 1999):

$$Q = 0.278CiA_c \tag{1.4}$$

Donde:

Q es el gasto pico, en m^3/s ; C es el coeficiente de escorrentía, adimensional; i es la intensidad de lluvia con una duración igual al tiempo de concentración en la cuenca, en mm/hr y A_c es el área de la cuenca, en km^2 .

El método considera una precipitación de intensidad constante y uniformemente distribuida en la cuenca, a la salida se genera la rama ascendente de un hidrograma hasta que después de cierto tiempo se establece un gasto de equilibrio constante (Figura 1.2). El tiempo transcurrido entre el inicio de la lluvia hasta que se presenta el gasto de equilibrio se le llama tiempo de concentración, en otras palabras, es el tiempo que tarda una gota de lluvia en llegar a la salida de la cuenca desde el punto hidráulicamente más lejano (Aparicio, 1992) y para el que se considera que la totalidad de la cuenca está drenándose. El coeficiente de escorrentía es una relación entre el volumen que escurre superficialmente en la cuenca y el volumen total precipitado; existen tablas empíricas que proporcionan este coeficiente para distintos usos de suelo, pendiente del terreno y periodo de retorno (Chow *et al.*, 2000).

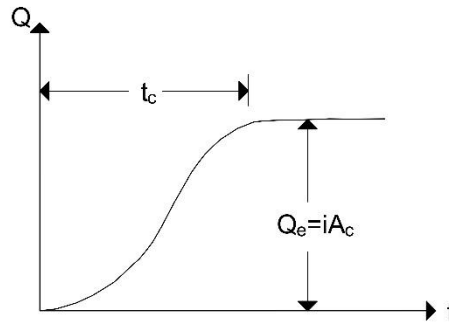


Figura 1.2. Gasto de equilibrio en el método racional. Fuente: Modificado de Aparicio, 1992

Para el cálculo del tiempo de concentración se puede utilizar la fórmula de Kirpich (Ecuación 1.5) (Aparicio, 1992):

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (1.5)$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración, en h; L es la longitud del cauce principal, en m y S es la pendiente media del cauce principal, adimensional.

Los métodos empíricos son de aplicación rápida y utilizan un número pequeño de parámetros que brindan una estimación simple de los gastos máximos que podrían esperarse en una cuenca, su uso se limita a cuencas pequeñas o en el diseño de estructuras menores, por ejemplo, el método racional es muy utilizado en el diseño de alcantarillado. También se aplican a sitios en donde no se cuenta con información disponible para realizar un análisis hidrológico más detallado.

1.2.2. Métodos hidrometeorológicos

Estos métodos se basan en la relación entre el estímulo y la respuesta de una cuenca (Figura 1.3), mediante la cual, a partir de un evento de precipitación se obtienen los escurrimientos generados en ella. El proceso se resume en calcular, a partir de registros de precipitación, una tormenta de diseño; después, con un modelo lluvia-escurrimiento como el del hidrograma unitario, se produce una avenida de diseño la cual se transita en el embalse de una presa para obtener la capacidad y dimensiones de su vertedor (Domínguez, 1981; Marengo, 1994).

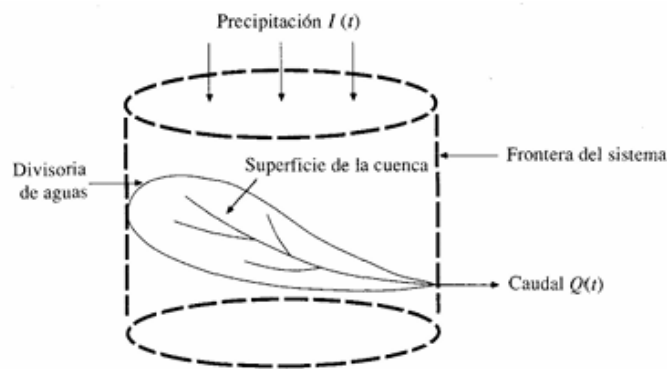


Figura 1.3. Modelo hidrológico. Fuente: Chow *et al.*, 2000

Los modelos lluvia-escorrentía simulan el ciclo hidrológico y los procesos físicos que ocurren en una cuenca. Las ventajas asociadas a estos modelos son (Domínguez, 1981):

- 1) En México se cuenta con un mayor número de estaciones climatológicas que de hidrométricas. Además, los registros de precipitación son más antiguos y extensos, por lo que, al tener una gran cantidad de datos, los análisis estadísticos son más confiables.
- 2) Los registros de precipitación no pierden homogeneidad y no se ven afectados por cambios en la cuenca. Por ejemplo, modificaciones en el uso de suelo, urbanización, construcción de presas de regulación, rectificación de ríos, etc.
- 3) Se pueden obtener las tormentas de diseño independientemente de las características en la cuenca, para después considerarlas en la transformación lluvia-escorrentía.
- 4) Los modelos lluvia-escorrentía permiten obtener no sólo el gasto máximo, sino también el volumen y la forma de las avenidas de diseño.

Sin embargo, se pueden generar grandes incertidumbres en las variables consideradas, sobre todo si no se tiene disponible una fuente de información suficiente y confiable. Algunas de ellas son:

- 1) Fallos inherentes a la medición de la precipitación. Por ejemplo, errores de lectura u omisión por parte del operador, falta de mantenimiento de los instrumentos o equipos, fallas en los sensores de medición o errores en la transmisión de datos.
- 2) Si bien en México se tiene una gran cantidad de estaciones climatológicas, la densidad de estas sigue siendo insuficiente. Esto deja sitios sin medición, lo que complica describir espacialmente la variabilidad de la lluvia. Para compensar esta deficiencia se han desarrollado estudios de regionalización de lluvias diarias máximas en cada estado de la república mexicana, a partir del coeficiente de variación de las estaciones consideradas y la topografía, con el objetivo de determinar hietogramas de diseño (Domínguez *et al.*, 2018).
- 3) En las estaciones pluviométricas se mide la precipitación acumulada en 24 horas, lo que dificulta describir temporalmente la variación de la lluvia. Ante esto, se generó una regionalización de la república mexicana en la que se determina un factor de convectividad, para la obtención de precipitaciones con duraciones menores a un

día, las cuales son importantes para la construcción de curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (Baeza, 2007).

4) Descripción de las características fisiográficas de una cuenca. El desarrollo de los Sistemas de Información Geográfica en los años recientes permite tener un mejor manejo, visualización, captura y análisis de la información de un medio físico como lo es una cuenca. Se utilizan para la obtención del área, perímetro, pendiente media de la cuenca, pendiente media del cauce principal, tiempos de concentración, topografía, usos y tipos de suelo en la cuenca, etc (Becerril, 2016; Labrada, 2016).

El proceso lluvia-escorrentamiento involucra una gran cantidad de parámetros y se simula con modelos hidrológicos de parámetros concentrados o de parámetros distribuidos (Becerril, 2016; Labrada, 2016):

Modelos de parámetros concentrados: Consideran a la cuenca como un solo elemento con características homogéneas, es decir, se le asignan parámetros uniformemente distribuidos o con valores medios, los cuales no consideran la variabilidad espacial en la cuenca. Se utiliza el concepto del hidrograma unitario tradicional y sus variantes, mediante el cual se relacionan la entrada y salida de la cuenca.

Modelos de parámetros distribuidos: En estos modelos se considera la distribución espacial de las variables que intervienen en la transformación lluvia-escorrentamiento. La cuenca se discretiza en celdas o píxeles, a los cuales se les asocian parámetros como la lluvia, pendiente, uso de suelo, tiempo de concentración, etc. En cada elemento se simulan los procesos físicos de la cuenca como la precipitación, infiltración, evaporación y el escurrimiento, para finalmente generar hidrogramas que se propagan hasta la salida de la cuenca (Figura 1.4).

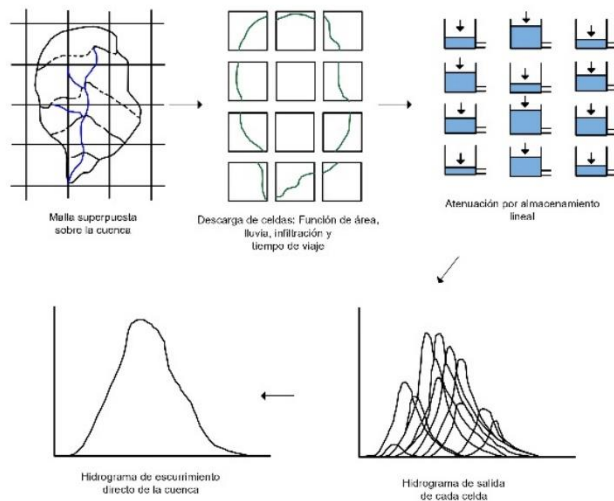


Figura 1.4. Modelo de escurrimiento directo conceptual de ModClark para parámetros distribuidos. Fuente: Modificado de Domínguez et al., 2008

Para validar los modelos, se deben comparar los hidrogramas calculados, a partir de una tormenta histórica, con los medidos en una estación hidrométrica a la salida de la cuenca. Si las avenidas calculadas y medidas son distintas, se deben calibrar los parámetros de la modelación lluvia-escorrentamiento con el objetivo de que los gastos calculados sean parecidos a los ocurridos en la realidad.

En el Instituto de Ingeniería se desarrolló el programa “Modelo para Pronóstico de Escurrimiento” (MPE), el cual es un modelo de parámetros distribuidos que permite calcular los escurrimientos de una cuenca (Domínguez *et al.*, 2008). La modelación del proceso lluvia-escurrimiento se divide en dos partes:

- 1) La generación del escurrimiento: con un modelo de pérdidas, se determina la cantidad de lluvia que se convierte en escurrimiento.
- 2) La transferencia del escurrimiento: los hidrogramas generados en las distintas celdas se propagan hasta la salida de la cuenca.

1.2.3. Métodos estadísticos

Método de mayoración

Para la República Mexicana este es uno de los métodos mayormente utilizados debido a que su aplicación es rápida y sencilla (Vázquez, 1995; Carabela, 2011). Las avenidas de diseño obtenidas con este método únicamente toman una avenida histórica en el sitio de estudio y se escala por un cierto factor.

En primer lugar, deben tenerse registros de gastos medios diarios o instantáneos que proporcionen información sobre las avenidas históricas máximas que hayan transitado en alguna estación de aforo, después debe seleccionarse la avenida más desfavorable, sin embargo, dado que las presas con poca capacidad de regulación tienen una respuesta rápida al volumen de una avenida en comparación con las que tienen un superalmacenamiento grande, el criterio para hacerlo no es único, ya que una avenida puede tener el mayor gasto pico de la serie, pero otra puede tener el mayor volumen o incluso puede existir una avenida que cumpla con ambas condiciones.

Una vez elegida la avenida más adversa con cualquiera de los criterios, se debe realizar un análisis de frecuencias a los gastos máximos anuales (Escalante & Reyes, 2002), ajustando los datos a una función de distribución de probabilidad que brinde el menor error entre los valores medidos y calculados, posteriormente se obtienen gastos máximos extrapolados para distintos periodos de retorno, Q_T .

Por último, cada ordenada de la avenida más adversa debe multiplicarse por un factor de mayoración el cual se obtiene de la relación entre el gasto máximo extrapolado, obtenido del análisis de frecuencias, entre el gasto pico de la avenida adversa elegida, Q_p (Marengo, 1994; Vázquez 1995; Carabela, 2011; Reyes, 2012). En la Figura 1.5, en la Tabla 1.3 y Tabla 1.4, se muestra el cálculo de las avenidas de diseño con el método de mayoración para la presa Zimapán, tomando como base la primer creciente histórica de 2021.

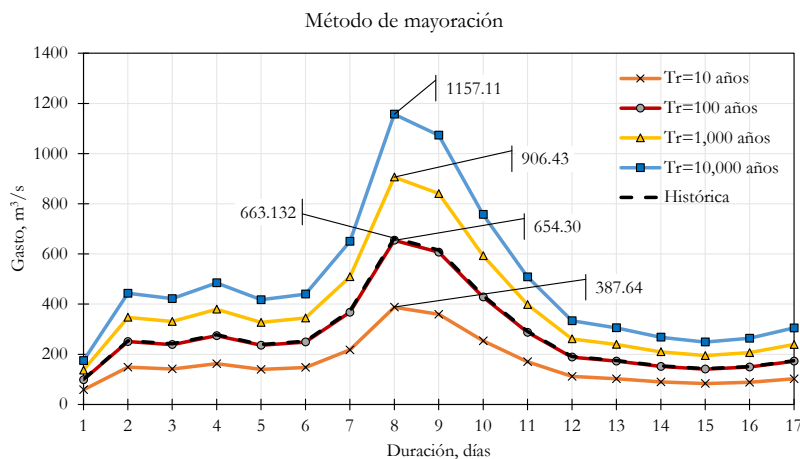


Figura 1.5. Avenidas de diseño con el método de mayoración para la presa Zimapán. Fuente: Diseño propio con datos de CFE, 2024

Tabla 1.3. Gastos máximos extrapolados y factores de mayoración

Tr	Q _T	Q _P	F=Q _T /Q _P
10	387.6	663.1	0.58
100	654.3	663.1	0.99
1000	906.4	663.1	1.37
10000	1157.1	663.1	1.74

Tabla 1.4. Aplicación del método de mayoración

Q _{med} (m³/s)	d, días	Q ₁₀	Q ₁₀₀	Q ₁₀₀₀	Q ₁₀₀₀₀
100.0	1	58.5	98.7	136.7	174.5
254.0	2	148.5	250.7	347.2	443.3
241.8	3	141.4	238.6	330.5	422.0
277.7	4	162.4	274.0	379.6	484.6
239.3	5	139.9	236.1	327.1	417.5
252.1	6	147.4	248.8	344.6	440.0
372.4	7	217.7	367.5	509.1	649.9
663.1	8	387.6	654.3	906.4	1157.1
615.0	9	359.5	606.8	840.6	1073.1
433.9	10	253.7	428.1	593.1	757.2
291.2	11	170.2	287.3	398.0	508.1
191.1	12	111.7	188.6	261.3	333.5
175.0	13	102.3	172.7	239.2	305.4
153.5	14	89.7	151.5	209.8	267.9
142.6	15	83.3	140.7	194.9	248.8
151.2	16	88.4	149.2	206.7	263.9
174.7	17	102.1	172.4	238.8	304.9

Técnica de las curvas de reducción

Este método fue propuesto por el National Environment Research Council en 1975, relaciona el promedio de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones (d) con el promedio de los gastos máximos anuales, instantáneos o diarios (Rivera & Escalante, 1999; Escalante & Reyes, 2002; Rosales, 2022).

Se calcula el gasto medio máximo para n días consecutivos, en cada año. Por ejemplo, si se analiza un día de duración, el gasto máximo es el valor más grande del año en estudio; si se analizan dos días, el gasto medio máximo es el valor más grande del promedio de dos días consecutivos del año. Una vez calculado el promedio anual de los gastos medios máximos para distintas duraciones, se normalizan con la media de los gastos máximos anuales, diario ($d=1$) o instantáneo (Rivera & Escalante, 1999; Vázquez, 1995). El cociente de estos promedios determina la tasa de reducción.

A manera de ejemplo, en la [Tabla 1.5](#) se muestra el cálculo de las tasas de reducción.

Tabla 1.5. Ejemplo del cálculo de las tasas de reducción.

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Gasto medio máximo, m³/s									
2000	104.17	103.59	100.31	94.62	89.12	84.3	79.7	75.82	73.18	70.83
2001	107.64	106.48	103.01	100.41	96.3	92.79	88.13	83.77	79.6	76.62
2002	182.87	170.72	152.39	140.91	129.86	120.56	112.6	106.92	102.49	99.88
2003	384.26	370.95	349.15	332.18	320.83	303.63	288.18	279.35	268.12	260.87
2004	253.47	232.06	215.66	199.36	187.04	174.96	160.05	148	138.25	130.32
2005	188.95	157.68	144.5	138.08	132.53	128.02	121.7	115	109.06	103.64
Promedio	203.56	190.25	177.50	167.59	159.28	150.71	141.73	134.81	128.45	123.69
Promedio gasto máx anual ($d=1$)	203.56									
Tasa de reducción	1.00	0.93	0.87	0.82	0.78	0.74	0.70	0.66	0.63	0.61

Para construir las curvas de reducción ([Figura 1.6](#)), se grafican las tasas de reducción contra la duración y se les ajusta una curva con la forma de la [Ecuación 1.6](#) (Escalante & Reyes, 2002):

$$r(d) = \frac{1}{(1 + Bd)^{NQ}} \quad (1.6)$$

Donde:

$r(d)$ es el ratio de reducción para una duración d , en días; y B y NQ son parámetros empíricos obtenidos al ajustar la curva.

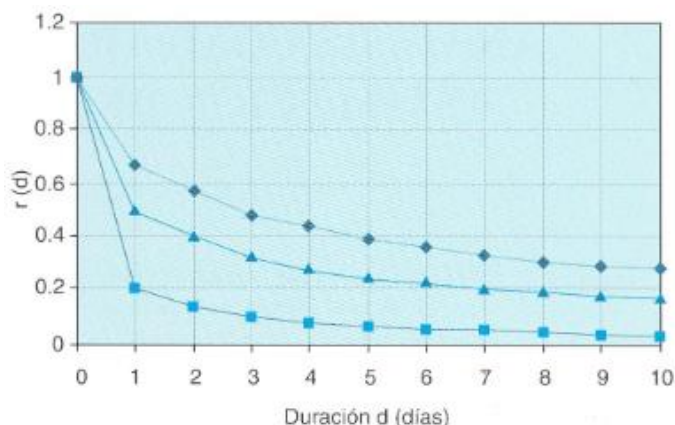


Figura 1.6. Ajuste de curvas de reducción para distintos sitios: Fuente: Rivera & Escalante, 1999

El gasto de diseño, para un periodo de retorno (T), se calcula con la Ecuación 1.7 (Escalante & Reyes, 2002):

$$Q_T = \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}_i}\right)_T * Q_{prom} * r(d) \tag{1.7}$$

Donde:

Q_T es el gasto de diseño, en m^3/s ; $(Q_i/\bar{Q}_i)_T$ es un valor calculado con el ajuste de una distribución de probabilidad a una serie de gastos máximos instantáneos estandarizada usando el método de estaciones-año; si se tienen disponibles mediciones de gastos en la cuenca que se estudia, Q_{prom} se obtiene directamente como el promedio de los gastos máximos anuales. En caso contrario, se debe relacionar el Q_{prom} de las cuencas aforadas con sus características fisiográficas para obtener una curva de ajuste; para sitios sin información dentro de la misma región, el Q_{prom} se obtiene de sustituir el valor de sus características fisiográficas en dicha curva; y $r(d)$ es el ratio de reducción para una duración d , en días.

Técnica de ajuste con la distribución de probabilidad bivariada

La seguridad de una cortina depende del correcto funcionamiento entre su vertedor de excedencias y su volumen para controlar las crecientes extraordinarias. Por ello, las características más importantes de una avenida son su gasto pico y el volumen total. En años recientes se ha popularizado el estudio conjunto de estas variables mediante las funciones de distribución de probabilidad bivariadas.

Las funciones de distribución de probabilidad bivariadas tienen la forma de la Ecuación 1.8 (Escalante & Reyes, 2002):

$$F(x, y, m) = \exp\{-[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m]^{1/m}\} \tag{1.8}$$

Donde:

$F(x, y, m)$ es la función de distribución de probabilidad conjunta para las variables aleatorias (x, y) ; $F(x)$ y $F(y)$ son las funciones de distribución de probabilidad marginales y m es un parámetro de asociación que indica el grado de relación entre las dos variables.

Si $F(x)$ y $F(y)$ son distribuciones de probabilidad Doble Gumbel, entonces las distribuciones marginales se expresan con la Ecuación 1.9 y Ecuación 1.10 (Domínguez & Arganis, 2012):

$$F(x) = \exp\{-\exp(-\alpha_1(x + \beta_1))\}p_x + \exp\{-\exp(-\alpha_2(x + \beta_2))\}(1 - p_x) \quad (1.9)$$

$$F(y) = \exp\{-\exp(-\alpha_3(y + \beta_3))\}p_y + \exp\{-\exp(-\alpha_4(y + \beta_4))\}(1 - p_y) \quad (1.10)$$

Donde:

α_1 y β_1 son los parámetros para la población no ciclónica de la variable aleatoria x ; α_2 y β_2 son los parámetros para la población ciclónica de la variable aleatoria x ; α_3 y β_3 son los parámetros para la población no ciclónica de la variable aleatoria y ; α_4 y β_4 son los parámetros para la población ciclónica de la variable aleatoria y y p_x y p_y es la probabilidad de que las variables aleatorias (x,y) pertenezcan a la población no ciclónica.

Para una distribución bivariada, una de las definiciones para el periodo de retorno conjunto se define como el tiempo en años para el que las variables aleatorias (x,y) exceden un valor determinado simultáneamente. La probabilidad de excedencia en función de la distribución conjunta y las distribuciones marginales se expresa por la Ecuación 1.11 (Ramírez & Aldama, 2000):

$$\frac{1}{T} = 1 - F(x) - F(y) + F(x,y) \quad (1.11)$$

Para conocer un par de valores (x,y) (Figura 1.7), para un periodo de retorno, en la ecuación anterior se fija el valor de una variable (x o y) y se resuelve para la otra variable en estudio.

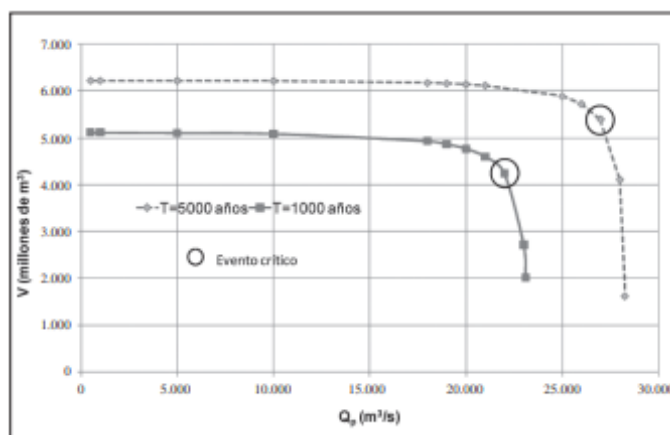


Figura 1.7. Gráficas gasto pico-volumen-periodo de retorno. Fuente: Arganis *et al.*, 2013

CAPÍTULO 2 : METODOLOGÍA Y CONCEPTOS BÁSICOS

En este capítulo se describen algunos conceptos básicos de estadística y de hidrología que fueron aplicados en el método del Instituto de Ingeniería. El análisis estadístico implica el cálculo de las características estadísticas de las series de tiempo a analizar, estimación de parámetros, ajuste de diferentes funciones de distribución de probabilidad y pruebas de bondad de ajuste. En cuanto a la hidrología es importante conocer el procedimiento para realizar el tránsito de una avenida.

2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DE ESTADÍSTICA

2.1.1. Características estadísticas de una muestra

En estadística, una población se define como el conjunto de todos los valores que puede tomar una variable aleatoria y cuyas características estadísticas son constantes, en cambio, una muestra es un subconjunto representativo de la población donde sus características dependen de los valores considerados en la muestra (Chow et al., 2000). En el análisis estadístico se aplican dos ramas para estudiar la ocurrencia de eventos probabilísticos: la estadística descriptiva y la estadística inferencial, con ellas se busca caracterizar y predecir el comportamiento probabilístico de una población a partir de los valores de una muestra.

La información contenida en una muestra se puede sintetizar a partir de estadísticos los cuales describen las características de una serie de datos. Los estadísticos usados para describir un conjunto de datos se presentan en la [Tabla 2.1](#):

Tabla 2.1. Estadísticos de una muestra. Fuente: [Chow et al., 2000](#)

Media aritmética	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
Mediana	Valor del percentil 50
Media geométrica	$\left(\prod_{i=1}^n x_i \right)^{1/n}$
Varianza	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$
Desviación estándar	$s = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
Coficiente de variación	$CV = \frac{s}{\bar{x}}$
Coficiente de asimetría	$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

2.1.2. Funciones de distribución de probabilidad

Las funciones de distribución de probabilidad describen el comportamiento probabilístico de la población de una variable aleatoria. En una muestra, para describir la ocurrencia de un evento se debe construir su histograma, para ello los valores de la muestra se dividen en cierto número de intervalos; posteriormente se determina la cantidad de valores que se presentaron en cada intervalo, esta grafica indica los valores que se han presentado con mayor frecuencia. Si el número de observaciones en cada intervalo se divide entre el número total de observaciones se obtiene la frecuencia relativa y con la suma de estos valores se obtiene la frecuencia relativa acumulada (Figura 2.1)(Chow et al., 2000).

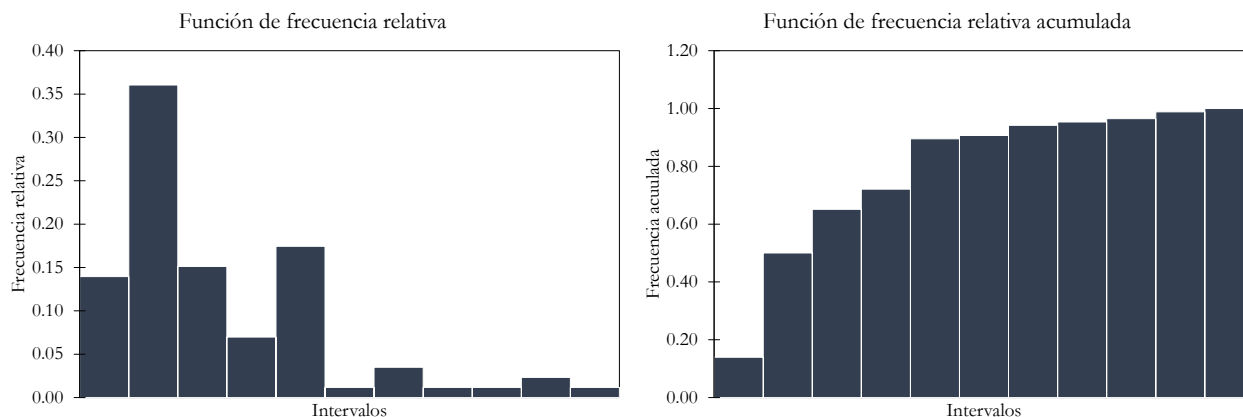


Figura 2.1. Frecuencia relativa y acumulada para una muestra

De forma análoga, si el número de observaciones aumentara hasta tener la totalidad de valores de la población y si los intervalos en los que se dividen tuvieran un tamaño muy pequeño, la función de frecuencia relativa se transforma en la función de densidad de probabilidad $f(x)$ para una población y la función de frecuencia relativa acumulada se vuelve la función de distribución de probabilidad $F(x)$ (Figura 2.2)(Chow et al., 2000).

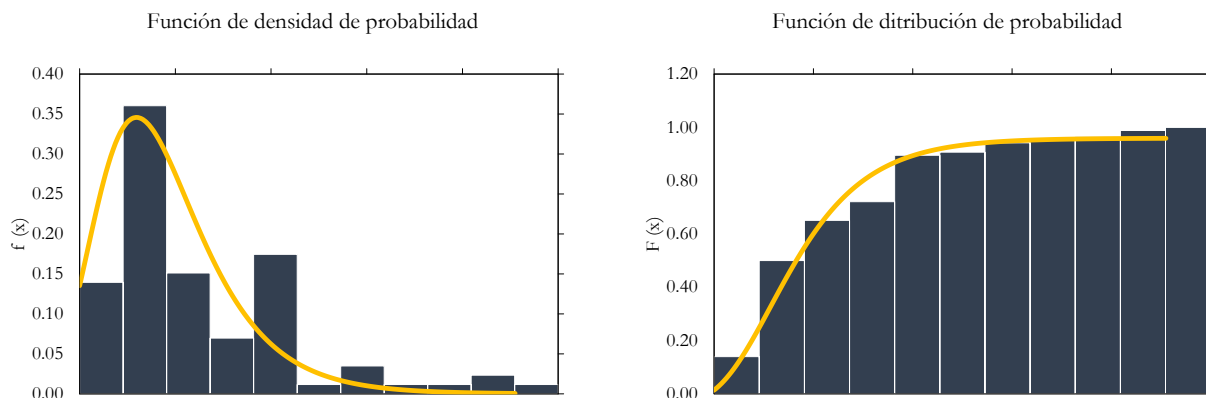


Figura 2.2. Función de densidad de probabilidad y función de distribución de probabilidad

Entre las distintas funciones de distribución de probabilidad que se utilizan en hidrología se encuentran: Normal, LogNormal, Gamma, General de Valores Extremos, Gumbel y Doble Gumbel.

La función de distribución de probabilidad indica la probabilidad de que la variable aleatoria tome valores iguales o menores a un valor determinado (Ecuación 2.1).

$$F(x) = P(X \leq x) \tag{2.1}$$

Las funciones de distribución de probabilidad que más se utilizan en series de máximos son la General de Valores Extremos, Gumbel y Doble Gumbel cuyas ecuaciones se presentan en la [Tabla 2.2](#).

Tabla 2.2. Funciones de distribución de probabilidad. Ecuaciones tomadas de [Escalante & Reyes, 2002](#)

Distribución	Función de distribución de probabilidad	Parámetros
General de Valores Extremos	$F(x) = e^{-[1 - (\frac{x-v}{\alpha})^\beta]^{1/\beta}}$	α, β y v
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-[\frac{x-v}{\alpha}]}}$	α y v
Doble Gumbel	$F(x) = pe^{-e^{-[\frac{x-v_1}{\alpha_1}]}} + (1-p)e^{-e^{-[\frac{x-v_2}{\alpha_2}]}}$	$\alpha_1, v_1, \alpha_2, v_2$ y p

2.1.3. Técnicas de estimación de parámetros

Para conocer el comportamiento probabilístico de una población a partir de los valores de una muestra, esta debe ajustarse a distintas funciones de distribución de probabilidad las cuales están en función de sus parámetros asociados. La estimación de parámetros de una población puede obtenerse mediante el método de momentos y el método de máxima verosimilitud.

Método de momentos

Para estimar los parámetros de una función de distribución con esta técnica, se considera que los momentos alrededor del origen asociados a la función de densidad de probabilidad son iguales a los momentos correspondientes de la muestra ([Chow et al., 2000](#)). Dependiendo el número de parámetros de una distribución se deberá igualar el primer, segundo o tercer momento poblacional a los de la muestra.

El primer momento muestral respecto al origen se obtiene como ([Ecuación 2.2](#))([Chow et al., 2000](#)):

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x} \tag{2.2}$$

El primer momento poblacional respecto al origen de una función de probabilidad se obtiene como ([Ecuación 2.3](#)) ([Escalante & Reyes, 2002](#)):

$$M_1 = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx = \mu \tag{2.3}$$

La primera ecuación de igualación se obtiene entonces como (Ecuación 2.4):

$$\int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{n} \quad (2.4)$$

El segundo momento muestral se obtiene como (Ecuación 2.5)(Escalante & Reyes, 2002):

$$s_{ses}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.5)$$

El segundo momento poblacional de una función de probabilidad se obtiene como (Ecuación 2.6) (Escalante & Reyes, 2002):

$$M_2^{\mu} = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x)dx \quad (2.6)$$

La segunda ecuación de igualación se obtiene entonces como (Ecuación 2.7):

$$\int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 f(x)dx = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.7)$$

Método de máxima verosimilitud

Este método propone que el valor del parámetro de una distribución es aquel que maximiza la función de verosimilitud L o probabilidad conjunta de la variable aleatoria en estudio (Chow et al., 2000).

Si $f(x_i)$ representa la densidad de probabilidad del evento x_i y si las observaciones de la variable aleatoria se consideran independientes, la probabilidad de ocurrencia conjunta (función de verosimilitud L) se calcula como el producto de los valores de la función de densidad de cada evento (Ecuación 2.8):

$$L = \prod_{i=1}^n f(x_i) \quad (2.8)$$

2.1.4. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste permiten verificar que tan bueno o malo es el ajuste de los datos de una muestra a una función de distribución de probabilidad teórica, algunas de ellas son el error cuadrático mínimo, el error estándar de ajuste, la prueba Ji cuadrada y la prueba de Kolmogorov-Smirnof (Aparicio, 1992).

Error cuadrático mínimo

Esta prueba consiste en calcular para cada distribución de probabilidad el error cuadrático con la [Ecuación 2.9](#) ([Aparicio, 1992](#)):

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2 \right]^{1/2} \quad (2.9)$$

Donde x_{o_i} es el i ésimo valor observado y x_{e_i} es el i ésimo valor estimado con la función de distribución en análisis. La mejor función de distribución corresponderá a la que cuente con el mínimo valor de esta prueba.

Error estándar de ajuste

Esta prueba es muy parecida a la anterior, pero se diferencia en que toma en cuenta la cantidad de parámetros de la distribución en análisis. Para el cálculo se debe utilizar la [Ecuación 2.10](#) ([Escalante & Reyes, 2002](#)):

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2}{n - mp} \right]^{1/2} \quad (2.10)$$

Donde x_{o_i} es el i ésimo valor observado; x_{e_i} es el i ésimo valor estimado con la función de distribución en análisis; n es el tamaño de la muestra y mp es el número de parámetros de la distribución.

2.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDROLOGÍA

2.2.1. Hidrograma

Un hidrograma es una representación gráfica del caudal que pasa a través de la sección transversal de una corriente en un tiempo determinado. Representa la respuesta de una cuenca ante las condiciones climáticas de la zona y en él están implícitas las características fisiográficas de la cuenca. El área bajo la curva representa el volumen total de la avenida. En la [Figura 2.3](#) se presenta el hidrograma de las dos avenidas históricas que se presentaron en la cuenca de la presa Zimapán.

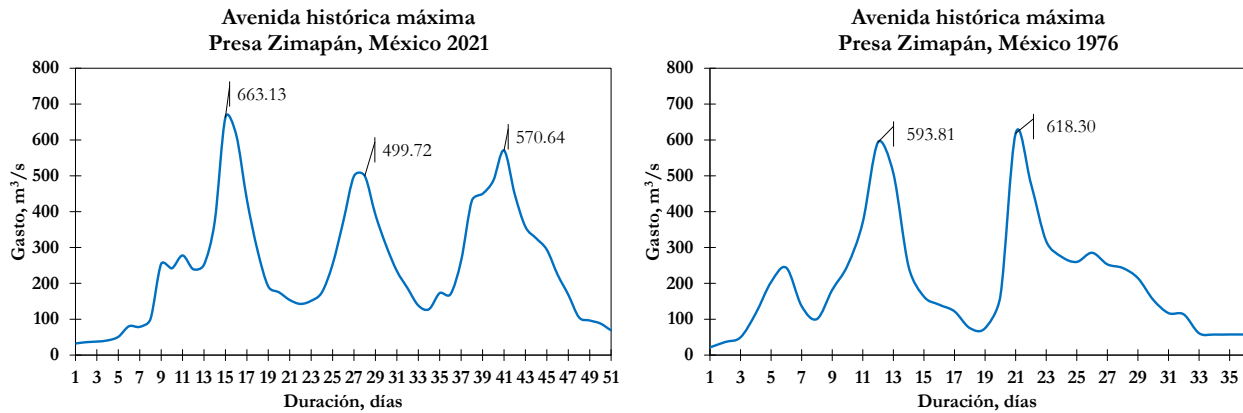


Figura 2.3. Hidrogramas históricos en la presa Zimapán. Fuente: Diseño propio con datos de [CONAGUA, 2025b](#) y [CFE, 2024](#)

2.2.2. Periodo de retorno

El periodo de retorno está asociado a la probabilidad de ocurrencia de un evento, se define como el promedio entre intervalos de recurrencia, es decir, el número de años en promedio en el que se iguala o se excede un valor determinado ([Chow et al., 2000](#)). La probabilidad de excedencia en cualquier año se calcula con la [Ecuación 2.11](#) donde T representa el periodo de retorno en años ([Chow et al., 2000](#)).

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \quad (2.11)$$

Por tanto, la probabilidad de no excedencia es ([Ecuación 2.12](#))([Chow et al., 2000](#)):

$$P(X < x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.12)$$

Si se quiere calcular la probabilidad de no excedencia de un evento de T años de periodo de retorno en n años consecutivos e independientes, entonces se debe obtener la probabilidad conjunta como ([Ecuación 2.13](#)) ([Chow et al., 2000](#)):

$$P(X < x \text{ en } n \text{ años consecutivos}) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.13)$$

La probabilidad de que el evento de T años de periodo de retorno se exceda por lo menos una vez en n años es ([Ecuación 2.14](#)) ([Chow et al., 2000](#)):

$$P(X \geq x \text{ una vez en } n \text{ años}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.14)$$

Con esta última ecuación se puede medir el riesgo de que se presente un evento con T años de periodo de retorno en los n años de vida útil de una obra hidráulica (Fuentes & Franco, 1999).

Para los valores de una muestra, se puede obtener un periodo de retorno empírico ordenando los datos de mayor a menor y aplicando fórmula de Weibull (Ecuación 2.15) (Escalante & Reyes, 2002):

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (2.15)$$

Donde n es el tamaño de la muestra y m es el número de orden asociado a cada dato.

2.2.3. Tránsito de avenidas

El tránsito de avenidas es un proceso que permite simular el paso de una creciente en el vaso de almacenamiento de una presa. Algunas de sus aplicaciones son (Aparicio, 1992):

- Obtener la evolución de las elevaciones en el vaso con el objetivo de conocer si las políticas de operación son adecuadas para la seguridad de la cortina.
- Obtener el hidrograma de salida por la obra de excedencias.
- Obtener el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias y dimensionar la obra de excedencias.
- Dimensionar las obras de desvío y ataguías.

Este procedimiento parte de la ecuación de continuidad en vasos (Ecuación 2.16):

$$\frac{dV}{dt} = I - O \quad (2.16)$$

Donde dV/dt es el cambio de almacenamiento en el vaso en un intervalo de tiempo; I son las entradas al vaso y O son las salidas del vaso.

La ecuación anterior se puede reescribir en diferencias finitas como (Ecuación 2.17) (Fuentes & Franco, 1999):

$$\frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} - \frac{O_{i+1} + O_i}{2} \quad (2.17)$$

Los valores conocidos en la ecuación son I_i , I_{i+1} , V_i y O_i y los desconocidos son V_{i+1} y O_{i+1} . Si se reescribe la ecuación dejando en el lado izquierdo de la igualdad los valores desconocidos y del lado derecho los conocidos tenemos (Ecuación 2.18):

$$\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} = I_{i+1} + I_i + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \quad (2.18)$$

En el tránsito de avenidas no se consideran la precipitación, evaporación o la infiltración en el vaso debido a que el volumen no es representativo en el cálculo en comparación con las entradas por escurrimiento y las salidas por el vertedor y la obra de toma. Para tener una precisión confiable en el cálculo, se deben utilizar intervalos pequeños, normalmente se propone un delta de tiempo menor o igual al 10 por ciento del tiempo pico.

En la ecuación anterior se tienen dos incógnitas y por tanto necesitamos otra relación en donde intervengan el volumen en el vaso y el gasto de salida, para ello se construyen las curvas elevación-volumen y elevación-descargas. La curva elevación-volumen se obtienen de levantamientos topográficos del vaso y la curva elevación-descargas se obtiene del cálculo del gasto de salida por el vertedor. Además, se requiere conocer la elevación inicial en el vaso que es en donde parte el cálculo del tránsito de avenidas y que usualmente se considera la elevación del NAMO.

La ecuación que relaciona la elevación y las descargas en un vertedor rectangular con descarga es libre es (Ecuación 2.19)(Aparicio, 1992):

$$Q = CL(E - E_o)^{3/2} \quad (2.19)$$

Donde Q es el gasto de salida, en m^3/s ; C es un coeficiente de descarga que usualmente se considera con un valor de 2, en $m^{1/2}/s$; L es la longitud efectiva de la creta del vertedor, en m; E_o es la elevación correspondiente a la creta del vertedor, en m y E es la elevación de la superficie libre del agua en el embalse, en m. Si el vertedor es controlado por compuertas la relación elevación-descargas es la política de operación propuesta.

Un método numérico para la solución del tránsito de tipo predictor-corrector se presenta en Fuentes & Franco, 1999 y consiste en los siguientes pasos:

1. Se conocen I_i , I_{i+1} , V_i , O_i y Δt ; por tanto, se evalúa la parte derecha de la Ecuación 2.18.
2. Se supone que $O_{i+1} = O_i$.
3. Con el valor de O_{i+1} se calcula el valor de V_{i+1} en la Ecuación 2.18.
4. Con V_{i+1} se obtiene la elevación E_{i+1} a partir de la curva elevación-volumen.
5. Con E_{i+1} se calcula O_{i+1} con la curva elevación-descarga del vertedor.
6. Se compara el valor O_{i+1} obtenido en el paso 5 con el valor supuesto en el paso 2, si son aproximadamente iguales, con cierta tolerancia, se toma el valor O_{i+1} como correcto. Si no son iguales, con el valor O_{i+1} obtenido del paso 5 se repite el procedimiento a partir del paso 3.
7. Se pasa al siguiente paso de tiempo haciendo que $I_{i+1} = I_i$, $O_{i+1} = O_i$ y $V_{i+1} = V_i$.

2.2.3.1. Programa trate.bas

Es un programa desarrollado en el Instituto de Ingeniería para el manual de obras civiles de la CFE y escrito en el entorno QB64, que permite realizar el tránsito de avenidas en embalses (Figura 2.4). Se debe generar un archivo con extensión .dat que contenga (Fuentes & Franco, 1981; Gómez, 2015):

- Elevación inicial en el vaso, en msnm.
- Número de puntos del hidrograma de entrada.
- Número de punto de la curva elevaciones-volumenes.

- Intervalo de tiempo del hidrograma de entrada, en horas.
- Gasto de salida por la obra de toma, en m^3/s .
- Factor para definir el intervalo de tiempo de cálculo.
- Elevación inicial en el vaso, en msnm.
- Gasto inicial de salida por la obra de excedencias, en m^3/s .
- Elevaciones en el vaso, en msnm.
- Volúmenes en el vaso, en hm^3 .
- Gasto de descarga por la obra de excedencias, en m^3/s .
- Datos del hidrograma de entrada, en m^3/s .
- Tipo de restricción en la descarga.
- Valor que depende del tipo de restricción, t_{pico} o $Q_{descarga}$.

El tipo de restricción tiene las opciones siguientes:

$ntipo = 0$, No hay restricción.

$ntipo = 1$, Antes del tiempo de pico el gasto de salida debe ser menor o igual al de entrada.

$ntipo = 2$, El gasto de salida debe ser el más pequeño entre la capacidad de descarga, gasto máximo de entrada hasta el instante en estudio y el gasto de descarga con las compuertas totalmente abiertas.

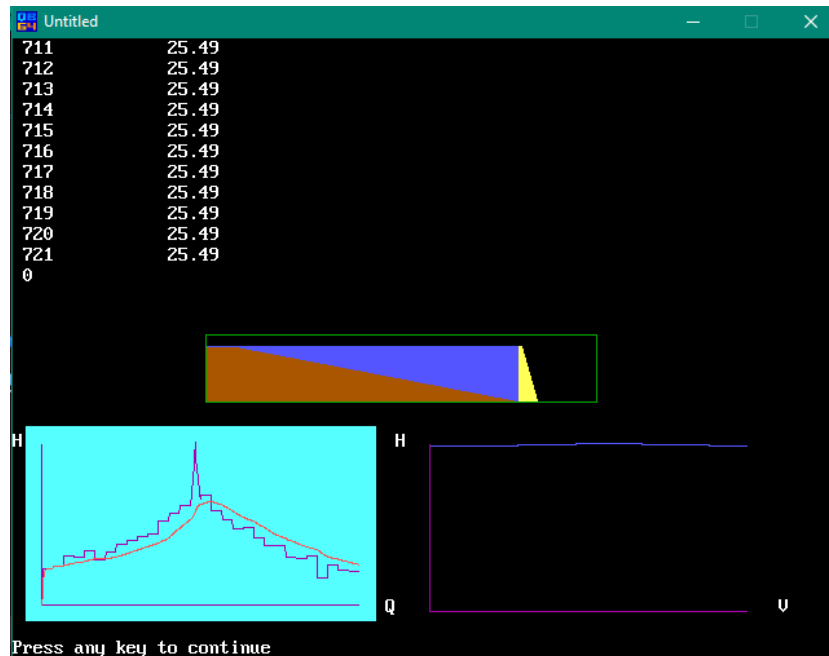


Figura 2.4. Ejemplo de pantalla de resultados del programa Trate.Bas

2.3. MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA CON AUTOMATIZACIÓN

El método fue desarrollado por Domínguez (1989), permite obtener las avenidas de diseño tomando en cuenta el gasto máximo, el volumen y la forma de la avenida (Carabela, 2011; Osnaya *et al.*, 2020). El método propone calcular los gastos medios máximos anuales, para distintas duraciones parciales, con el objetivo de caracterizar las avenidas históricas de ingreso a una presa (Domínguez, 1989; Marengo, 1994).

El gasto medio máximo, para cierta duración, permite obtener una sola variable en la que se considera, de manera implícita, el volumen de la avenida máxima anual (Figura 2.5). De esta manera, los promedios máximos históricos se pueden ajustar a funciones de distribución de probabilidad univariadas, pero que consideran dos variables (gasto máximo y volumen).

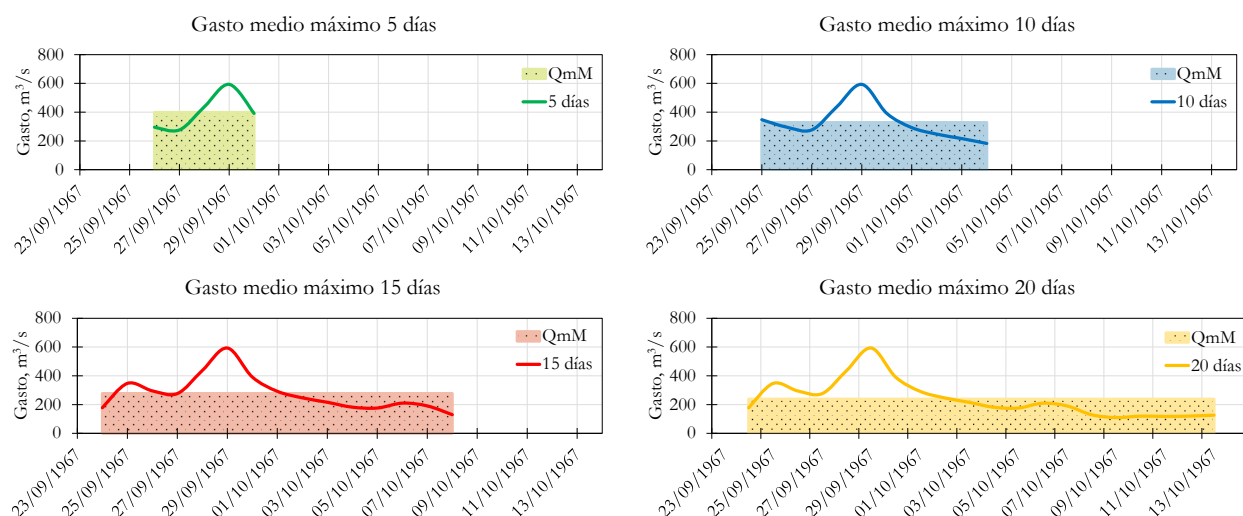


Figura 2.5. Gastos medios máximos avenida de 1967 río Moctezuma. Fuente: Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025b

El método consiste en los siguientes pasos (Carabela, 2011; Domínguez & Arganis, 2012; Castillo, 2019; Rosales, 2022):

2.3.1. Síntesis de las avenidas máximas anuales

Con base en el registro histórico de los gastos medios diarios, se calcula el gasto medio máximo anual para distintas duraciones (d). En cada año, si se analiza un día de duración ($d=1$), el gasto máximo es el valor más grande de todos los días del año; si se analizan dos días ($d=2$), el gasto medio máximo es el valor más grande del promedio de dos días consecutivos. Los gastos medios máximos para distintas duraciones se calculan con la Ecuación 2.20:

$$Q_{mM(d)} = \max \left(\frac{\sum_{k=i}^{i+d-1} Q_k}{d} \right) \quad (2.20)$$

Donde:

$Q_{mM(d)}$ es el gasto medio máximo para d días de duración, en m^3/s ; Q_k es el gasto medio diario del día k , en m^3/s ; i es un contador del día 1,2,3 ... 365 o 366 del año en estudio y d es la duración, en días.

Con este cálculo se pueden obtener relaciones ($Q_{mM(d)} - d$) y construir curvas para describir y comparar las avenidas máximas históricas.

2.3.1.1. Programa gas.bas

El cálculo manual de los gastos medios máximos se vuelve una tarea complicada, sobre todo si para el análisis se considera una duración grande y el registro de gastos medios diarios es extenso. Para remediar esta dificultad se utilizó el programa Gas.Bas, el cual redujo los tiempos empleados para el cálculo.

Es un programa escrito en lenguaje BASIC y desarrollado en el entorno QB64. El programa calcula los gastos medios máximos para distintas duraciones de análisis (Carabela, 2011; Gracida, 2015; Rosales, 2022). En principio se debe generar un archivo con extensión .dat que contenga el año, mes y los gastos medios diarios registrados, los cuales deben estar dispuestos en fila y separados por comas (Figura 2.6).

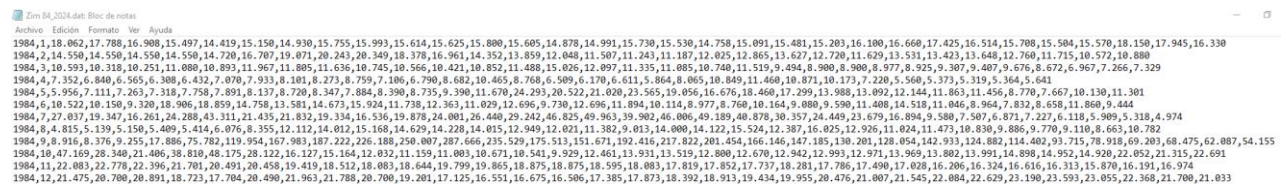


Figura 2.6. Archivo .dat del registro de gastos medios diarios

Una vez ejecutado el programa se solicitan 4 datos de entrada (Figura 2.7): 1) nombre del archivo de datos, 2) año en que inicia el registro, 3) año en que finaliza el registro y 4) para cuantos días de duración.

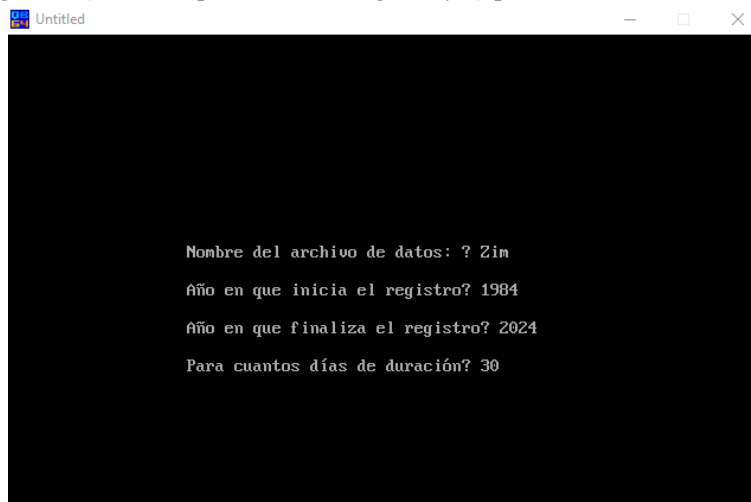


Figura 2.7. Interfaz del programa Gas.Bas

Al terminar el cálculo, se devuelven dos archivos para cada duración, con extensión .aju y .res; el primero contiene los gastos medios máximos para una cierta duración; el segundo contiene la fecha en la que se inició el cálculo para la duración dada (Figura 2.8).

Archivo	Edición	Formato	Ver
106.78			
64.05			
82.72			
401.23			
103.67			
114.91			
297.20			
54.00			
121.39			
92.09			
102.60			
92.42			

Archivo	Edición	Formato	Ver
1938	7	28	106.78
1939	6	8	64.05
1940	7	14	82.72
1941	10	5	401.23
1942	9	4	103.67
1943	9	28	114.91
1944	9	11	297.20
1945	8	13	54.00
1946	10	12	121.39
1947	6	23	92.09
1948	7	22	102.60
1949	8	18	92.42

Figura 2.8. Archivos generados por el programa Gas.Bas

2.3.2. Extrapolación

Se realiza un análisis de frecuencias a los gastos medios máximos. Para cada duración, los gastos promedio máximos se ordenan de mayor a menor y se les asigna un periodo de retorno empírico con la fórmula de Weibull (Ecuación 2.15), posteriormente se ajusta la mejor función de distribución de probabilidad y se extrapolan los gastos medios máximos para distintos periodos de retorno (Figura 2.9).

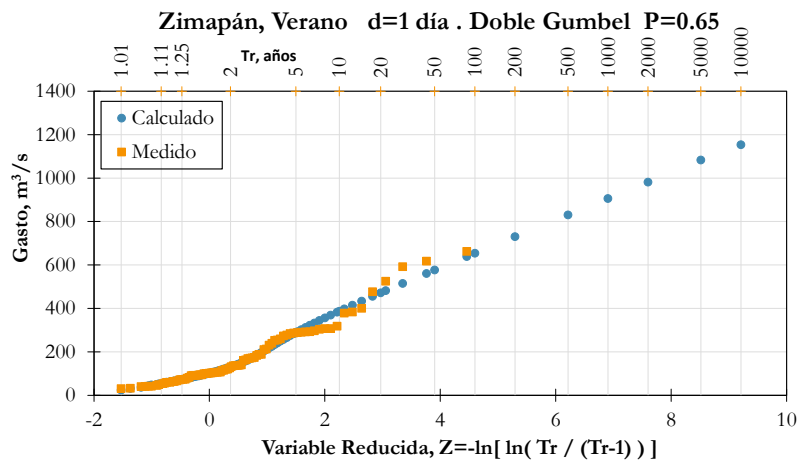


Figura 2.9. Ajuste de distribución Doble Gumbel para un día de duración.

2.3.2.1. Programa Ax

El desarrollo de software aplicado a la hidrología permite realizar análisis más completos, detallados y en menor tiempo en comparación con el trabajo manual y mecánico. El programa Ax fue desarrollado por el CENAPRED (Jiménez, 1996) y permite realizar análisis de series de tiempo, ajustando los valores de una muestra a la mejor función de distribución de probabilidad (Carabela,2011; Gómez, 2015). Se pueden evaluar distintas funciones de distribución: normal, log-normal, exponencial, gamma, Gumbel y Doble Gumbel.

El programa ofrece varias ventajas: su uso es sencillo y rápido, proporciona un gráfico de los ajustes, permite elegir los periodos de retorno para las extrapolaciones y, para el caso de la función Doble Gumbel, se tiene la flexibilidad de poder cambiar manualmente los parámetros de la distribución.

Se requieren como datos de entrada los archivos .aju proporcionados por el programa Gas.Bas. Como primer paso, se realiza un ajuste global para todas las funciones de distribución, después el usuario elige la que mejor describe el comportamiento de los datos y se obtienen los valores extrapolados para distintos periodos de retorno (Figura 2.10). Al finalizar el programa, se devuelven tres archivos con extensiones .etp, .max y .rdg. El primero contiene los valores extrapolados; el segundo los valores medidos y los calculados con la función de distribución elegida y el tercero, solo para la función Doble Gumbel, proporciona los parámetros óptimos para distintos valores p de la distribución (Figura 2.11).

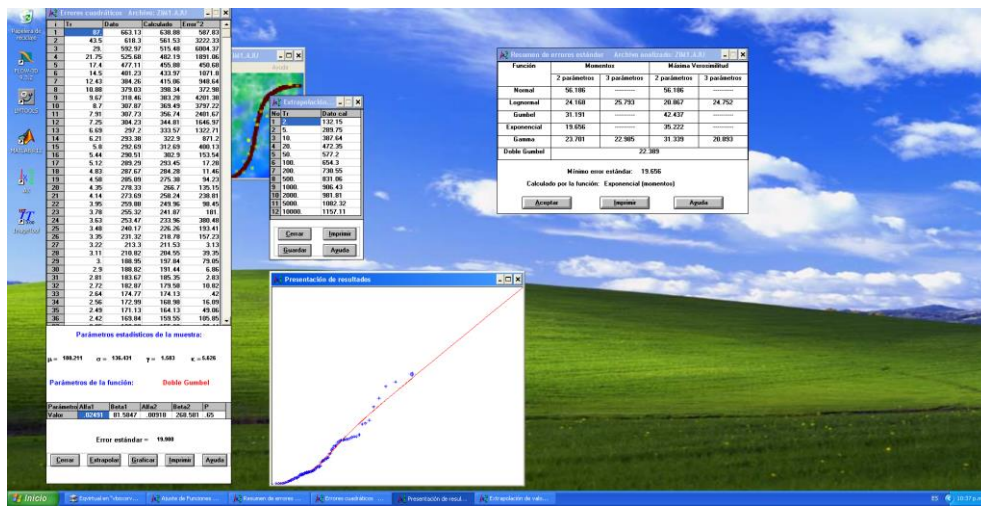


Figura 2.10. Interfaz del programa Ax

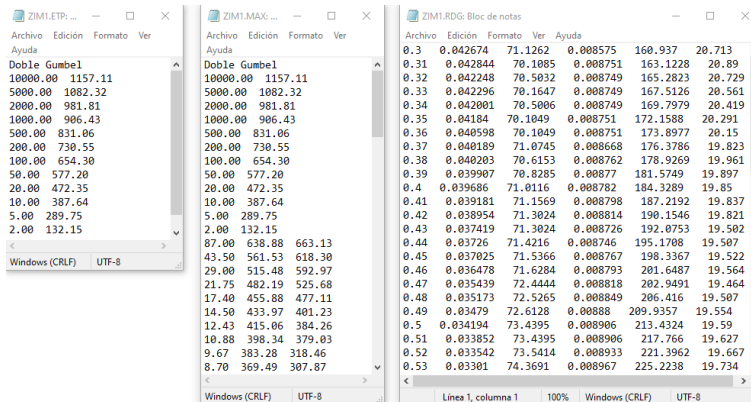


Figura 2.11. Archivos generados por el programa Ax

2.3.3. Construcción de las curvas Q-d-Tr

Con los gastos medios máximos extrapolados para distintas duraciones y periodos de retorno, se construyen las curvas gasto-duración-periodo de retorno (Figura 2.12). En las duraciones iniciales se debe tener un

comportamiento descendente, con el fin de evitar valores que físicamente no son posibles. Esto se logra suavizando los parámetros de la función de distribución.

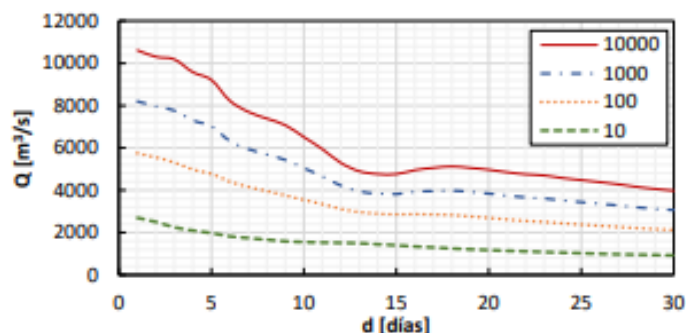


Figura 2.12. Curvas gasto-duración-periodo de retorno. Fuente: Osnaya *et al.*, 2020

2.3.4. Desagregación

Para un periodo de retorno, se deben desagregar los gastos medios máximos de las curvas Q-d-Tr, con el objetivo de obtener el gasto individual de las avenidas de diseño (Figura 2.13). Para ello se realiza un procedimiento recursivo a partir del concepto del promedio con la Ecuación 2.21:

$$Q_{ind(1)} = \bar{Q}_{mM(1)}$$

$$Q_{ind(n)} = (n)(\bar{Q}_{mM(d)}) - \sum_{i=1}^{n-1} Q_{ind(i)} \quad (n = 2, 3 \dots N) \quad (2.21)$$

Donde:

$Q_{ind(n)}$ y $Q_{ind(i)}$ son los gastos individuales desde $i = 1$ hasta N , en m^3/s y $\bar{Q}_{mM(d)}$ es el gasto medio máximo extrapolado para la duración $d = n$, en m^3/s .

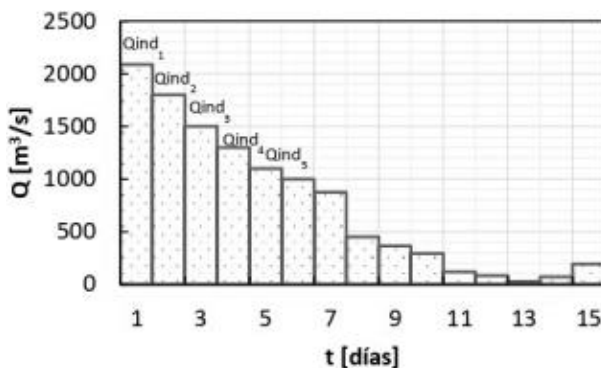


Figura 2.13. Desagregación de los gastos medios máximos extrapolados: Fuente: Osnaya *et al.*, 2020

2.3.5. Formación de la avenida de diseño

Por la manera en la que se obtuvieron los gastos individuales, estos quedaron acomodados de manera descendente y no representan la forma típica de una avenida. Para construir el hidrograma de diseño, los gastos individuales deben reordenarse con el método de los bloques alternos, el cual consiste en colocar en el centro

del hidrograma el gasto individual máximo. Posteriormente, en orden descendente, los gastos individuales se disponen alternadamente a la derecha e izquierda del gasto máximo (Figura 2.14).

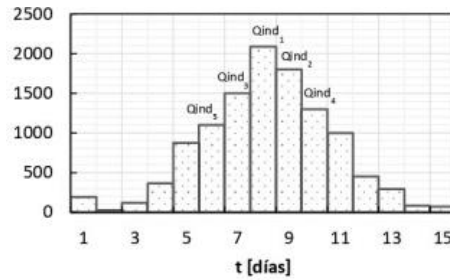


Figura 2.14. Método de los bloques alternos. Fuente: Osnaya *et al.*, 2020

2.3.5.1. Programa IIHIDRODIS

El programa IIHIDRODIS se desarrolló en el Instituto de Ingeniería (Osnaya *et al.*, 2020), permite realizar la desagregación de los gastos promedio máximos y construir las avenidas de diseño, para distintos periodos de retorno, con intervalos de tiempo diarios y horarios (Osnaya *et al.*, 2020; Rosales, 2022; Arganis *et al.*, 2024). Se requiere construir un archivo de Excel® siguiendo el formato de la Figura 2.15. En la hoja de cálculo se incluyen los periodos de retorno y duraciones consideradas para el análisis, así como los gastos medios máximos extrapolados con la función de distribución de mejor ajuste, obtenidos con el programa Ax.

Gastos medios máximos extrapolados para distintos periodos de retorno, Zimapán verano											
Duración	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
Tr	Q	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s
2	130.87	188.79	180.12	103.48	38.42	34.39	30.33	27.15	63.65	60.61	
5	289.61	263.88	251.39	237.66	225.9	216.16	207.06	198.77	191.37	184.41	
10	387.63	361.67	335.28	314.25	296.24	282.6	269.82	259.01	248.82	239.03	
20	472.37	440.84	407.56	380.12	356.69	339.71	323.73	310.82	298.2	285.96	
50	577.23	538.78	496.98	461.59	431.42	410.35	390.43	374.91	359.28	344.02	
100	654.32	610.75	562.72	521.48	486.4	462.27	439.44	422.05	404.19	386.7	
200	730.65	682.1	627.81	580.79	540.73	513.67	487.97	468.7	448.65	428.96	
500	831.16	775.69	713.26	658.56	612.2	581.41	551.74	530.01	507.07	484.43	
1000	906.54	846.08	777.79	717.59	665.95	632.22	599.71	576.48	551.36	526.27	
2000	981.92	917.03	842.56	776.17	720.12	683.02	648.05	622.24	595.64	568.36	
5000	1083.6	1010.89	928.27	853.37	792.63	749.19	712.76	682.29	652.88	622.76	
10000	1153.72	1080.74	992.05	915.12	845.97	799.61	760.36	730.9	696.48	666.8	
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Fin											

Figura 2.15. Archivo de Excel de gastos medios máximos extrapolados. Fuente: Diseño propio modificado de Osnaya *et al.*, 2020

Al iniciar el programa, se solicitan 6 datos de entrada (Figura 2.16): 1) Archivo de datos, 2) gasto medio diario (m^3/s), 3) gasto máximo instantáneo (m^3/s), 4) delta de tiempo considerado en la avenida horaria (hr), 5) factor de ajuste por modificar el pico del hidrograma y 6) periodo de retorno de análisis.

Figura 2.16. Interfaz del programa IIHIDRODIS. Fuente: Diseño propio modificado de *Osnaya et al., 2020*

Al finalizar, se devuelve un archivo de Excel® con los resultados (Figura 2.17). El archivo contiene: 1) los datos de entrada, 2) las curvas gasto-duración-periodo de retorno, 3) la avenida de diseño diaria, 4) La avenida de diseño horaria sin el pico y 5) la avenida de diseño horaria con la modificación del pico. Para darle forma al pico de la avenida, se debe localizar el gasto máximo instantáneo y el gasto medio diario de la máxima creciente histórica registrada.

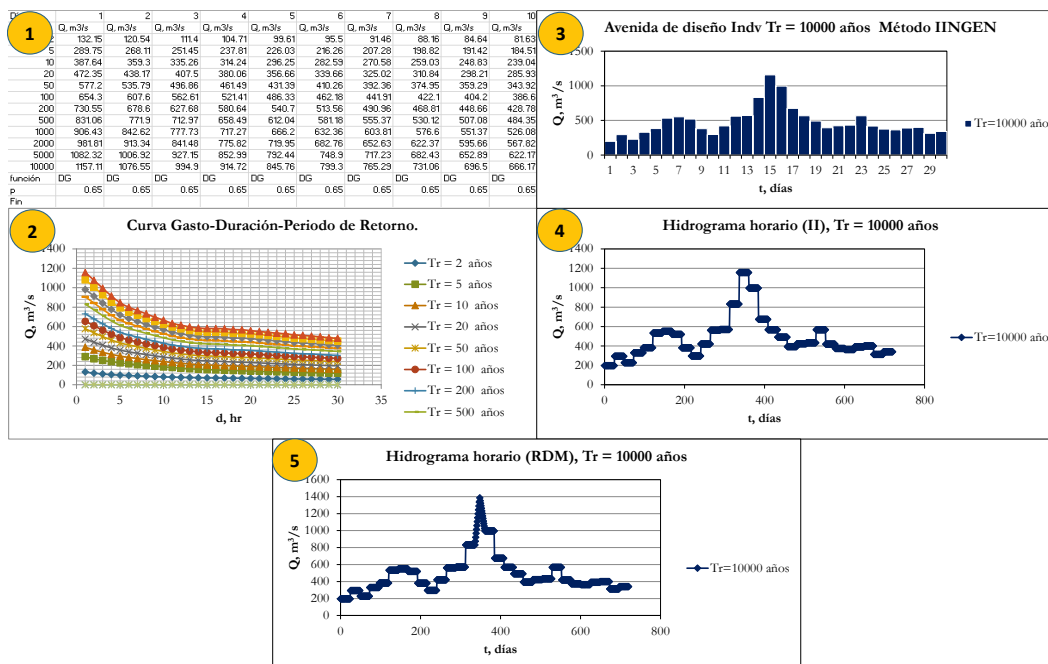
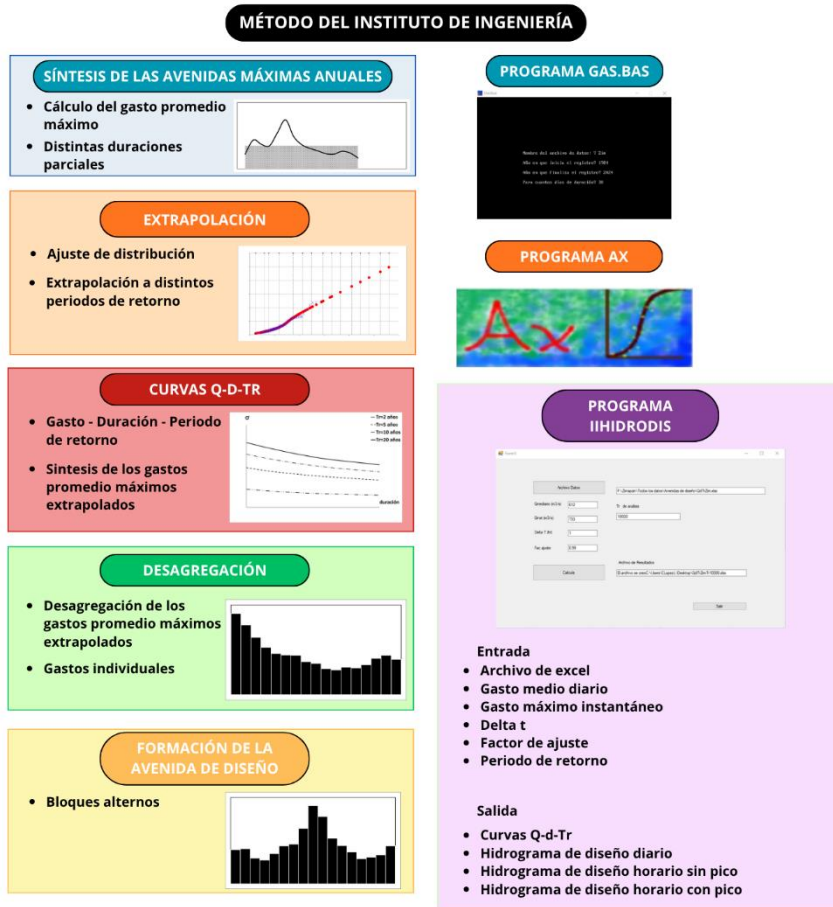


Figura 2.17. Archivo de resultados del programa IIHIDRODIS. Fuente: Diseño propio modificado de *Osnaya et al., 2020*

En la **Figura 2.18** se presenta un diagrama de la metodología.



CAPÍTULO 3 : SITIO DE ESTUDIO

En este capítulo se presenta una breve descripción de la cuenca del embalse de Zimapán y su relación con la cuenca del Valle de México; además, se mencionan las características más importantes de la cortina.

3.1. UBICACIÓN

La presa Ing. Fernando Hiriart Balderrama conocida comúnmente como Zimapán dada su cercanía con el poblado del mismo nombre, se encuentra entre los límites de los estados de Hidalgo y Querétaro en los municipios de Cadereyta de Montes y Zimapán. Sus coordenadas geográficas son 20°40' de Latitud Norte y 90°30' de Longitud Oeste (CONAGUA, 2025c).

Además, la cortina se ubica en la confluencia de los ríos Tula y San Juan que se unen formando un solo cauce el cual toma el nombre de río Moctezuma aguas abajo de la presa. El embalse marca el inicio del accidente geológico conocido como cañón El Infiernillo, en su valle se conduce el río Moctezuma y es rodeado por paredes de roca con una inclinación casi vertical donde se alcanzan alturas de hasta 400 metros (Gobierno del Estado de Hidalgo, 2025).

La cuenca del embalse Zimapán se extiende en su mayoría en los estados de Hidalgo, Querétaro, Tlaxcala, Estado de México y Ciudad de México, pertenece a las Regiones Hidrológicas - Administrativas 13 “Aguas del Valle de México” y 9 “Golfo Norte”, a su vez se encuentra en la Región Hidrológica 26 “Pánuco” y cuenta con un área total de aproximadamente 21,422 km² (Figura 3.1).

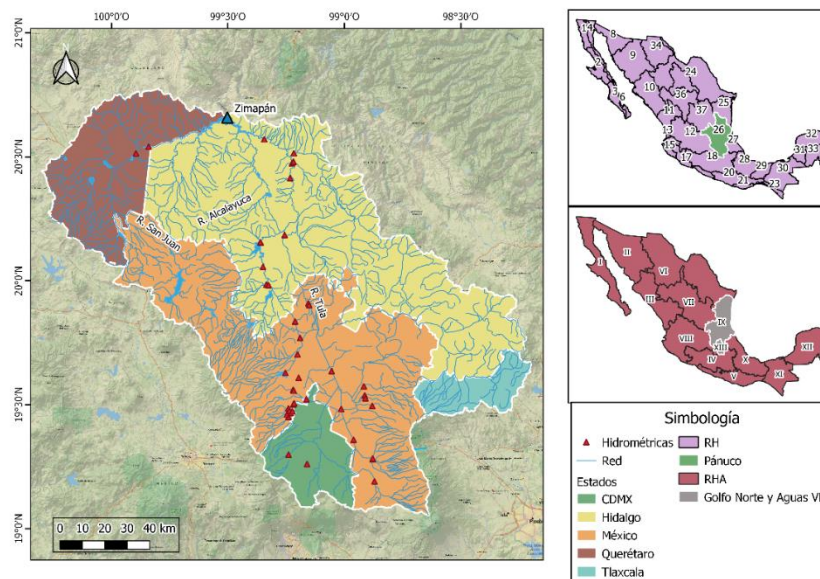


Figura 3.1. Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Diseño propio modificado de Dominguez et al., 2019b

3.2 GRAN CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO

La cuenca del Valle de México de manera natural no pertenece al área de aportación del embalse de Zimapán, debido a su naturaleza de tipo endorreica no tiene un punto de salida natural sobre su parteaguas y los caudales provenientes de los ríos perimetrales se concentran dentro de ella. Desde la época prehispánica, las inundaciones han sido un problema que afecta gravemente a las zonas bajas de la cuenca ya que en principio estas poblaciones se establecieron en lo que era el antiguo Lago de Texcoco (Domínguez, 2001).

En 1449, después de grandes inundaciones en la Ciudad de Tenochtitlán, Nezahualcóyotl construyó una obra de protección la cual se trataba de un dique artificial hecho principalmente de roca conocido como el “Albarradón de Nezahualcóyotl” que servía como una barrera contra el aumento de nivel en el Lago de Texcoco y a su vez permitía separarlo en dos cuerpos de agua (Vázquez, 2021).

Después de la conquista el albarradón fue destruido y en la época colonial, luego de varias inundaciones entre los siglos XVII y XVIII, se construyó el túnel de Nochistongo que posteriormente se convertiría en tajo a cielo abierto y cuya finalización se dio en el año de 1798. Esta obra fue la primera salida artificial para desalojar las aguas del valle de México (Domínguez, 2001) y cuyo destino sería el valle del Mezquital donde el río Tula sería el receptor de estas aguas.

En 1856 se inicia con la construcción del Gran Canal, esta obra comienza en la alcaldía Venustiano Carranza donde atraviesa la zona noreste de la Ciudad de México pasando por el municipio de Ecatepec y terminando en la laguna de Zumpango donde descarga por los túneles uno y dos de Texquiquiac los cuales a su vez descargan sobre el río El Salado, los túneles se terminaron en 1900 y 1946, respectivamente. El primer túnel fue diseñado con una capacidad de 16 m³/s, mientras que, con la construcción del segundo túnel se aumentó a una capacidad de descarga de 90 m³/s (Domínguez, 2001).

Debido al incremento en la población y urbanización, se estableció una demanda desmedida de agua la cual generó (y genera) una sobreexplotación de los acuíferos que no solo es un problema en la gestión del agua, sino que también ocasiona hundimientos diferenciales. Estos hundimientos han provocado cambios en la pendiente original del Gran Canal lo que ha disminuido su capacidad de conducción y que requiera de sistemas de bombeo para el traslado de sus aguas (IMTA, 2021). En la década de los años 50's se originaron grandes inundaciones en la ciudad, fue entonces que se acordó la construcción de un sistema para el control de avenidas y que no fuera afectado por los hundimientos; este fue el origen del Sistema de Drenaje Profundo cuya construcción finalizó en 1975 y constituye una tercera salida artificial del Valle de México (Domínguez, 2001).

Desde el año 2020 con la operación del Túnel Emisor Oriente, se constituye lo que actualmente es el Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México y está conformado por interceptores, emisores, vasos reguladores, ríos entubados, colectores, etc. Este sistema busca solucionar los problemas de inundaciones en la Ciudad de México conduciendo el gasto combinado de aguas residuales y pluviales generadas en las áreas urbanas y por las precipitaciones en la zona, sin embargo, el drenaje del Valle de México significa captar en el río Tula los afluentes de los tres túneles emisores que en conjunto tienen una descarga que podría superar los 300 m³/s y que exceden la capacidad del cauce, la cual no llega a los 200 m³/s en sus primeros kilómetros generando inundaciones a lo largo del río (Vázquez, 2021).

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA ING. FERNANDO HIRIART BALDERRAMA “ZIMAPÁN”

En la [Tabla 3.1](#) se incluyen las características generales de la presa Zimapán.

Tabla 3.1. Características generales de la presa Zimapán. Fuente: [CONAGUA, 2025c](#)

GENERALIDADES		
NOMBRE OFICIAL	Ing. Fernando Hiriart Balderrama	
NOMBRE COMÚN	Zimapán	
AÑO DE CONSTRUCCIÓN	1990	
ORGANISMO RESPONSABLE	CFE	
PROPÓSITOS DE LA OBRA	Almacenamiento y control de avenidas	
USOS DEL AGUA		
GENERACIÓN ELÉCTRICA	Potencia instalada	292 MW
CUENCA Y ESCURRIMIENTO		
REGIÓN HIDROLÓGICA	Pánuco	
CUENCA	Embalse Zimapán	
ÁREA PROPIA	11869 km ²	
CORTINA		
TIPO	Arco bóveda	
MATERIAL	Concreto	
ALTURA MÁXIMA	207 m	
LONGITUD	115 m	
ANCHO	4 m	
NIVELES DEL VASO		
NAME	1563 m	
NAMO	1560 m	
NAMINO	1520 m	
CORONA	1565 m	
VOLUMEN AL NAME	1426 hm ³	
VOLUMEN AL NAMO	1390.11 hm ³	
VOLUMEN AL NAMINO	680 hm ³	
VOLUMEN DE AZOLVES	250 hm ³	
VOLUMEN ÚTIL	710.11 hm ³	
VERTEDORES		
CAPACIDAD ACUMULADA	2520 m ³ /s	
TIPO	Conducto cerrado	
OPERACIÓN	Controlado	
LONGITUD DE CRESTA	19.80 m	

ELEVACIÓN DE CRESTA	1545.27 m
COMPUERTAS	2
TIPO	Radial
ALTURA DE COMPUERTA	17.71 m
ANCHO DE COMPUERTA	9.90 m
GASTOS DE DISEÑO	
PERIODO DE RETORNO	10000 años
GASTO MÁXIMO DE DISEÑO	2960 m ³ /s
VOLUMEN DE AVENIDA DE DISEÑO	1200 hm ³
OBRA DE TOMA	
GASTO COMBINADO	59 m ³ /s
GASTO POR UNIDAD	29.5 m ³ /s
TIPO DE CONDUCTOS	Túnel
NÚMERO DE CONDUCTOS	2
ELEVACIÓN	1500 msnm

En la [Figura 3.2](#) se destaca una vista frontal de la cortina de la presa Zimapán.



Figura 3.2. Presa Ing. Fernando Hiriart Balderrama. Fuente: Inventario de presas. [CONAGUA, 2025c](#)

CAPÍTULO 4 : APLICACIÓN Y RESULTADOS

En este capítulo se presenta la recopilación de los datos y su tratamiento para la aplicación de método del Instituto de Ingeniería; se presenta la obtención de las avenidas de diseño y sus verificaciones, así como los tránsitos de las avenidas considerando distintas políticas de operación.

4.1 DATOS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS

La información para el análisis estadístico se obtuvo a partir de los datos de funcionamiento de vaso de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2024) y de los gastos medios diarios registrados en el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (CONAGUA, 2025b), en estaciones hidrométricas cercanas a la zona de estudio.

En los años previos al inicio de la operación de la presa, se tomaron los registros de estaciones hidrométricas cercanas al embalse (Figura 4.1). Las hidrométricas tomadas en cuenta en el río Tula son la estación Tasquillo (26449), Ixmiquilpan P.C. (26121) e Ixmiquilpan II (26406). La estación Ixmiquilpan II sustituyó en 1971 la operación de Ixmiquilpan P.C. por lo que se consideró como un solo registro a ambas estaciones. En el río San Juan se consideraron la estación Paso de Tablas (26022) y la estación Tequisquiapan (26151).

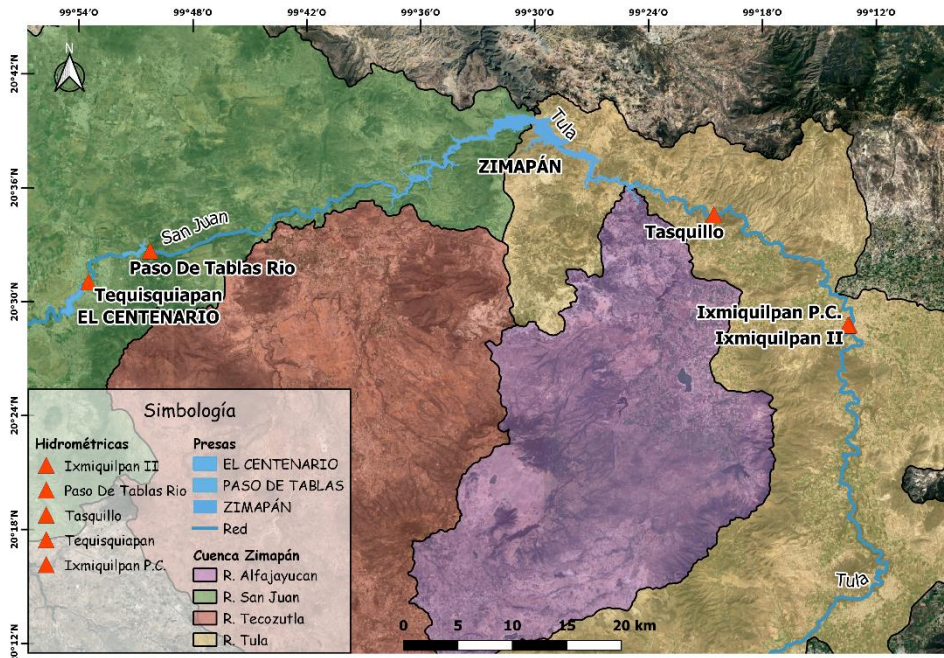


Figura 4.1. Estaciones hidrométricas cercanas a Zimapán. Fuente: Diseño propio con archivos de INEGI, 2025

Para realizar un análisis estadístico adecuado y obtener resultados confiables, se debe considerar una muestra lo suficientemente grande, de al menos 30 años, que proporcione la mayor información sobre las avenidas históricas ocurridas en el sitio estudio, con el objetivo de describir la magnitud y frecuencia con la que ocurren.

En la Figura 4.2 se presenta el registro de las estaciones hidrométricas consideradas.

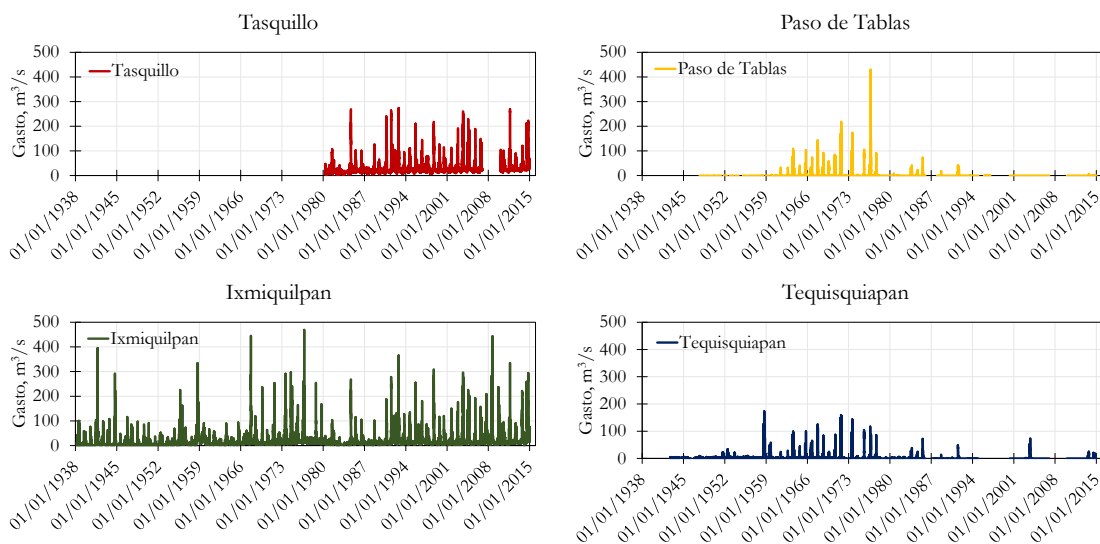


Figura 4.2. Gastos medios diarios en las estaciones de análisis. Fuente: Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025b

En la Figura 4.2 se observa que la estación Tasquillo cuenta con un periodo de registro mucho menor que Ixmiquilpan, por lo que, buscando la correlación entre estaciones hidrométricas sobre el mismo cauce y con áreas de aforo semejantes, se obtuvieron las relaciones mostradas en la Figura 4.3:

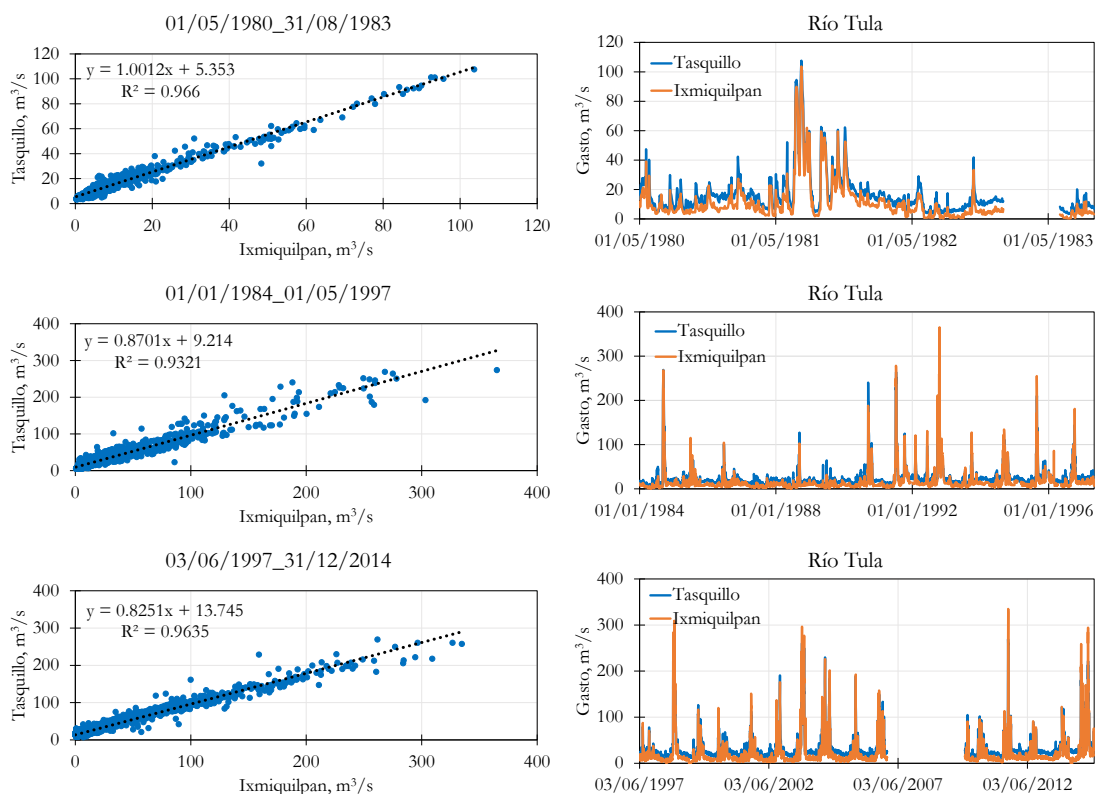


Figura 4.3. Correlaciones en el río Tula. Fuente: Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025b

Tomando en cuenta los registros simultáneos y congruentes en ambas estaciones, se observa una muy buena correlación entre ellas, con valores del coeficiente de determinación mayores a 0.9. Se decidió entonces estimar el gasto en la estación Tasquillo a partir de Ixmiquilpan, para los datos faltantes anteriores a 1994, con la Ecuación 4.1:

$$Q_{TASQUILLO} = 1.0012Q_{IXMIQUILPAN} + 5.353 \quad (4.1)$$

En el río San Juan, tanto la estación Paso de Tablas como la estación Tequisquiapan miden los volúmenes excedentes o derrames en la presa derivadora Paso de Tablas y en la presa para riego El Centenario, respectivamente. En ambas estaciones se tiene un gasto base pequeño o incluso nulo, por lo tanto, se correlacionaron únicamente las crecientes simultaneas en ambas estaciones y se obtuvo la relación mostrada en la Figura 4.4:

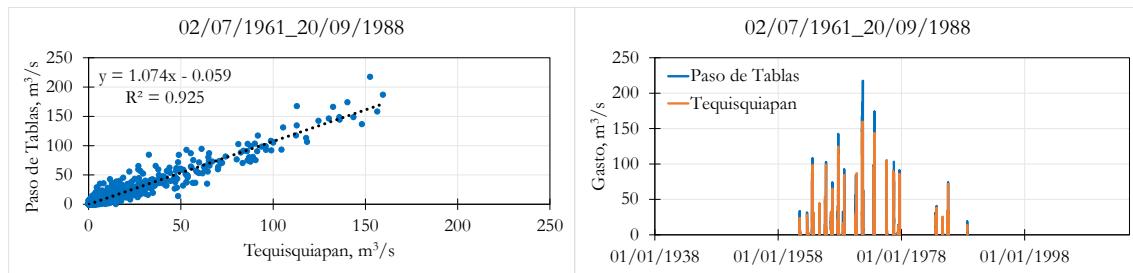


Figura 4.4. Correlaciones en el río San Juan. Fuente diseño propio con datos de CONAGUA, 2025b

En este caso, también se observa una buena correlación en ambas hidrométricas con un valor del coeficiente de determinación de 0.92, de manera que se decidió estimar el gasto en Paso de Tablas a partir de Tequisquiapan, para los datos faltantes anteriores a 1994, con la Ecuación 4.2:

$$Q_{PASO DE TABLAS} = 1.074Q_{TEQUISQUIAPAN} - 0.059 \quad (4.2)$$

El registro de la estación Tasquillo se completó a partir de 1938 hasta 1994, excepto el año 1983 debido a que se contaban con pocos datos para el relleno. En el caso de la estación Paso de Tablas se completó de 1943 a 1994. Ambas series individuales se integraron y se generó un solo registro de gastos medios diarios en la confluencia de los ríos Tula y San Juan, se descartó el año de 1983.

De 1994 a 2005 se tomaron los registros de los gastos medios diarios del informe interno de 2019 (Domínguez et al., 2019b), obtenidos del funcionamiento de vaso reportado por CONAGUA y con datos de la CFE.

A partir del año 2006 hasta el 2024, se dedujeron los gastos de ingreso al embalse con los datos de funcionamiento de vaso de CFE, 2024, aplicando la Ecuación 4.3:

$$I_R = \Delta V + O_v + O_T + O_E - I_P \quad (4.3)$$

Donde:

I_R es el volumen de ingreso por ríos, en hm^3 ; ΔV es el cambio del almacenamiento en el embalse, en hm^3 ; O_v es el volumen de derrame por vertedor, en hm^3 ; O_T es el volumen de extracción por obra de toma, en hm^3 ; O_E es el volumen de evaporación en el vaso, en hm^3 y I_P es el volumen de ingreso por precipitación en el vaso, en hm^3 .

Posteriormente, para todos los años se realizó una depuración de los gastos deducidos, debido a que en ocasiones se tienen errores en el registro de las elevaciones en el vaso. Esto genera cambios bruscos en los gastos medios calculados con valores positivos o negativos grandes.

En la [Tabla 4.1](#) se presenta el funcionamiento de vaso del 11 al 24 de julio de 2009, antes de la corrección en las elevaciones.

Tabla 4.1. Funcionamiento de vaso antes de la corrección. Fuente: Diseño propio con datos de [CFE, 2024](#)

Fecha	Elevación [msnm]	Volumen Útil [hm ³]	Área [km ²]	Extracción Turbinas [hm ³]	Extracción Vertedor [hm ³]	Extracciones Totales [hm ³]	Evaporación [hm ³]	Aportaciones Cuenca Propia [hm ³]	Evaporación [mm]	Gasto Medio Diario [m ³ /s]
11/07/2009	1544.67	378.23	17.85	1.146	0.000	1.146	0.049	1.521	3.90	17.600
12/07/2009	1544.69	378.55	17.85	2.672	0.000	2.672	0.104	1.636	8.31	18.935
13/07/2009	1544.62	377.41	17.84	3.474	0.000	3.474	0.083	1.603	6.62	18.558
14/07/2009	1544.5	375.46	17.81	3.463	0.000	3.463	0.088	1.434	7.07	16.602
15/07/2009	1544.37	373.34	17.78	3.647	0.000	3.647	0.091	1.622	7.35	18.772
16/07/2009	1544.24	371.23	17.76	3.495	0.000	3.495	0.091	1.632	7.34	18.888
17/07/2009	1544.12	369.27	17.73	2.208	0.000	2.208	0.108	192.11	8.73	2223.51
18/07/2009	1554.02	559.07	20.42	3.304	0.000	3.304	0.125	-189.13	8.73	-2189.03
19/07/2009	1543.95	366.51	17.69	2.448	0.000	2.448	0.102	1.246	8.20	14.423
20/07/2009	1543.87	365.20	17.68	3.494	0.000	3.494	0.112	1.653	9.04	19.134
21/07/2009	1543.75	363.25	17.65	2.928	0.000	2.928	0.112	1.411	9.04	16.334
22/07/2009	1543.65	361.62	17.63	3.241	0.000	3.241	0.112	0.422	9.04	4.887
23/07/2009	1543.47	358.69	17.59	3.881	0.000	3.881	0.085	1.849	6.89	21.404
24/07/2009	1543.34	356.58	17.56	3.678	0.000	3.678	0.116	1.189	9.47	13.767

En la [Tabla 4.1](#) se muestra que del 17 al 18 de julio, la elevación pasó de 1544.12 msnm a 1554.02 msnm, una diferencia de diez metros en tan solo un día, en condiciones reales esta variación brusca es imposible que suceda, y genera en los gastos calculados un valor muy grande positivo seguido de uno negativo también grande. Para corregir este error se interpoló linealmente la elevación del 18 de julio con los valores de los días 17 y 19. El valor de 1554.02 msnm se sustituyó por 1544.04 y se lograron modificar los valores dudosos de los gastos medios diarios. En la [Tabla 4.2](#) se presenta la corrección en el funcionamiento de vaso.

Tabla 4.2. Funcionamiento de vaso después de la corrección. Fuente: Diseño propio con datos de CFE, 2024

Fecha	Elevación [msnm]	Volumen Útil [hm ³]	Área [km ²]	Extracción Turbinas [hm ³]	Extracción Vertedor [hm ³]	Extracciones Totales [hm ³]	Evaporación [hm ³]	Aportaciones Cuenca Propia [hm ³]	Evaporación [mm]	Gasto Medio Diario [m ³ /s]
11/07/2009	1544.67	378.23	17.85	1.146	0.000	1.146	0.049	1.521	3.90	17.600
12/07/2009	1544.69	378.55	17.85	2.672	0.000	2.672	0.104	1.636	8.31	18.935
13/07/2009	1544.62	377.41	17.84	3.474	0.000	3.474	0.083	1.603	6.62	18.558
14/07/2009	1544.5	375.46	17.81	3.463	0.000	3.463	0.088	1.434	7.07	16.602
15/07/2009	1544.37	373.34	17.78	3.647	0.000	3.647	0.091	1.622	7.35	18.772
16/07/2009	1544.24	371.23	17.76	3.495	0.000	3.495	0.091	1.632	7.34	18.888
17/07/2009	1544.12	369.27	17.73	2.208	0.000	2.208	0.108	0.933	8.73	10.79
18/07/2009	1544.04	367.89	17.71	3.304	0.000	3.304	0.108	2.029	8.73	23.48
19/07/2009	1543.95	366.51	17.69	2.448	0.000	2.448	0.102	1.246	8.20	14.423
20/07/2009	1543.87	365.20	17.68	3.494	0.000	3.494	0.112	1.653	9.04	19.134
21/07/2009	1543.75	363.25	17.65	2.928	0.000	2.928	0.112	1.411	9.04	16.334
22/07/2009	1543.65	361.62	17.63	3.241	0.000	3.241	0.112	0.422	9.04	4.887
23/07/2009	1543.47	358.69	17.59	3.881	0.000	3.881	0.085	1.849	6.89	21.404
24/07/2009	1543.34	356.58	17.56	3.678	0.000	3.678	0.116	1.189	9.47	13.767

En resumen, de 1938 a 1982 y de 1984 a 1993 se utilizó un registro integrado por las estaciones hidrométricas Paso de Tablas y Tasquillo, cuyo relleno de datos se hizo a partir de las estaciones Tequisquiapan e Ixmiquilpan con datos del Banco Nacional de Aguas Superficiales. De 1994 a 2005 se usaron los registros de los gastos medios diarios del informe interno de 2019 y de 2006 hasta el 2024, se dedujeron los gastos de ingreso al embalse con los datos de funcionamiento de vaso de la CFE.

4.2. AVENIDAS DE DISEÑO DE VERANO

El análisis de los escurrimientos en la época de verano implica tomar en cuenta el periodo en donde se presentan las mayores precipitaciones en la cuenca, las cuales generan los mayores gastos en los ríos. Para la época de verano, se consideraron los gastos medios diarios de los meses de junio a octubre. Se calcularon los gastos medios máximos hasta una duración de 30 días con el programa Gas.Bas, en el archivo de entrada .dat se colocó un valor de -9999 para los gastos medios diarios en los meses de enero a mayo, noviembre y diciembre.

En la [Tabla 4.3](#) se presentan los gastos medios máximos de 1 a 10 días de duración para las cinco crecientes máximas en la época de verano. En la [Figura 4.5](#) se muestra de manera gráfica la caracterización de las 5 crecientes máximas. Los gastos medios máximos con duraciones de 1 a 30 días, para cada año, se encuentran disponibles en el Anexo 1.

Tabla 4.3. Gastos medios máximos de 1 a 10 días de duración para las avenidas en la época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2021	663.13	639.07	570.69	521.12	477.2	457.25	438.45	420.32	402.94	385.05
1976	618.3	550.53	490.56	430.33	393.49	372.29	355.24	341.2	327.13	310.79
1967	592.97	514.96	473.73	428.36	398.61	390.05	376.08	359.92	343.94	327.75
1958	525.68	508.92	477.43	461.31	441.61	417.01	389.25	364.87	345.68	329.93
1971	477.11	449.58	436.08	409.68	384.31	350.78	321.52	295.78	271.94	251.61

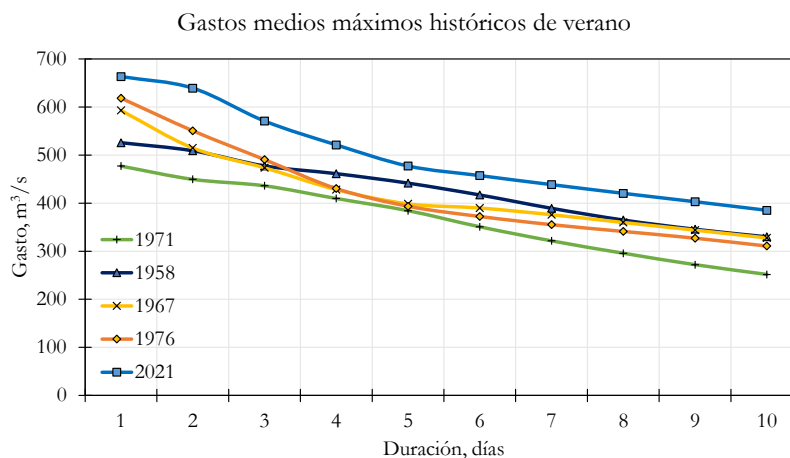


Figura 4.5. Gastos medios máximos históricos de verano

En la [Figura 4.5](#) se observa que la avenida de 2021 tiene el mayor gasto máximo y volumen; la de 1958 tiene un gasto máximo menor que las de 1976 y 1967, pero para duraciones de cuatro a diez días tiene mayor volumen; la de 1976 tiene un gasto máximo mayor que la de 1967 pero después de cinco días de duración su volumen es menor, por último, la avenida de 1971 es la menor tanto en gasto máximo como en volumen.

Luego de obtener los gastos medios máximos para distintas duraciones, se realizó un análisis de frecuencias, ordenando de mayor a menor el registro de los promedios máximos para cada duración y calculando el periodo de retorno empírico de Weibull. Los datos se ajustaron a diferentes funciones de distribución de probabilidad y se eligió la que proporcionó el menor error entre los datos calculados y medidos. Con la función de distribución elegida, los datos se extrapolaron a diferentes periodos de retorno.

Para la época de verano la mejor función de distribución fue la de tipo Doble Gumbel, en la [Figura 4.6](#) se presenta el ajuste de la función de distribución para diferentes duraciones, obtenido con el programa Ax.

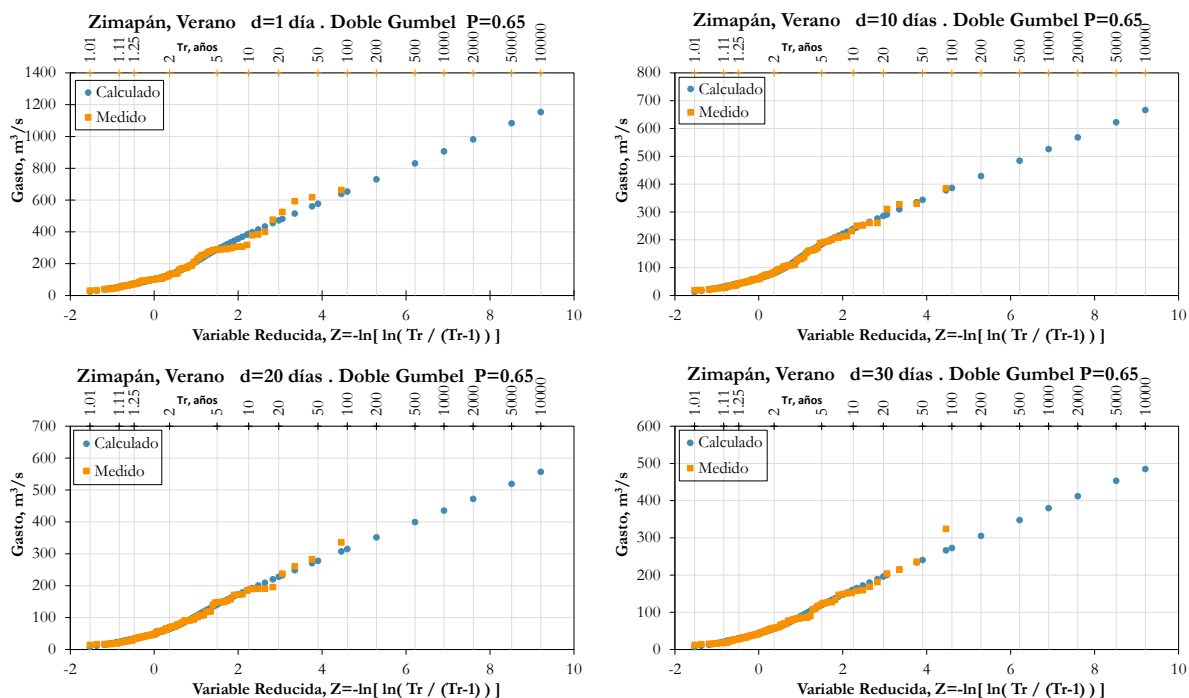


Figura 4.6. Ajuste de distribución Doble Gumbel para la época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

En la [Tabla 4.4](#), [Tabla 4.5](#) y [Tabla 4.6](#) se presentan los gastos medios máximos extrapolados a diferentes periodos de retorno, para distintas duraciones, en la época de verano. En la [Figura 4.7](#) se presentan las curvas gasto-duración-periodo de retorno para verano. Se consideró una duración de 30 días ya que es la que se presenta en la mayoría de las avenidas históricas.

Tabla 4.4. Gastos medios máximos extrapolados de 1 a 10 días de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Duración, días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
2	130.87	118.79	110.12	103.48	98.42	94.39	90.33	87.15	83.65	80.61
5	289.61	269.88	251.39	237.66	225.9	216.16	207.06	198.77	191.37	184.41
10	387.63	361.67	335.28	314.25	296.24	282.6	269.82	259.01	248.82	239.03
20	472.37	440.84	407.56	380.12	356.69	339.71	323.73	310.82	298.2	285.96
50	577.23	538.78	496.98	461.59	431.42	410.35	390.43	374.91	359.28	344.02
100	654.32	610.75	562.72	521.48	486.4	462.27	439.44	422.05	404.19	386.7
200	730.65	682.1	627.81	580.79	540.73	513.67	487.97	468.7	448.65	428.96
500	831.16	775.69	713.26	658.56	612.2	581.41	551.74	530.01	507.07	484.49
1000	906.54	846.08	777.79	717.59	665.95	632.22	599.71	576.48	551.36	526.27
2000	981.92	917.03	842.56	776.17	720.12	683.02	648.05	622.24	595.64	568.36
5000	1083.6	1010.89	928.27	853.37	792.63	749.19	712.76	682.29	652.88	622.76
10000	1153.72	1080.74	992.05	915.12	845.97	799.61	760.36	730.9	696.48	666.8
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

Tabla 4.5. Gastos medios diarios extrapolados de 11 a 20 días de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Duración, días	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
2	78.09	75.57	73.44	71.82	70.48	69	68.1	67.11	66.23	65.01
5	177.95	171.63	165.85	160.91	156.86	153.38	150.44	147.72	143.91	141.21
10	229.79	222.01	214.7	209.06	204.84	201.32	198.19	195.08	190.71	187.57
20	274.34	265.32	256.72	250.54	246.27	242.75	239.52	236.16	231.49	227.99
50	329.47	318.91	308.72	301.88	297.56	294.07	290.73	287.05	282.05	278.11
100	370.01	358.32	346.95	339.62	335.3	331.83	328.39	324.51	319.27	315
200	410.1	397.29	384.81	377	372.63	369.21	365.69	361.59	356.08	351.49
500	462.91	448.62	434.55	426.11	421.63	418.3	414.59	410.27	404.6	399.45
1000	502.57	487.18	472.12	463.2	458.83	455.5	451.71	447.04	440.99	435.8
2000	542.23	526.04	509.82	500.43	495.74	492.71	488.83	483.66	477.66	472.15
5000	595.73	576.85	559.72	548.54	544.38	540.79	537.94	533.05	525.61	519.12
10000	632.63	615.11	596.84	585.19	581	577.42	572.21	569.39	561.72	557.15
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

Tabla 4.6. Gastos medios diarios extrapolados de 21 a 30 días de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Duración, días	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
2	63.82	62.67	61.62	60.44	59.52	58.59	57.94	57.24	56.8	55.99
5	138.56	136.23	134.01	131.74	129.54	127.38	125.22	123.28	121.51	119.96
10	184.24	181.67	178.73	175.6	172.5	169.95	167.31	165.17	162.71	160.63
20	224.09	221.32	217.75	213.82	209.93	207.05	204.08	201.83	198.81	196.29
50	273.5	270.5	266.13	261.19	256.34	253.07	249.7	247.33	243.61	240.54
100	309.89	306.67	301.73	296.04	290.47	286.94	283.29	280.8	276.55	273.11
200	345.87	342.47	336.95	330.58	324.27	320.43	316.52	313.95	309.19	305.35
500	393.14	389.64	383.37	375.9	368.72	364.57	360.16	357.47	352.16	347.75
1000	428.71	425.02	418.18	410.11	402.11	397.67	393.24	390.45	384.39	379.84
2000	464.54	460.4	452.99	444.46	435.75	430.77	426.32	423.44	416.87	411.94
5000	511.96	507.58	499.41	488.85	480.78	474.91	469.06	466.07	458.84	453.41
10000	547.25	542.68	533.95	522.67	511.83	507.76	503.67	498.55	490.82	485.01
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

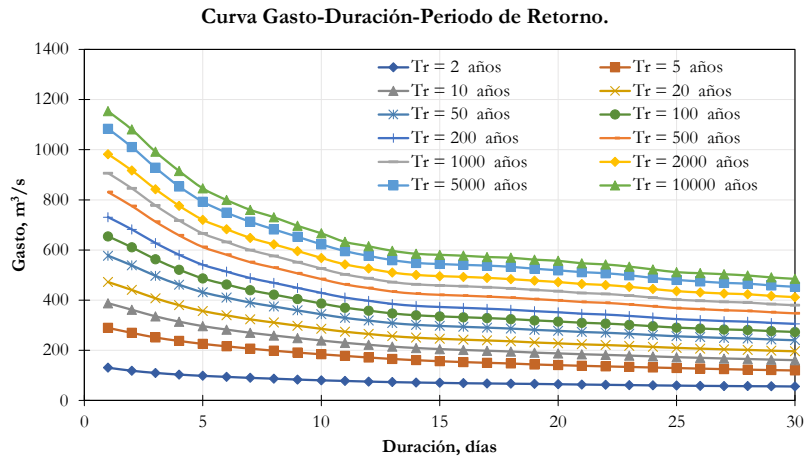


Figura 4.7. Curvas gasto-duración-periodo de retorno para verano. Presa Zimapán, Hidalgo

A partir de los gastos medios máximos extrapolados obtenidos con el programa Ax, y con ayuda del programa IIHIDRODIS, se desagregaron los promedios máximos y se construyeron las avenidas de diseño diarias de la época de verano, para distintos periodos de retorno.

4.2.1. Avenida de diseño de 10,000 años

En la [Tabla 4.7](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.8](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 10,000 años de periodo de retorno.

Tabla 4.7. Construcción de la avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	1153.72	1153.72	274.38	16	577.42	523.72	1007.76
2	1080.74	1007.76	397.33	17	572.21	488.85	684.33
3	992.05	814.67	251.67	18	569.39	521.45	567.81
4	915.12	684.33	341.89	19	561.72	423.66	524.68
5	845.97	569.37	349.25	20	557.15	470.32	399.68
6	799.61	567.81	423.66	21	547.25	349.25	422.39
7	760.36	524.86	488.85	22	542.68	446.71	433.74
8	730.9	524.68	522.34	23	533.95	341.89	523.72
9	696.48	421.12	377.6	24	522.67	263.23	521.45
10	666.8	399.68	290.93	25	511.83	251.67	470.32
11	632.63	290.93	421.12	26	507.76	406.01	446.71
12	615.11	422.39	524.86	27	503.67	397.33	263.23
13	596.84	377.6	569.37	28	498.55	360.31	406.01
14	585.19	433.74	814.67	29	490.82	274.38	360.31
15	581	522.34	1153.72	30	485.01	316.52	316.52

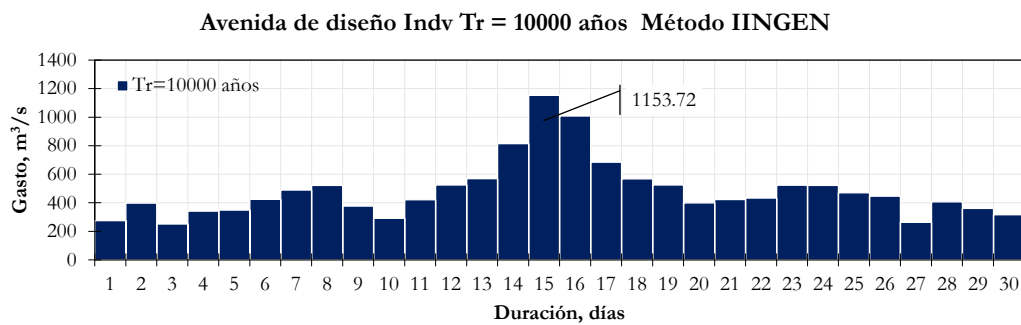


Figura 4.8. Avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno. Época de verano.

4.2.2 Avenida de diseño de 5,000 años

En la [Tabla 4.8](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.9](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 5,000 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.8. Construcción de la avenida de diseño de 5,000 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	1083.6	1083.6	256.4	16	540.79	486.94	938.18
2	1010.89	938.18	316.96	17	537.94	492.34	628.67
3	928.27	763.03	287.1	18	533.05	449.92	531.99
4	853.37	628.67	319.67	19	525.61	391.69	469
5	792.63	549.67	368.76	20	519.12	395.81	351.68
6	749.19	531.99	391.69	21	511.96	368.76	369.17
7	712.76	494.18	492.34	22	507.58	415.6	403.2
8	682.29	469	486.14	23	499.41	319.67	486.94
9	652.88	417.6	354.16	24	488.85	245.97	449.92
10	622.76	351.68	325.43	25	480.78	287.1	395.81
11	595.73	325.43	417.6	26	474.91	328.16	415.6
12	576.85	369.17	494.18	27	469.06	316.96	245.97
13	559.72	354.16	549.67	28	466.07	385.34	328.16
14	548.54	403.2	763.03	29	458.84	256.4	385.34
15	544.38	486.14	1083.6	30	453.41	295.94	295.94

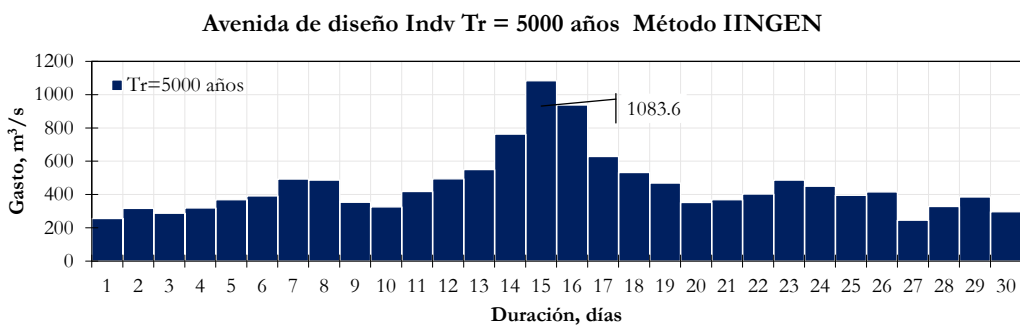


Figura 4.9. Avenida de diseño de 5,000 años de periodo de retorno. Época de verano.

4.2.3. Avenida de diseño de 2,000 años

En la [Tabla 4.9](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.10](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 2,000 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.9. Construcción de la avenida de diseño de 2,000 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	981.92	981.92	232.91	16	492.71	447.26	852.14
2	917.03	852.14	310.62	17	488.83	426.75	577
3	842.56	693.62	226.71	18	483.66	395.77	497.52
4	776.17	577	289.97	19	477.66	369.66	441.57
5	720.12	495.92	312.34	20	472.15	367.46	322.84
6	683.02	497.52	369.66	21	464.54	312.34	347.95
7	648.05	438.23	426.75	22	460.4	373.46	378.36
8	622.24	441.57	430.08	23	452.99	289.97	447.26
9	595.64	382.84	315.18	24	444.46	248.27	395.77
10	568.36	322.84	280.93	25	435.75	226.71	367.46
11	542.23	280.93	382.84	26	430.77	306.27	373.46
12	526.04	347.95	438.23	27	426.32	310.62	248.27
13	509.82	315.18	495.92	28	423.44	345.68	306.27
14	500.43	378.36	693.62	29	416.87	232.91	345.68
15	495.74	430.08	981.92	30	411.94	268.97	268.97

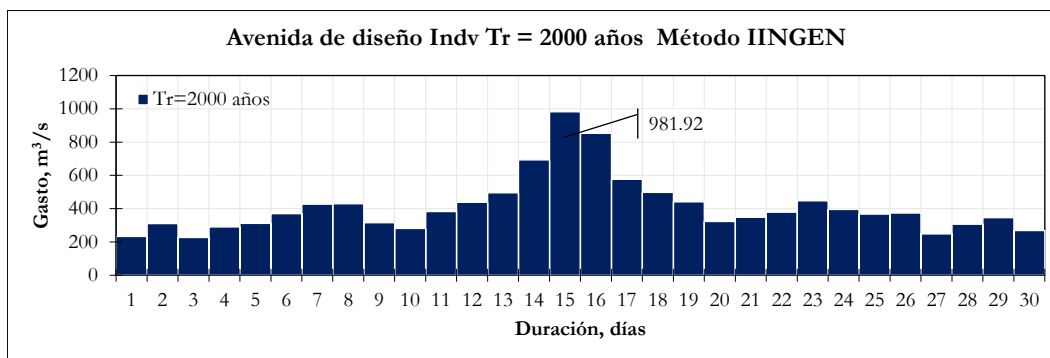


Figura 4.10. Avenida de diseño de 2,000 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.4. Avenida de diseño de 1,000 años

En la [Tabla 4.10](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.11](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 1,000 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.10. Construcción de la avenida de diseño de 1,000 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	906.54	906.54	214.71	16	455.5	405.55	785.62
2	846.08	785.62	278.06	17	451.71	391.07	536.99
3	777.79	641.21	210.11	18	447.04	367.65	463.57
4	717.59	536.99	267.7	19	440.99	332.09	413.87
5	665.95	459.39	286.91	20	435.8	337.19	300.46
6	632.22	463.57	332.09	21	428.71	286.91	317.89
7	599.71	404.65	391.07	22	425.02	347.53	347.24
8	576.48	413.87	397.65	23	418.18	267.7	405.55
9	551.36	350.4	291.4	24	410.11	224.5	367.65
10	526.27	300.46	265.57	25	402.11	210.11	337.19
11	502.57	265.57	350.4	26	397.67	286.67	347.53
12	487.18	317.89	404.65	27	393.24	278.06	224.5
13	472.12	291.4	459.39	28	390.45	315.12	286.67
14	463.2	347.24	641.21	29	384.39	214.71	315.12
15	458.83	397.65	906.54	30	379.84	247.89	247.89

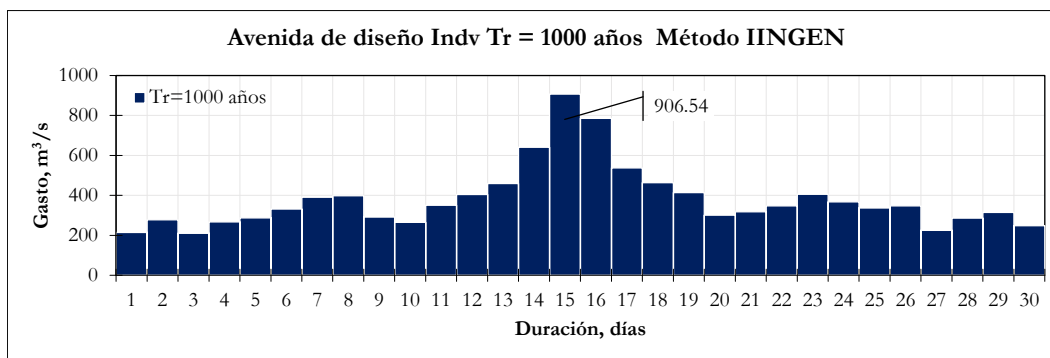


Figura 4.11. Avenida de diseño de 1,000 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.5 Avenida de diseño de 100 años

En la [Tabla 4.11](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.12](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 100 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.11. Construcción de la avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	654.32	654.32	157.55	16	331.83	279.78	567.18
2	610.75	567.18	188.39	17	328.39	273.35	397.76
3	562.72	466.66	156.79	18	324.51	258.55	341.62
4	521.48	397.76	193.05	19	319.27	224.95	300.32
5	486.4	346.08	207.69	20	315	233.87	229.29
6	462.27	341.62	224.95	21	309.89	207.69	229.73
7	439.44	302.46	273.35	22	306.67	239.05	244.33
8	422.05	300.32	274.82	23	301.73	193.05	279.78
9	404.19	261.31	210.51	24	296.04	165.17	258.55
10	386.7	229.29	203.11	25	290.47	156.79	233.87
11	370.01	203.11	261.31	26	286.94	198.69	239.05
12	358.32	229.73	302.46	27	283.29	188.39	165.17
13	346.95	210.51	346.08	28	280.8	213.57	198.69
14	339.62	244.33	466.66	29	276.55	157.55	213.57
15	335.3	274.82	654.32	30	273.11	173.35	173.35

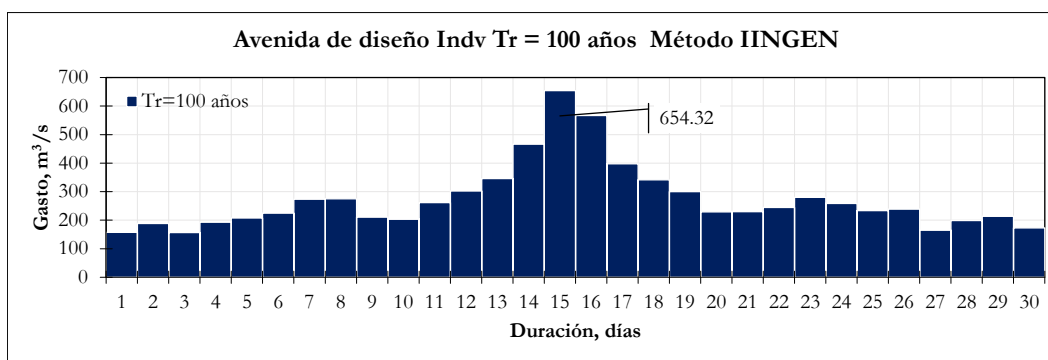


Figura 4.12. Avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.6. Avenida de diseño de 50 años

En la [Tabla 4.12](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.13](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 50 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.12. Construcción de la avenida de diseño de 50 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	577.23	577.23	139.45	16	294.07	241.72	500.33
2	538.78	500.33	162.08	17	290.73	237.29	355.42
3	496.98	413.38	139.94	18	287.05	224.49	305
4	461.59	355.42	169.99	19	282.05	192.05	266.27
5	431.42	310.74	181.3	20	278.11	203.25	206.68
6	410.35	305	192.05	21	273.5	181.3	202.75
7	390.43	270.91	237.29	22	270.5	207.5	212.96
8	374.91	266.27	237.08	23	266.13	169.99	241.72
9	359.28	234.24	186.44	24	261.19	147.57	224.49
10	344.02	206.68	183.97	25	256.34	139.94	203.25
11	329.47	183.97	234.24	26	253.07	171.32	207.5
12	318.91	202.75	270.91	27	249.7	162.08	147.57
13	308.72	186.44	310.74	28	247.33	183.34	171.32
14	301.88	212.96	413.38	29	243.61	139.45	183.34
15	297.56	237.08	577.23	30	240.54	151.51	151.51

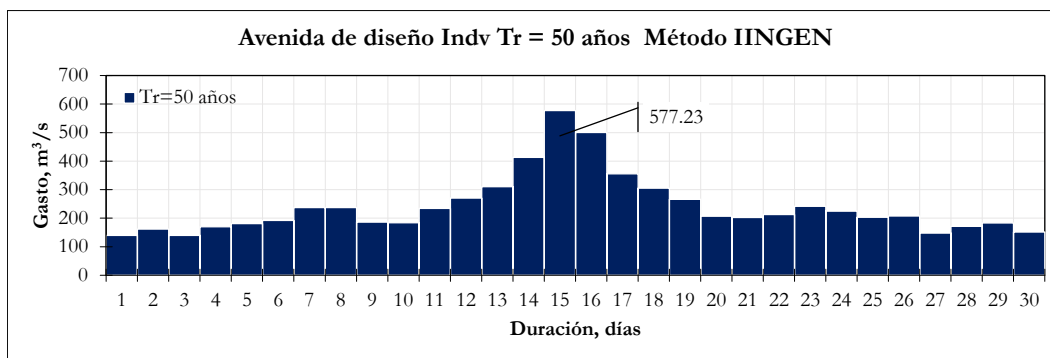


Figura 4.13. Avenida de diseño de 50 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.7. Avenida de diseño de 20 años

En la [Tabla 4.13](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.14](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 20 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.13. Construcción de la avenida de diseño de 20 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	472.37	472.37	114.25	16	242.75	189.95	409.31
2	440.84	409.31	126.86	17	239.52	187.84	297.8
3	407.56	341	116.57	18	236.16	179.04	254.81
4	380.12	297.8	139.21	19	231.49	147.43	220.45
5	356.69	262.97	146.09	20	227.99	161.49	175.8
6	339.71	254.81	147.43	21	224.09	146.09	166.1
7	323.73	227.85	187.84	22	221.32	163.15	170.2
8	310.82	220.45	186.49	23	217.75	139.21	189.95
9	298.2	197.24	153.52	24	213.82	123.43	179.04
10	285.96	175.8	158.14	25	209.93	116.57	161.49
11	274.34	158.14	197.24	26	207.05	135.05	163.15
12	265.32	166.1	227.85	27	204.08	126.86	123.43
13	256.72	153.52	262.97	28	201.83	141.08	135.05
14	250.54	170.2	341	29	198.81	114.25	141.08
15	246.27	186.49	472.37	30	196.29	123.21	123.21

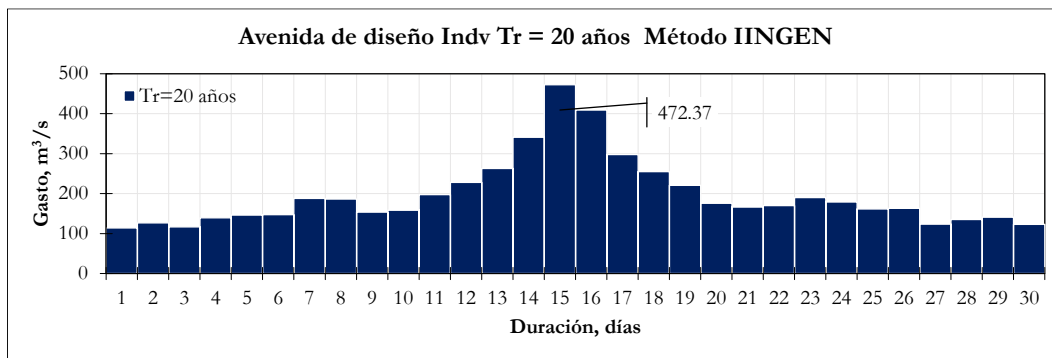


Figura 4.14. Avenida de diseño de 20 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.8. Avenida de diseño de 10 años

En la [Tabla 4.14](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.15](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 10 años de periodo de retorno para la época de verano.

Tabla 4.14. Construcción de la avenida de diseño de 10 años de periodo de retorno. Época de verano. Presa Zimapán, Hidalgo

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	387.63	387.63	93.83	16	201.32	148.52	335.71
2	361.67	335.71	98.67	17	198.19	148.11	251.16
3	335.28	282.5	98.1	18	195.08	142.21	214.4
4	314.25	251.16	114.05	19	190.71	112.05	183.34
5	296.24	224.2	117.64	20	187.57	127.91	150.92
6	282.6	214.4	112.05	21	184.24	117.64	136.43
7	269.82	193.14	148.11	22	181.67	127.7	135.74
8	259.01	183.34	145.76	23	178.73	114.05	148.52
9	248.82	167.3	126.98	24	175.6	103.61	142.21
10	239.03	150.92	137.39	25	172.5	98.1	127.91
11	229.79	137.39	167.3	26	169.95	106.2	127.7
12	222.01	136.43	193.14	27	167.31	98.67	103.61
13	214.7	126.98	224.2	28	165.17	107.39	106.2
14	209.06	135.74	282.5	29	162.71	93.83	107.39
15	204.84	145.76	387.63	30	160.63	100.31	100.31

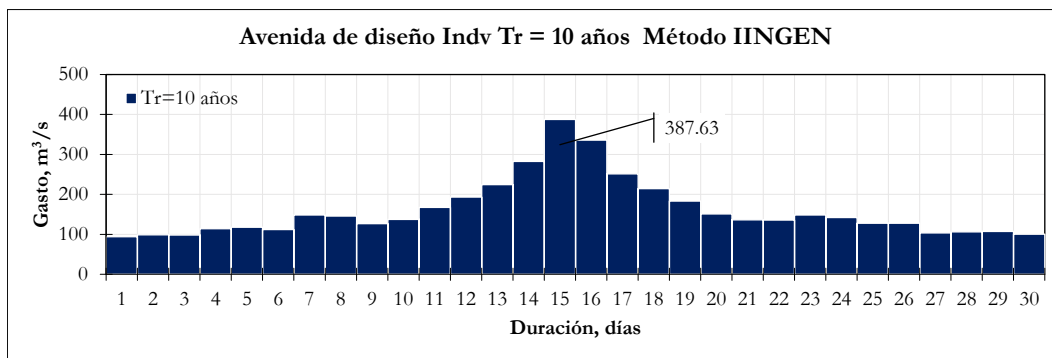


Figura 4.15. Avenida de diseño de 10 años de periodo de retorno. Época de verano

4.2.9. Comparaciones de avenidas de diseño de 10,000 años

En este apartado se compara la avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno, actualizada con el método del Instituto de Ingeniería, la realizada por CFE en 2022 (CFE, 2024), la obtenida con el método de mayoración y la del informe interno de 2019 (Figura 4.16). En la Tabla 4.15 se presenta el gasto medio diario, el gasto máximo y el volumen total de cada avenida de diseño calculada.

Tabla 4.15. Comparación de avenidas de diseño de $T_r=10,000$ años. Presa Zimapán, Hidalgo

Duración (días)	Actualizada IINGEN	CFE 2022	Mayoración	Informe 2019
1	197.01		55.96	222.14
2	294.08		62.53	224.77
3	227.85	200.62	65.39	246.26
4	329.36	175.5	71.00	285.41
5	382.82	490.43	88.47	278.74
6	532.69	688.47	140.09	281.42
7	550.88	740.96	137.15	308.47
8	519.52	654.03	174.53	287.12
9	380.38	219.27	443.27	299.9
10	296.24	239.15	421.96	360.01
11	420.02	369.13	484.64	440.89
12	561.23	593.7	417.50	485.24
13	569.92	456.69	439.95	600.25
14	831.6	748.63	649.86	690.77
15	1157.11	1250.87	1157.11	883.25
16	995.99	1225.47	1073.13	776.63
17	674.18	657.79	757.16	615.95
18	567	579.77	508.06	535.29
19	491.45	496.52	333.53	466.14
20	393.2	290.83	305.38	395.89
21	422.42	212.37	267.88	317.17
22	432.34	472.23	248.78	289.7
23	566.6	761.39	263.92	295.64
24	418.4	741.02	304.87	290.19
25	373.83	556.51	441.57	281.28
26	363.3	341.61	650.53	297
27	389.92	216.54	871.34	257.89
28	399.79	538.56	871.97	231.78
29	313.4		682.58	206.47
30	340.57		532.40	236.64
Gasto máximo (m ³ /s)	1157.11	1250.87	1157.11	883.25
Volumen (hm ³)	1244	1203	1117	984

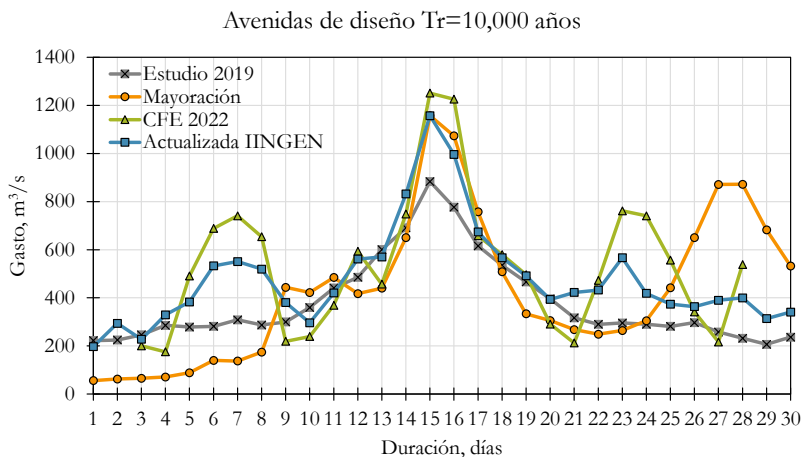


Figura 4.16. Avenidas de diseño de $T_r=10,000$ años. Fuente: Diseño propio con datos de CFE, 2024 y Domínguez *et al.*, 2019b

La avenida de diseño actualizada es mayor en 31% del gasto máximo y 26% en volumen a la calculada en el informe interno de 2019. Las diferencias que se presentan son debidas a que el estudio de 2019 no contempla el tren de avenidas ocurrido en 2021. Además, se toma en cuenta únicamente el gasto conducido por el río Tula, medido en la estación hidrométrica Boquilla-Tecolote, y el ajuste de los gastos medios máximos se realizó con una distribución Gumbel, lo que indica un cambio en la función de distribución.

La avenida mayorada tiene el mismo gasto máximo y una diferencia de 127 hm^3 con la avenida actualizada, sin embargo, la forma que presentan es distinta ya que la avenida mayorada conserva la forma de la avenida de 2021, por lo que toma parte de la segunda creciente ocurrida; en cambio, la avenida actualizada se forma alternando los bloques de los gastos individuales.

La avenida obtenida por la CFE en 2022 tiene un mayor gasto máximo, que difiere por $93 \text{ m}^3/\text{s}$ con la avenida actualizada. En volumen, la avenida actualizada es mayor por 41 hm^3 , aunque la duración que se considera es mayor que la de CFE. Ambas tienen una forma similar en el sentido de que se presenta una pequeña creciente seguida de la máxima y otra creciente pequeña. Las diferencias entre ambas se deben a que CFE utilizó los gastos medios diarios a partir del inicio de la operación de la presa en 1994; además, las curvas gasto-duración-periodo de retorno no fueron suavizadas procurando que descendieran gradualmente.

De acuerdo con los archivos del Inventario de Presas (CONAGUA, 2025c), las avenidas de diseño originales, utilizadas para la construcción de la obra de excedencias, consideran cuatro avenidas que al sumarlas determinan los eventos de diseño. Se definieron dos avenidas con registros hidrométricos de 11 años: la primera, delimitada hasta la estación Paso de Tablas; y la segunda, hasta la estación Ixmiquilpan. Posteriormente, se determinó una tormenta de diseño y mediante un modelo lluvia-escurrimiento se generaron avenidas para dos subcuencas pertenecientes a la cuenca propia del embalse. Para cada periodo de retorno, se sumaron las cuatro avenidas considerando sus tiempos de llegada al embalse y se consideró una duración de 11 días. En la [Tabla 4.16](#) se presentan las avenidas de diseño de construcción.

Tabla 4.16. Avenidas de diseño de construcción. Fuente: Inventario de presas [CONAGUA, 2025c](#)

Tr en años	Gasto máximo (m³/s)	Volumen (hm³)
10	632	310
20	842	403
10,000	2,960	1,209

4.2.10. Verificaciones

Para comprobar la validez de las avenidas de diseño obtenidas, se comparan los gastos medios máximos históricos y los gastos medios máximos calculados con la mejor función de distribución de ajuste para el periodo de retorno empírico de Weibull. Con los gastos medios máximos para los periodos de retorno empíricos, se forman avenidas sintéticas con el método del Instituto de Ingeniería y se comparan con las avenidas históricas (Figura 4.17).

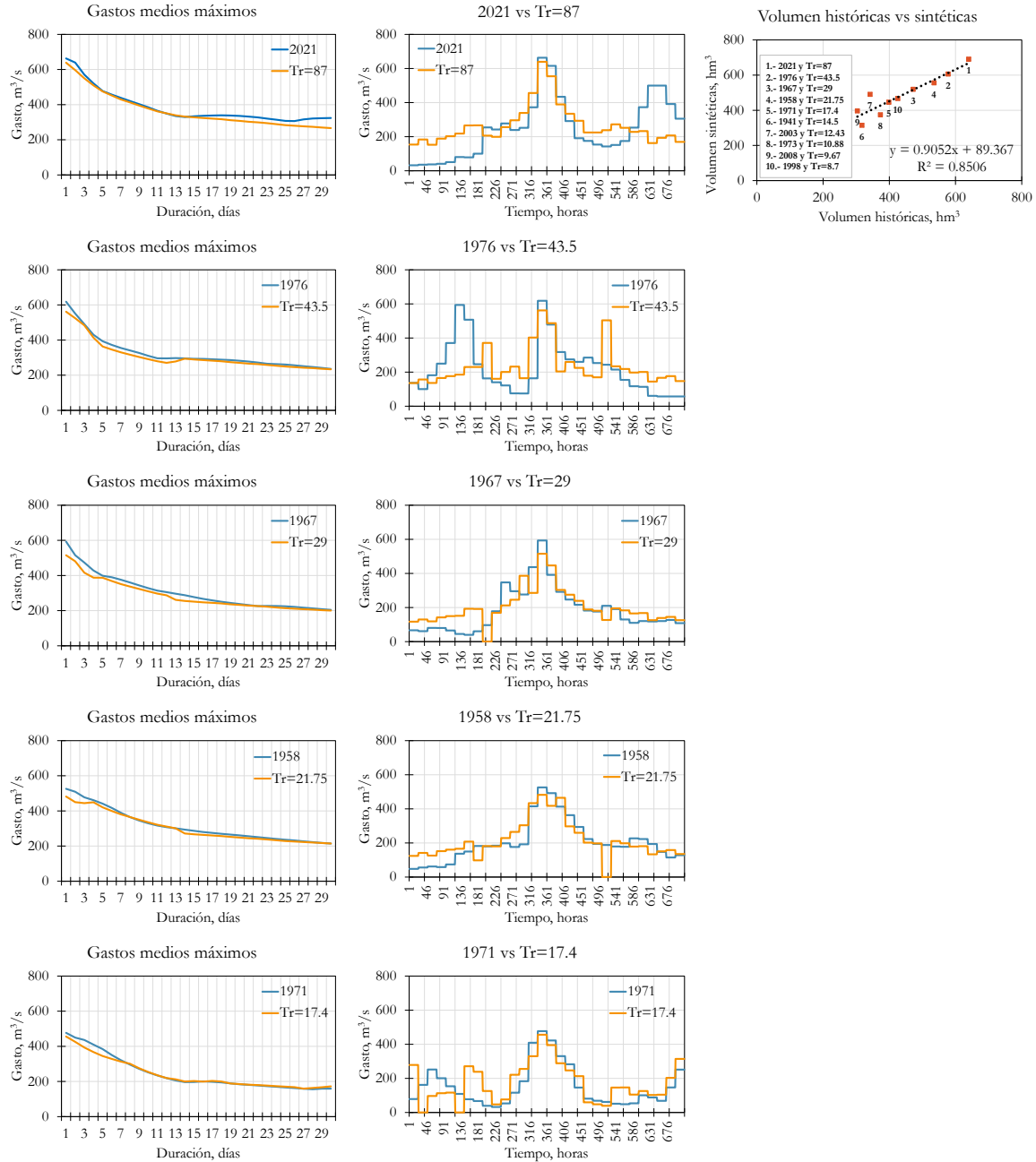


Figura 4.17. Comparación de avenidas históricas y sintéticas. Época de verano.

La condición crítica para revisar la seguridad de una cortina es la elevación máxima que alcanza el embalse ante el tránsito de una avenida. Si se realiza el tránsito de las avenidas históricas y sintéticas (Figura 4.18), bajo las mismas condiciones de operación, el efecto que tengan en la elevación máxima debe ser similar en ambas. En la Tabla 4.17 y Figura 4.19 se presenta el resumen del tránsito de las avenidas históricas y sintéticas.

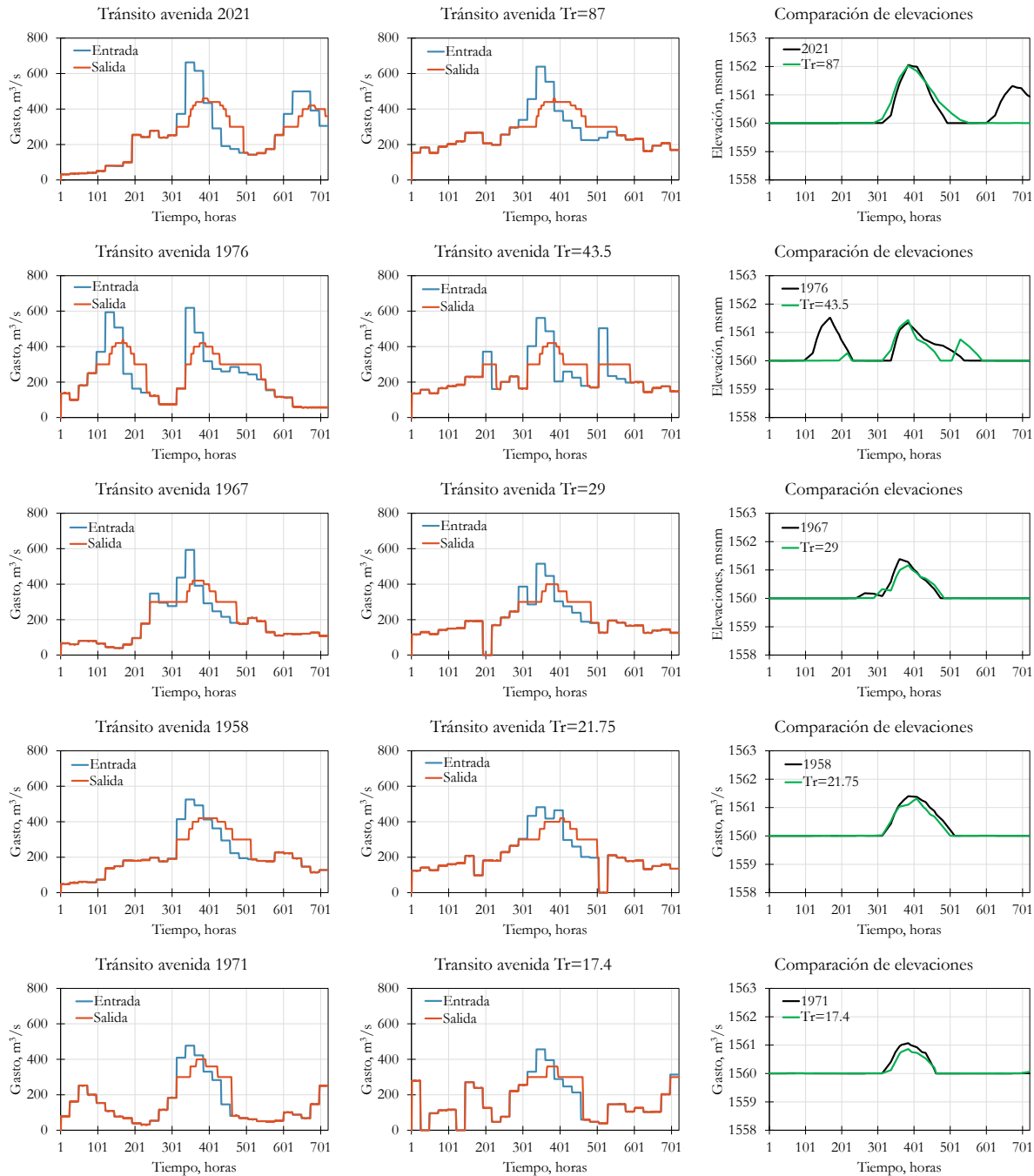


Figura 4.18. Tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de verano.

Tabla 4.17. Resumen del tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de verano

Avenida	Q _{máx} entrada	Q _{máx} salida	Elev máx	vol total máx	Tr, años	Q _{máx} entrada	Q _{máx} salida	Elev máx	vol total máx
	m ³ /s	m ³ /s	msnm	hm ³		m ³ /s	m ³ /s	msnm	hm ³
2021	663.13	460	1562.05	746.90	Tr=87	638.91	460	1562.03	746.26
1976	618.3	440	1561.52	734.43	Tr=43.5	561.56	420	1561.44	732.48
1967	592.97	420	1561.38	731.27	Tr=29	515.5	400	1561.16	726.13
1958	525.68	420	1561.40	731.66	Tr=21.75	482.2	420	1561.31	729.56
1971	477.11	400	1561.07	723.97	Tr=17.4	455.9	360	1560.86	719.09

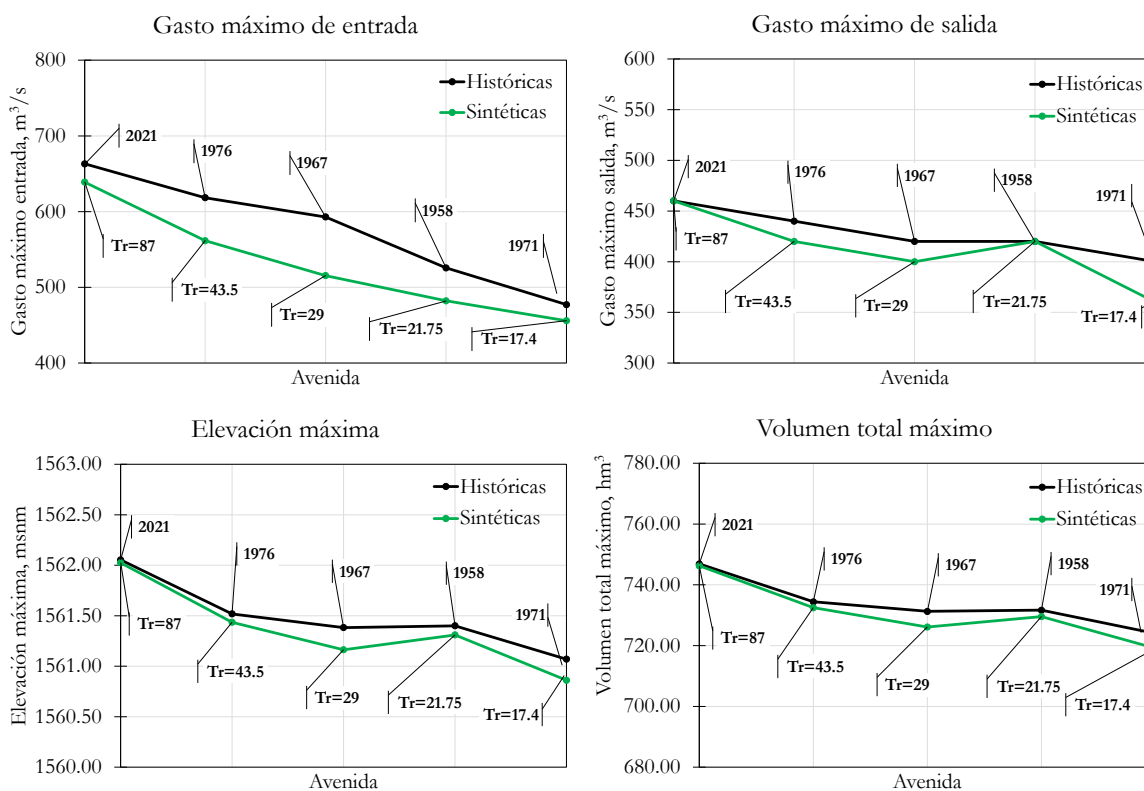


Figura 4.19. Condiciones máximas del tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de verano

La mayor diferencia en los gastos máximos de entrada es de 77 m³/s; en los gastos máximos de salida de 40 m³/s; en la elevación máxima de 22 centímetros y en el volumen total máximo diferencias de 5 hm³. La política de operación utilizada en las verificaciones se presenta en el subcapítulo de tránsito de avenidas.

4.3. AVENIDAS DE DISEÑO DE INVIERNO

En el análisis de los escurrimientos en la época de invierno se toma en cuenta el periodo de estiaje en donde se presentan las menores crecientes en los ríos situados en la cuenca. Para esta época, se consideraron los gastos medios diarios de los meses de enero a mayo, noviembre y diciembre. Se calcularon los gastos medios máximos hasta una duración de 30 días con el programa Gas.Bas, en el archivo de entrada .dat se colocó un valor de -9999 para los gastos medios diarios en los meses de junio a octubre.

En la [Tabla 4.18](#) se presentan los gastos medios máximos de 1 a 10 días de duración para las cinco crecientes máximas en la época de invierno. En la [Figura 4.20](#) se muestra de manera gráfica la caracterización de las 5 crecientes máximas. Los gastos medios máximos con duraciones de 1 a 30 días, en cada año, se encuentran disponibles en el Anexo 1.

Tabla 4.18. Gastos medios máximos de 1 a 10 días de duración para las avenidas en la época de invierno

Año	Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1958	199.81	173.31	160.7	148.17	138.14	133.03	128.2	123.07	118.74	114.68
2002	182.87	170.72	152.39	140.91	129.86	120.56	112.6	106.92	102.49	99.88
2009	157.85	130.37	117.84	107.65	99.26	91.7	86.88	81.35	77.74	75.46
2018	131.02	130.17	128.99	127.98	128.28	124	117.49	112.3	107.05	101.99
2010	111.89	108.6	102.24	101.41	99.03	93.96	92.71	88.26	84.35	81.3

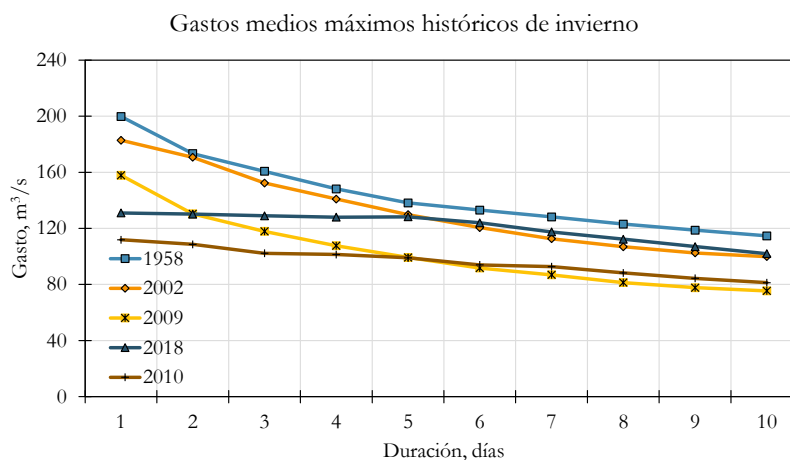


Figura 4.20. Gastos medios máximos históricos de invierno

Luego de obtener los gastos medios máximos para distintas duraciones, se realizó un análisis de frecuencias, ordenando de mayor a menor el registro de los promedios máximos para cada duración y calculando el periodo de retorno empírico de Weibull. Los datos se ajustaron a diferentes funciones de distribución de probabilidad y se eligió la que reportó el menor error entre los datos calculados y medidos. Con la función de distribución elegida, los datos se extrapolaron a diferentes periodos de retorno.

Para la época de invierno la mejor función de distribución fue la de tipo Doble Gumbel, en la [Figura 4.21](#) se presenta el ajuste de la función de distribución para diferentes duraciones, obtenido con el programa Ax.

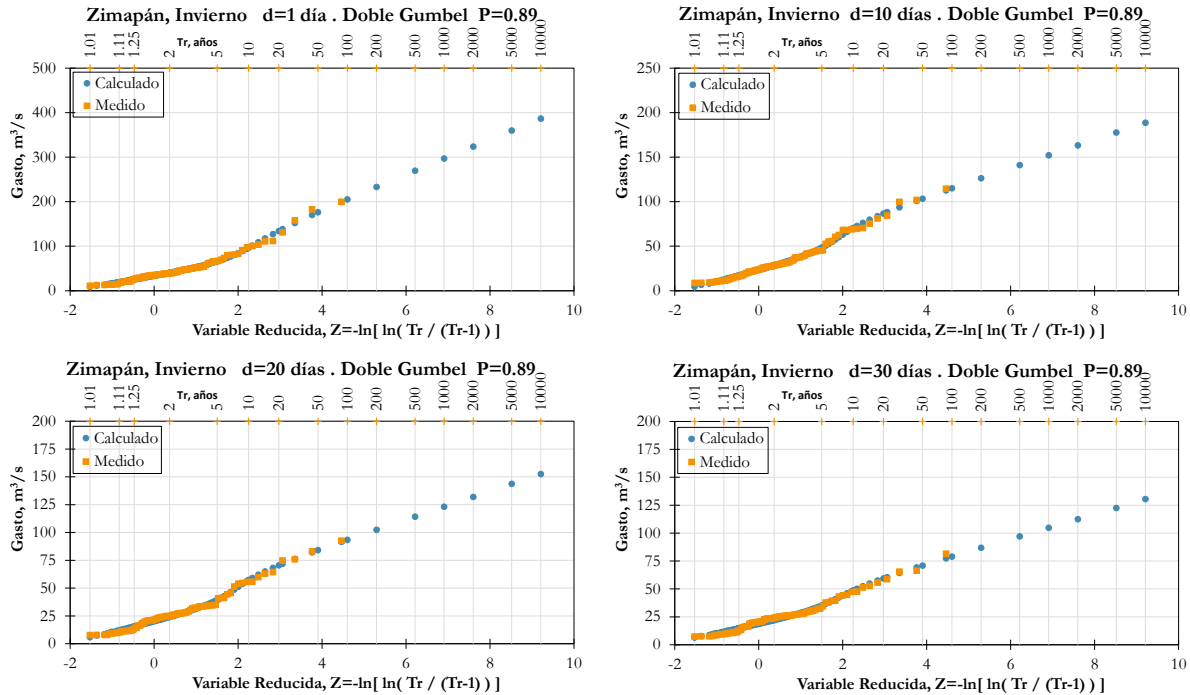


Figura 4.21. Ajuste de distribución Doble Gumbel para la época de invierno

En la [Tabla 4.19](#), [Tabla 4.20](#) y [Tabla 4.21](#) se presentan los gastos medios máximos extrapolados a diferentes periodos de retorno, para distintas duraciones, en la época de invierno. En la [Figura 4.22](#) se presentan las curvas gasto-duración-periodo de retorno para invierno.

Tabla 4.19. Gastos medios máximos extrapolados de 1 a 10 días de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Duración, días	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
2	40.36	36.83	34.71	33.3	32.21	31.32	30.4	29.72	29.04	28.48
5	65.98	61.42	58.71	56.87	55.05	53.56	51.75	50.48	49.27	48.36
10	96.67	90.63	86.19	82.83	80.34	77.84	76	73.9	71.73	70.5
20	134.31	122.67	114.76	108.27	103.55	99.39	96.19	92.51	89.26	86.64
50	176.35	157.74	146.23	136.39	128.76	122.74	117.5	112.04	107.69	103.42
100	205.32	181.99	168.08	155.99	146.32	139.02	132.29	125.59	120.49	115.07
200	233.32	205.42	189.25	175.04	163.38	154.83	146.66	138.74	132.93	126.37
500	269.6	235.86	216.82	199.79	185.53	175.44	165.36	155.86	149.14	141.1
1000	297.08	258.74	237.36	218.51	202.27	190.94	179.32	168.78	161.31	152.1
2000	323.92	281.62	258.05	236.88	218.88	206.26	193.45	181.54	173.49	163.27
5000	360	311.18	285.75	260.99	240.77	226.36	211.92	198.69	189.15	177.71
10000	386.84	333.71	306.13	279.35	257.25	241.68	225.4	211.46	201.23	188.71
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89

Tabla 4.20. Gastos medios máximos extrapolados de 11 a 20 días de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Duración, días	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
2	27.84	27.3	26.83	26.36	25.93	25.54	25.17	24.78	24.47	24.18
5	47.14	46.11	45.18	44.14	43.19	42.32	41.58	40.75	40.02	39.37
10	68.89	67.49	66.13	64.67	63.49	62.4	61.12	59.78	58.48	57.34
20	84.36	82.08	80.18	78.36	77.17	76.3	74.86	73.37	71.9	70.56
50	100.33	97.02	94.52	92.28	91.02	90.36	88.8	87.18	85.6	84.09
100	111.4	107.36	104.44	101.9	100.59	100.07	98.44	96.71	95.05	93.43
200	122.13	117.38	114.07	111.22	109.87	109.48	107.77	105.95	104.22	102.5
500	136.11	130.46	126.6	123.35	121.94	121.73	119.94	117.98	116.18	114.29
1000	146.65	140.23	135.97	132.5	131	130.87	129.09	127	125.16	123.2
2000	157.1	150.15	145.49	141.58	140.02	140.16	138.16	136.12	134.07	132
5000	170.81	162.97	157.79	153.78	151.86	152.16	150.35	148.19	146.04	143.7
10000	181.27	173.35	167.16	162.85	160.88	161.88	159.43	156.61	154.39	152.5
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89

Tabla 4.21. Gastos medios máximos extrapolados de 21 a 30 días de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Duración, días	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tr	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
años	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
2	23.92	23.73	23.51	23.27	23.09	22.88	22.71	22.54	22.36	22.17
5	38.8	38.47	38.02	37.49	37.2	36.74	36.36	35.98	35.59	35.19
10	56.58	55.7	54.87	53.45	52.82	51.95	51.14	50.27	49.49	48.69
20	69.41	68.26	67.06	65.4	64.49	63.51	62.41	61.36	60.38	59.42
50	82.45	81.13	79.57	77.83	76.67	75.66	74.29	73.15	72.03	70.96
100	91.47	90.04	88.23	86.45	85.12	84.1	82.56	81.35	80.15	79.01
200	100.21	98.67	96.61	94.82	93.34	92.3	90.58	89.32	88.04	86.86
500	111.58	109.92	107.55	105.73	104.03	102.98	101.05	99.75	98.34	97.07
1000	120.13	118.38	115.74	113.87	112.03	110.99	108.91	107.58	106.1	104.77
2000	128.55	126.77	123.9	122.14	120.15	119.03	116.73	115.36	113.8	112.42
5000	139.68	137.92	134.61	132.83	130.64	129.5	127.25	125.69	124.15	122.57
10000	148.7	146.05	142.78	141.48	138.64	137.49	134.58	133.71	131.36	130.46
función	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG	DG
p	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89

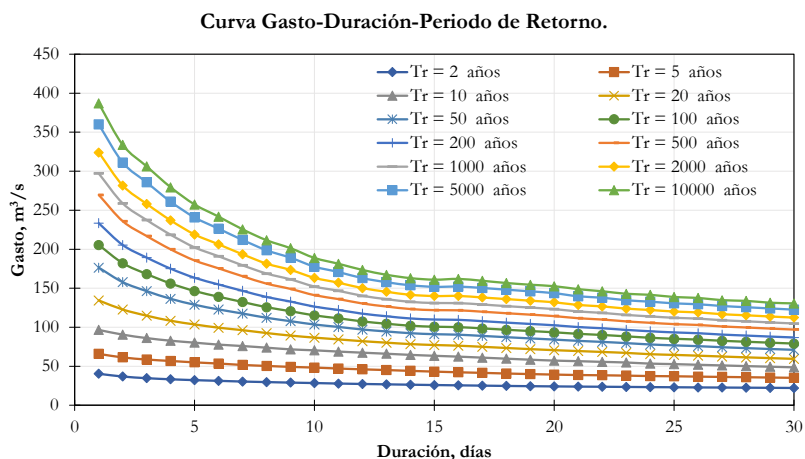


Figura 4.22. Curvas gasto-duración-periodo de retorno para invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

A partir de los gastos medios máximos extrapolados con el programa Ax, y con ayuda del programa IHIDRODIS, se desagregaron los promedios máximos y se construyeron las avenidas de diseño diarias de la época de invierno, para distintos periodos de retorno.

4.3.1. Avenida de diseño de 10,000 años

En la [Tabla 4.22](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.23](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 10,000 años de periodo de retorno.

Tabla 4.22. Construcción de la avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	386.84	386.84	65.56	16	161.88	176.88	280.58
2	333.71	280.58	58.92	17	159.43	120.23	199.01
3	306.13	250.97	70.48	18	156.61	108.67	163.83
4	279.35	199.01	70.84	19	154.39	114.43	113.88
5	257.25	168.85	72.7	20	152.5	116.59	76.03
6	241.68	163.83	114.43	21	148.7	72.7	86.23
7	225.4	127.72	120.23	22	146.05	90.4	106.82
8	211.46	113.88	133.3	23	142.78	70.84	176.88
9	201.23	119.39	92.88	24	141.48	111.58	108.67
10	188.71	76.03	106.87	25	138.64	70.48	116.59
11	181.27	106.87	119.39	26	137.49	108.74	90.4
12	173.35	86.23	127.72	27	134.58	58.92	111.58
13	167.16	92.88	168.85	28	133.71	110.22	108.74
14	162.85	106.82	250.97	29	131.36	65.56	110.22
15	160.88	133.3	386.84	30	130.46	104.36	104.36

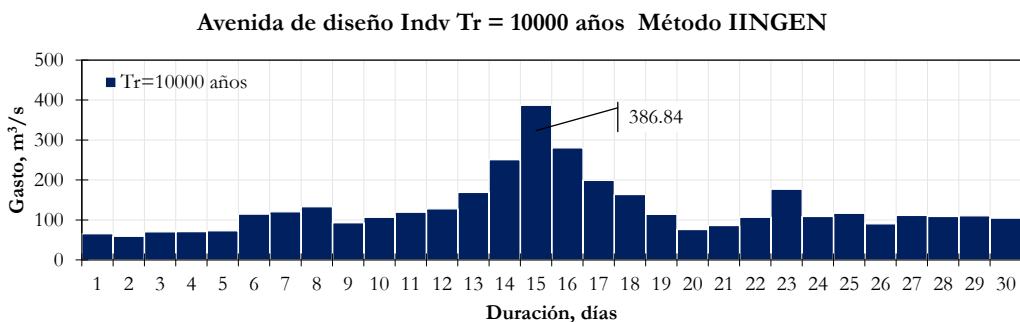


Figura 4.23. Avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.2. Avenida de diseño de 5,000 años

En la [Tabla 4.23](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.24](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 5,000 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.23. Construcción de la avenida de diseño de 5,000 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	360	360	81.03	16	152.16	156.66	262.36
2	311.18	262.36	68.75	17	150.35	121.39	186.71
3	285.75	234.89	78.08	18	148.19	111.47	154.31
4	260.99	186.71	61.79	19	146.04	107.34	106.08
5	240.77	159.89	59.28	20	143.7	99.24	74.75
6	226.36	154.31	107.34	21	139.68	59.28	76.73
7	211.92	125.28	121.39	22	137.92	100.96	101.65
8	198.69	106.08	124.98	23	134.61	61.79	156.66
9	189.15	112.83	95.63	24	132.83	91.89	111.47
10	177.71	74.75	101.81	25	130.64	78.08	99.24
11	170.81	101.81	112.83	26	129.5	101	100.96
12	162.97	76.73	125.28	27	127.25	68.75	91.89
13	157.79	95.63	159.89	28	125.69	83.57	101
14	153.78	101.65	234.89	29	124.15	81.03	83.57
15	151.86	124.98	360	30	122.57	76.75	76.75

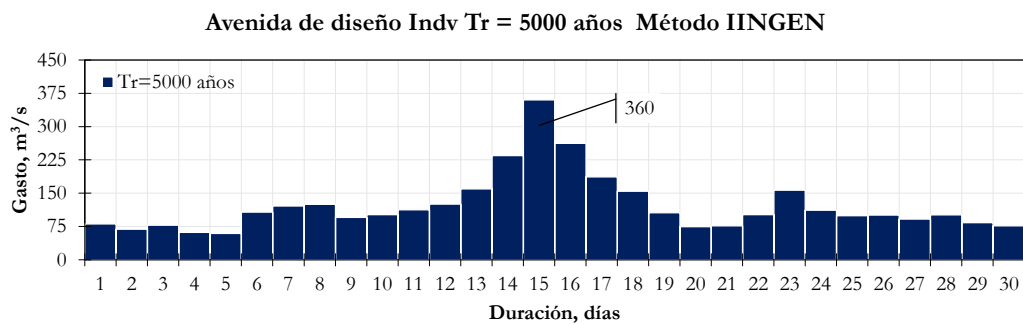


Figura 4.24. Avenida de diseño de 5,000 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.3. Avenida de diseño de 2,000 años

En la [Tabla 4.24](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.25](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 2,000 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.24. Construcción de la avenida de diseño de 2,000 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	323.92	323.92	70.12	16	140.16	142.26	239.32
2	281.62	239.32	56.93	17	138.16	106.16	173.37
3	258.05	210.91	72.39	18	136.12	101.44	143.16
4	236.88	173.37	60.76	19	134.07	97.17	98.17
5	218.88	146.88	59.55	20	132	92.67	71.29
6	206.26	143.16	97.17	21	128.55	59.55	73.7
7	193.45	116.59	106.16	22	126.77	89.39	90.75
8	181.54	98.17	118.18	23	123.9	60.76	142.26
9	173.49	109.09	89.57	24	122.14	81.66	101.44
10	163.27	71.29	95.4	25	120.15	72.39	92.67
11	157.1	95.4	109.09	26	119.03	91.03	89.39
12	150.15	73.7	116.59	27	116.73	56.93	81.66
13	145.49	89.57	146.88	28	115.36	78.37	91.03
14	141.58	90.75	210.91	29	113.8	70.12	78.37
15	140.02	118.18	323.92	30	112.42	72.4	72.4

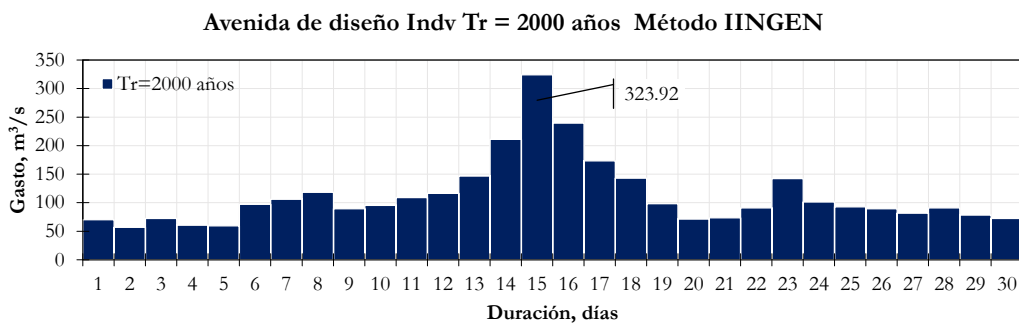


Figura 4.25. Avenida de diseño de 2,000 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.4. Avenida de diseño de 1,000 años

En la [Tabla 4.25](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.26](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 1,000 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.25. Construcción de la avenida de diseño de 1,000 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	297.08	297.08	64.66	16	130.87	128.92	220.4
2	258.74	220.4	54.83	17	129.09	100.61	161.96
3	237.36	194.6	67.87	18	127	91.47	134.29
4	218.51	161.96	57.66	19	125.16	92.04	95
5	202.27	137.31	58.73	20	123.2	85.96	69.21
6	190.94	134.29	92.04	21	120.13	58.73	69.61
7	179.32	109.6	100.61	22	118.38	81.63	87.39
8	168.78	95	110	23	115.74	57.66	128.92
9	161.31	101.55	84.85	24	113.87	70.86	91.47
10	152.1	69.21	92.15	25	112.03	67.87	85.96
11	146.65	92.15	101.55	26	110.99	84.99	81.63
12	140.23	69.61	109.6	27	108.91	54.83	70.86
13	135.97	84.85	137.31	28	107.58	71.67	84.99
14	132.5	87.39	194.6	29	106.1	64.66	71.67
15	131	110	297.08	30	104.77	66.2	66.2

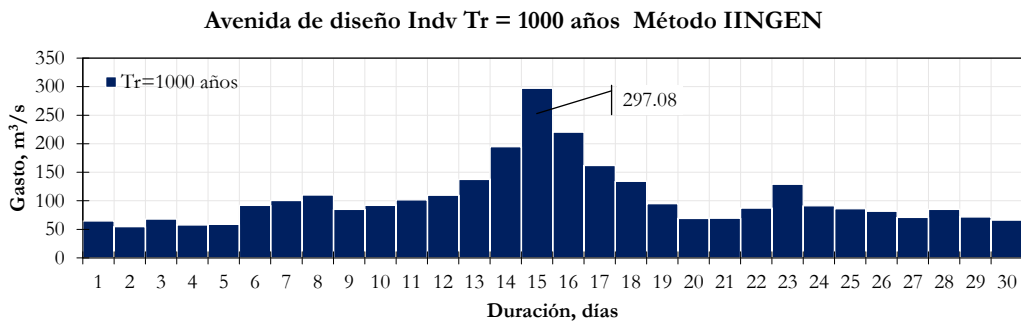


Figura 4.26. Avenida de diseño de 1,000 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.5. Avenida de diseño de 100 años

En la [Tabla 4.26](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.27](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 100 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.26. Construcción de la avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	205.32	205.32	46.55	16	100.07	92.27	158.66
2	181.99	158.66	42.52	17	98.44	72.36	119.72
3	168.08	140.26	53.2	18	96.71	67.3	102.52
4	155.99	119.72	48.41	19	95.05	65.17	78.69
5	146.32	107.64	52.27	20	93.43	62.65	66.29
6	139.02	102.52	65.17	21	91.47	52.27	62.92
7	132.29	91.91	72.36	22	90.04	60.01	68.88
8	125.59	78.69	82.25	23	88.23	48.41	92.27
9	120.49	79.69	69.4	24	86.45	45.51	67.3
10	115.07	66.29	74.7	25	85.12	53.2	62.65
11	111.4	74.7	79.69	26	84.1	58.6	60.01
12	107.36	62.92	91.91	27	82.56	42.52	45.51
13	104.44	69.4	107.64	28	81.35	48.68	58.6
14	101.9	68.88	140.26	29	80.15	46.55	48.68
15	100.59	82.25	205.32	30	79.01	45.95	45.95

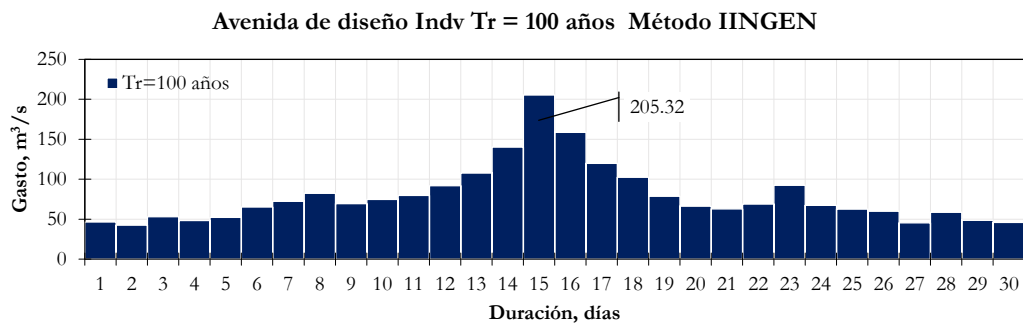


Figura 4.27. Avenida de diseño de 100 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.6. Avenida de diseño de 50 años

En la [Tabla 4.27](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.28](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 50 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.27. Construcción de la avenida de diseño de 50 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	176.35	176.35	40.67	16	90.36	80.46	139.13
2	157.74	139.13	38.67	17	88.8	63.84	106.87
3	146.23	123.21	48.83	18	87.18	59.64	92.64
4	136.39	106.87	45.25	19	85.6	57.16	73.82
5	128.76	98.24	49.65	20	84.09	55.4	64.99
6	122.74	92.64	57.16	21	82.45	49.65	60.61
7	117.5	86.06	63.84	22	81.13	53.41	63.16
8	112.04	73.82	73.38	23	79.57	45.25	80.46
9	107.69	72.89	64.52	24	77.83	37.81	59.64
10	103.42	64.99	69.43	25	76.67	48.83	55.4
11	100.33	69.43	72.89	26	75.66	50.41	53.41
12	97.02	60.61	86.06	27	74.29	38.67	37.81
13	94.52	64.52	98.24	28	73.15	42.37	50.41
14	92.28	63.16	123.21	29	72.03	40.67	42.37
15	91.02	73.38	176.35	30	70.96	39.93	39.93

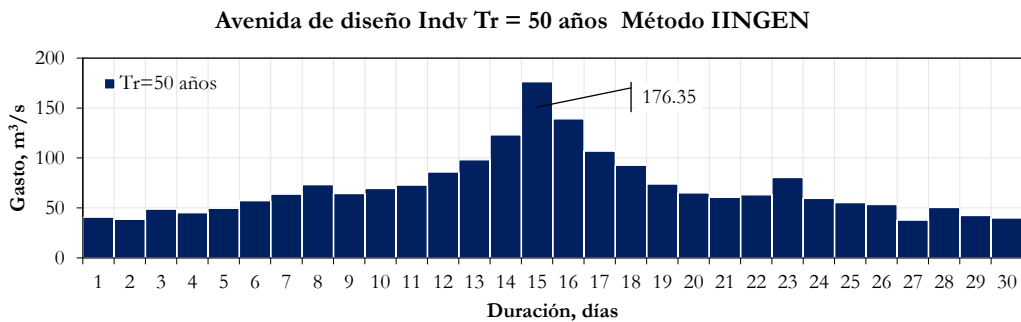


Figura 4.28. Avenida de diseño de 50 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.7. Avenida de diseño de 20 años

En la [Tabla 4.28](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.29](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 20 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.28. Construcción de la avenida de diseño de 20 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	134.31	134.31	32.94	16	76.3	63.25	111.03
2	122.67	111.03	33.81	17	74.86	51.82	88.8
3	114.76	98.94	42.65	18	73.37	48.04	78.59
4	108.27	88.8	40.66	19	71.9	45.44	66.75
5	103.55	84.67	46.41	20	70.56	45.1	63.06
6	99.39	78.59	45.44	21	69.41	46.41	57
7	96.19	76.99	51.82	22	68.26	44.11	54.7
8	92.51	66.75	60.51	23	67.06	40.66	63.25
9	89.26	63.26	57.38	24	65.4	27.22	48.04
10	86.64	63.06	61.56	25	64.49	42.65	45.1
11	84.36	61.56	63.26	26	63.51	39.01	44.11
12	82.08	57	76.99	27	62.41	33.81	27.22
13	80.18	57.38	84.67	28	61.36	33.01	39.01
14	78.36	54.7	98.94	29	60.38	32.94	33.01
15	77.17	60.51	134.31	30	59.42	31.58	31.58

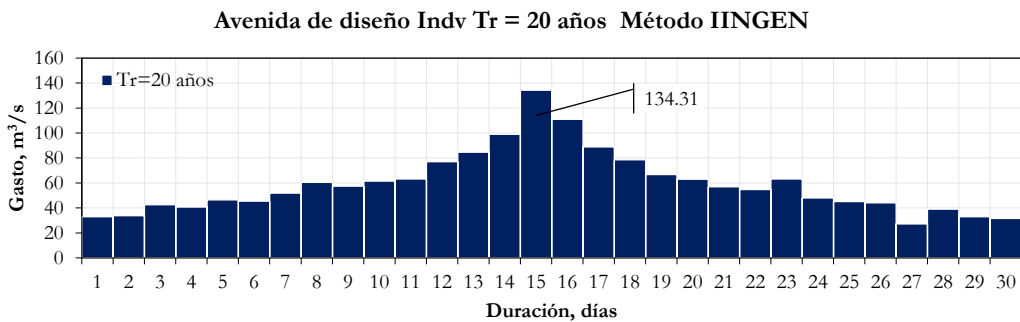


Figura 4.29. Avenida de diseño de 20 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.8. Avenida de diseño de 10 años

En la [Tabla 4.29](#) se presentan los gastos medios máximos, los gastos individuales y su reordenamiento con el método de bloques alternos. En la [Figura 4.30](#) se presenta la avenida de diseño diaria de 10 años de periodo de retorno para la época de invierno.

Tabla 4.29. Construcción de la avenida de diseño de 10 años de periodo de retorno. Época de invierno. Presa Zimapán, Hidalgo.

Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado	Tiempo	Qmed máx	Q individual	Q alternado
Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Días	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	96.67	96.67	27.65	16	62.4	46.05	84.59
2	90.63	84.59	30.08	17	61.12	40.64	72.75
3	86.19	77.31	37.7	18	59.78	37	65.34
4	82.83	72.75	36.61	19	58.48	35.08	59.2
5	80.34	70.38	41.38	20	57.34	35.68	59.43
6	77.84	65.34	35.08	21	56.58	41.38	52.09
7	76	64.96	40.64	22	55.7	37.22	45.69
8	73.9	59.2	46.97	23	54.87	36.61	46.05
9	71.73	54.37	49.81	24	53.45	20.79	37
10	70.5	59.43	52.79	25	52.82	37.7	35.68
11	68.89	52.79	54.37	26	51.95	30.2	37.22
12	67.49	52.09	64.96	27	51.14	30.08	20.79
13	66.13	49.81	70.38	28	50.27	26.78	30.2
14	64.67	45.69	77.31	29	49.49	27.65	26.78
15	63.49	46.97	96.67	30	48.69	25.49	25.49

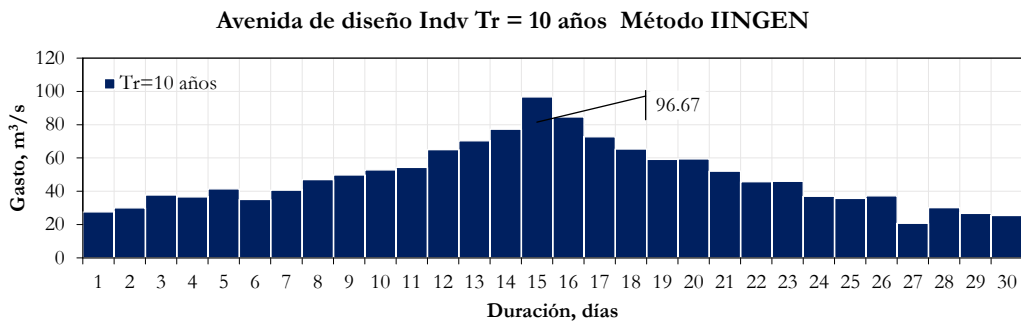


Figura 4.30. Avenida de diseño de 10 años de periodo de retorno. Época de invierno

4.3.9. Verificaciones

Para comprobar la validez de las avenidas de diseño obtenidas, se comparan los gastos medios máximos históricos y los gastos medios máximos calculados con la mejor función de distribución de ajuste para el periodo de retorno empírico de Weibull. Con los gastos medios máximos para los periodos de retorno empíricos, se forman avenidas sintéticas con el método del Instituto de Ingeniería y se comparan con las avenidas históricas (Figura 4.31).

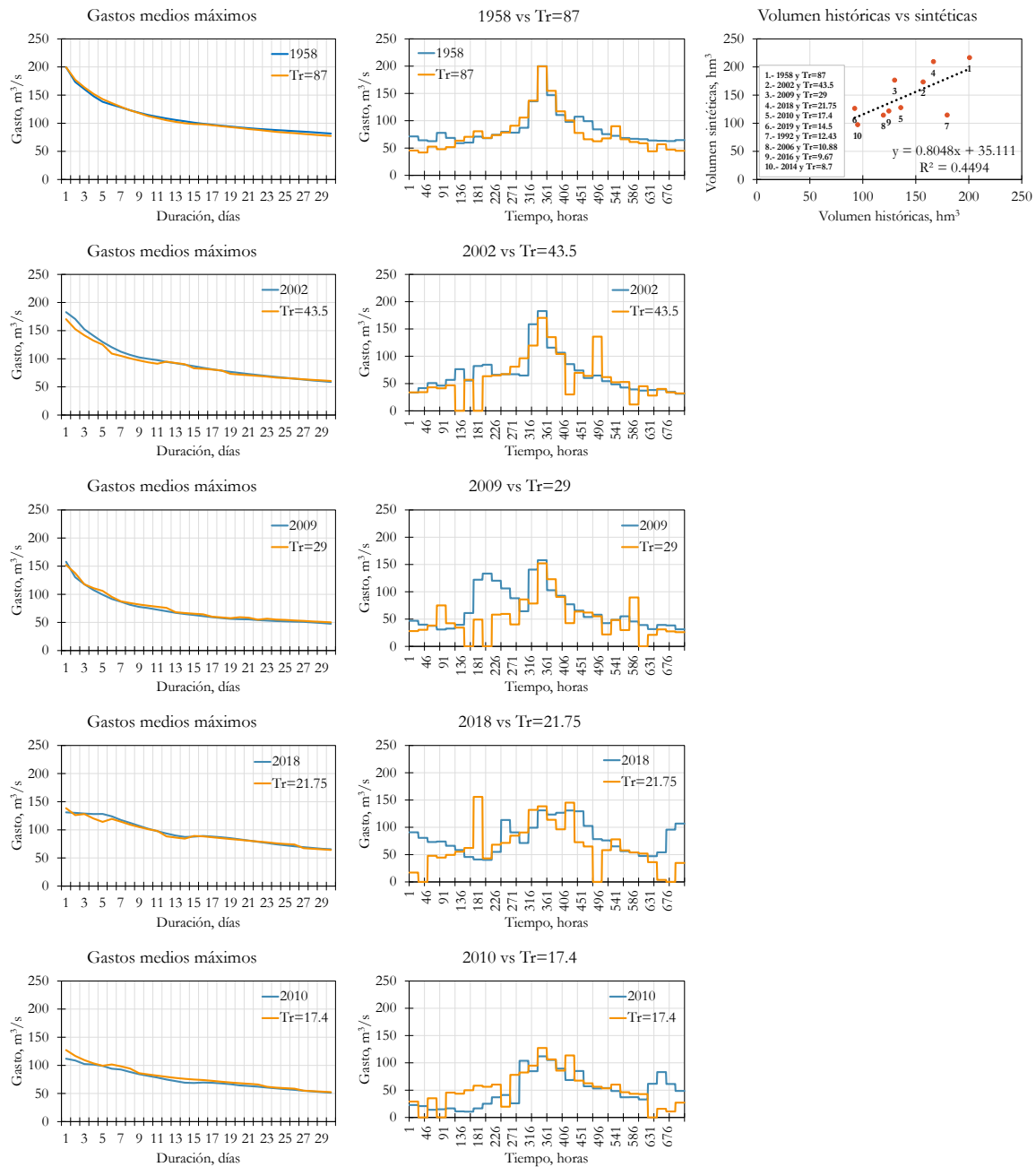


Figura 4.31. Comparación de avenidas históricas y sintéticas. Época de invierno

La condición crítica para revisar la seguridad de una cortina es la elevación máxima que alcanza el embalse ante el tránsito de una avenida. Si se realiza el tránsito de las avenidas históricas y sintéticas (Figura 4.32), bajo las mismas condiciones de operación, el efecto que tengan en la elevación máxima debe ser similar en ambas. En la Tabla 4.30 y Figura 4.33 se presenta el tránsito de las avenidas históricas y sintéticas.

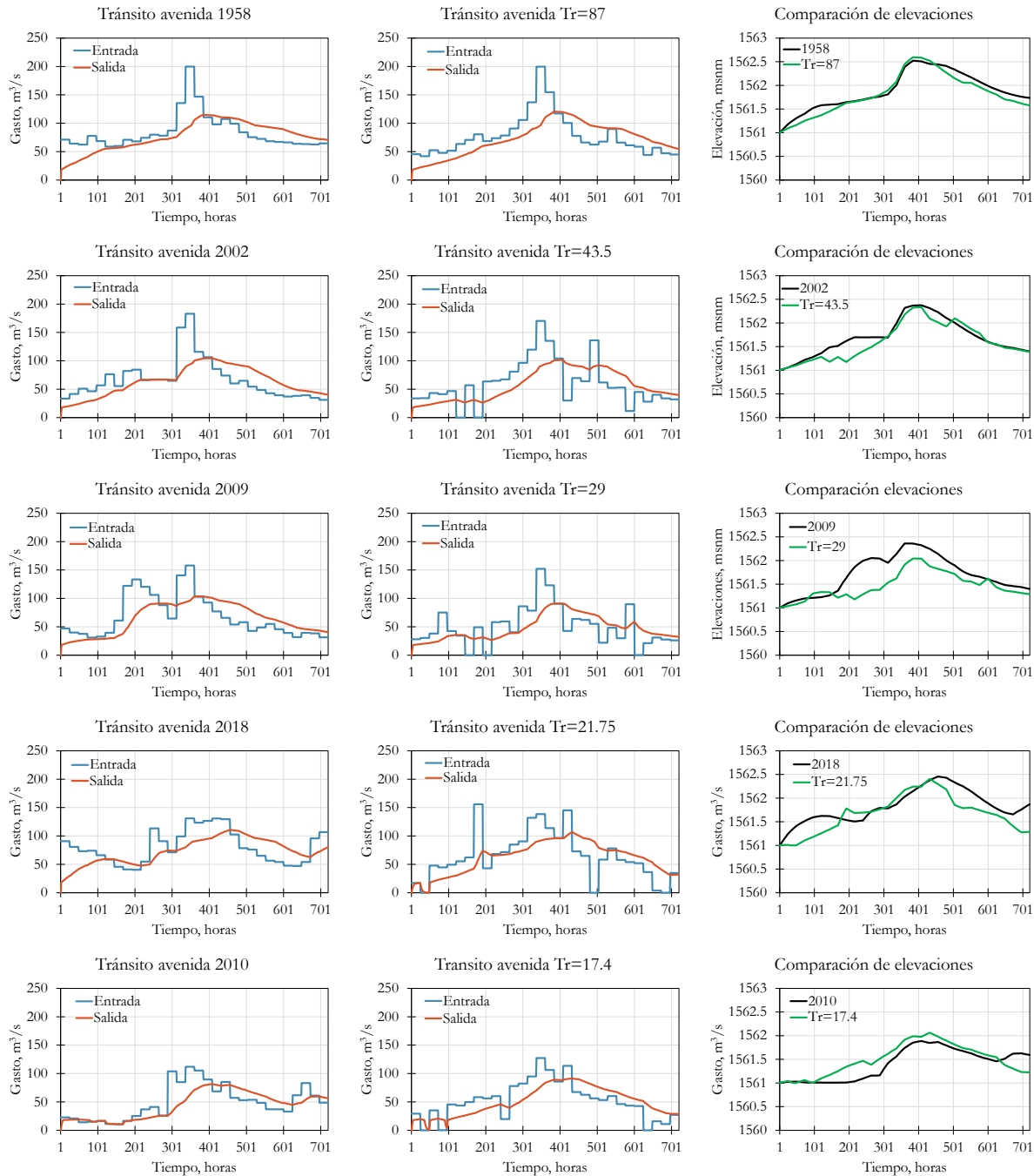


Figura 4.32. Tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de invierno

Tabla 4.30. Resumen del tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de invierno

Avenida	Q _{máx} entrada	Q _{máx} salida	Elev máx	vol total máx	Tr, años	Q _{máx} entrada	Q _{máx} salida	Elev máx	vol total máx
	m ³ /s	m ³ /s	msnm	hm ³		m ³ /s	m ³ /s	msnm	hm ³
1958	199.81	114.961	1562.52	757.84	Tr=87	199.6	120.482	1562.60	759.54
2002	182.87	104.67	1562.38	754.42	Tr=43.5	170.33	101.64	1562.34	753.48
2009	157.85	103.636	1562.36	754.10	Tr=29	152.16	90.827	1562.04	746.67
2018	131.02	110.731	1562.46	756.30	Tr=21.75	155.82	106.868	1562.41	755.10
2010	111.89	81.494	1561.89	743.02	Tr=17.4	127.2	91.306	1562.06	747.12

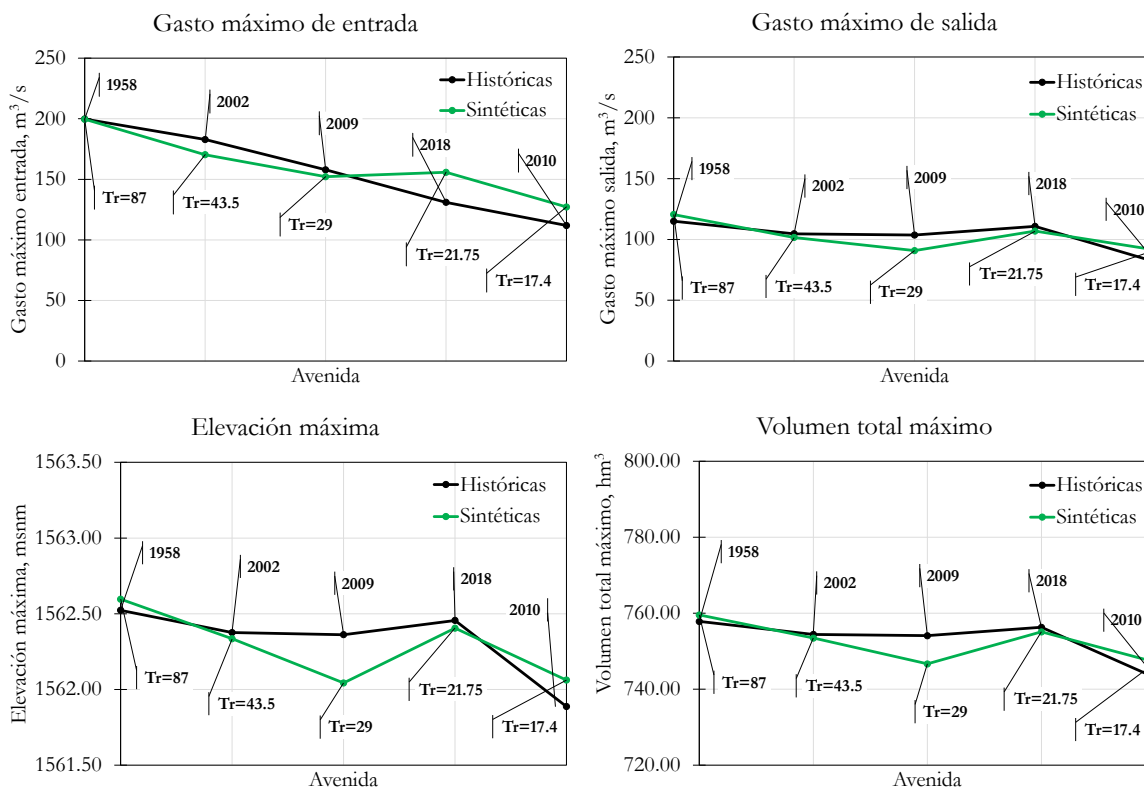


Figura 4.33. Condiciones máximas del tránsito de avenidas históricas y sintéticas. Época de invierno

La mayor diferencia en los gastos máximos de entrada es de 24.8 m³/s; en los gastos máximos de salida de 12.81 m³/s; en la elevación máxima de 32 centímetros y en el volumen total máximo diferencias de 7.43 hm³. La política de operación utilizada en las verificaciones se presenta en el subcapítulo de tránsito de avenidas.

4.4. FACTORES DE PICO PARA HIDROGRAMAS HORARIOS

Las presas con poca capacidad de regulación son más sensibles al volumen de ingreso de una avenida, en comparación con las que tienen vasos grandes. Esto significa que tienen una respuesta rápida al tránsito de una avenida y el embalse comienza a llenarse en un tiempo menor. En presas pequeñas cuando ocurre una creciente grande, el volumen de regulación no puede manejar por mucho tiempo la avenida, entonces, prácticamente el gasto que sale por el vertedor es el mismo que ingresa en el vaso, por lo que la atenuación en la descarga es pequeña.

En la **Figura 4.34** se presenta el tránsito de las avenidas de ingreso para una presa con capacidad de regulación grande (Infiernillo) y otra pequeña (Zimapán).

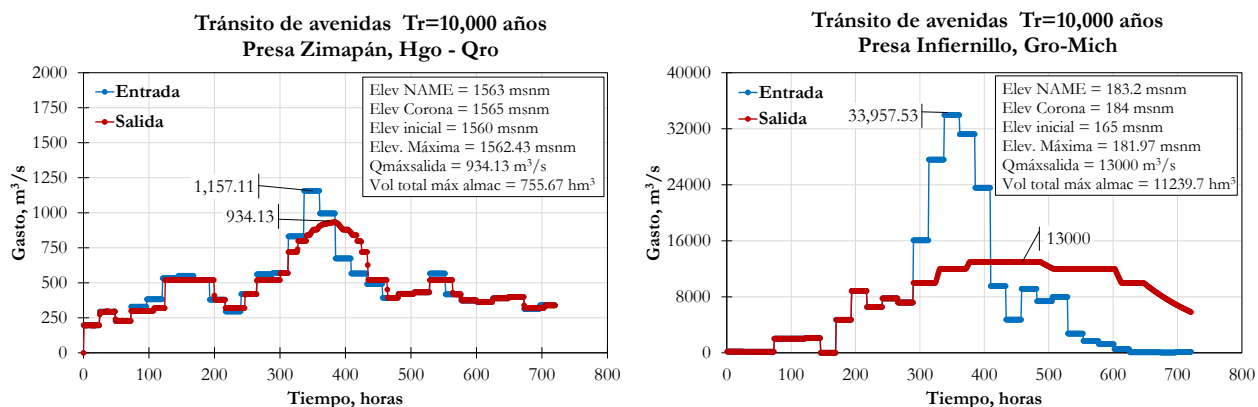


Figura 4.34. Tránsito de avenidas en presas con distinto volumen de regulación.

Las presas Zimapán (izquierda) y El Infiernillo (derecha) tienen un volumen de superalmaceamiento de 70 hm³ y 2660 hm³, respectivamente. El área entre el hidrograma de entrada y el de salida refleja la atenuación de la avenida en cada vaso. En la presa Zimapán la elevación máxima en el embalse quedó 57 centímetros por debajo del NAME, mientras que en El Infiernillo quedó 1.23 metros por debajo.

Debido a la respuesta rápida en presas pequeñas, es importante determinar el gasto de una avenida de diseño para duraciones menores a un día. Para ello se le da forma al gasto pico de la avenida de manera que la tasa de ingreso a nivel horario no sea constante como en el caso del gasto medio diario.

Para darle forma al pico del hidrograma horario ($\Delta t = 1$ h), se buscaron los gastos máximos instantáneos y los gastos máximos medios diarios en las estaciones hidrométricas cercanas al vaso que hayan registrado las mayores avenidas históricas. El gasto máximo de la avenida de diseño se multiplica por un factor que incrementa la tasa de ingreso a nivel horario, este factor se obtiene del cociente entre el gasto máximo instantáneo y el gasto medio diario. Posteriormente, las ordenadas antes y después del gasto pico se modifican de manera que el gasto medio diario se mantenga igual al calculado inicialmente en la construcción de la avenida de diseño, conservando el volumen de ingreso en el día.

En la **Tabla 4.31** se presenta, para la misma fecha y hora, el gasto horario y el gasto medio diario medido en las estaciones Paso de Tablas e Ixmiquilpan y su suma, el color rojo corresponde al gasto máximo instantáneo.

Tabla 4.31. Factores de pico para los hidrogramas horarios. Diseño propio con datos de CONAGUA, 2025b

Verano		Paso de tablas		Ixmiquilpan		Combinado		
Fecha	Hora	Qi	Qm	Qi	Qm	Qi	Qm	FP
30/09/1976	6	546.00	429.11	136.63	159.16	683	588	1.16
09/10/1976	15	188.94	142.654	544.12	469.73	733	612	1.20
Invierno		Ixmiquilpan						
Fecha	Hora	Qi	Qm	FP				
09/11/1958	--	230	177	1.30				

La avenida de 1976 tiene dos picos consecutivos; el primero, originado por un ingreso grande en el río San Juan; el segundo por un ingreso grande en el río Tula. Por ello se calculó el factor de pico para cada evento y se obtuvo un valor de 1.16 y de 1.20. Para darle forma al pico de las avenidas de la época de verano se usó un factor de 1.20.

La avenida de 1958 tiene un solo pico y únicamente se tomó en cuenta el gasto conducido por el río Tula debido a que, para la época de invierno, el gasto base del río San Juan no aporta nada. Para darle forma al pico de las avenidas de la época de invierno se usó un factor de 1.30.

Los hidrogramas horarios y su modificación en el gasto pico se presentan en los siguientes subcapítulos del tránsito de las avenidas.

4.5. TRÁNSITO DE AVENIDAS DISEÑO DE VERANO

Se realizó la simulación del tránsito de la avenida de 10,000 años de periodo de retorno con la política propuesta y presentada en [Domínguez *et al.*, 2019b](#), la cual se toma como inicial para transitar las avenidas de diseño. La política establece un gasto máximo de descarga de 2,510 m³/s, la cual es prácticamente la capacidad máxima del vertedor con las compuertas completamente abiertas. La elevación inicial en la cual comienza el tránsito se consideró igual a la del NAMO, es decir, en la elevación 1560 msnm y sin restricción en la salida. No se consideró la operación de la obra de toma que descarga un gasto constante de 59 m³/s porque representa solo un 2% de la descarga máxima. En la [Tabla 4.32](#) y [Figura 4.35](#) se presenta la política de operación.

Tabla 4.32. Curva Elevaciones – Capacidades útiles – Descargas. Política inicial de verano

ELEVACIÓN [msnm]	VOLUMEN ÚTIL [hm³]	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS [m³/s]
1560	699.00	0
1560.01	699.23	300
1560.25	704.84	300
1560.26	705.07	800
1560.5	710.69	800
1560.51	710.93	1300
1560.75	716.50	1300
1560.76	716.73	1800
1561	722.33	1800
1561.01	722.57	2000
1561.25	728.17	2000
1561.26	728.40	2100
1561.5	734.00	2100
1561.51	734.23	2100
1561.75	739.83	2200
1561.76	740.07	2200
1562	745.67	2200
1562.01	745.90	2200
1562.25	751.50	2300
1562.26	751.73	2300
1562.5	757.31	2350
1562.51	757.54	2350
1562.75	763.10	2450
1562.76	763.33	2450
1563	768.88	2510
1565	815.15	2510

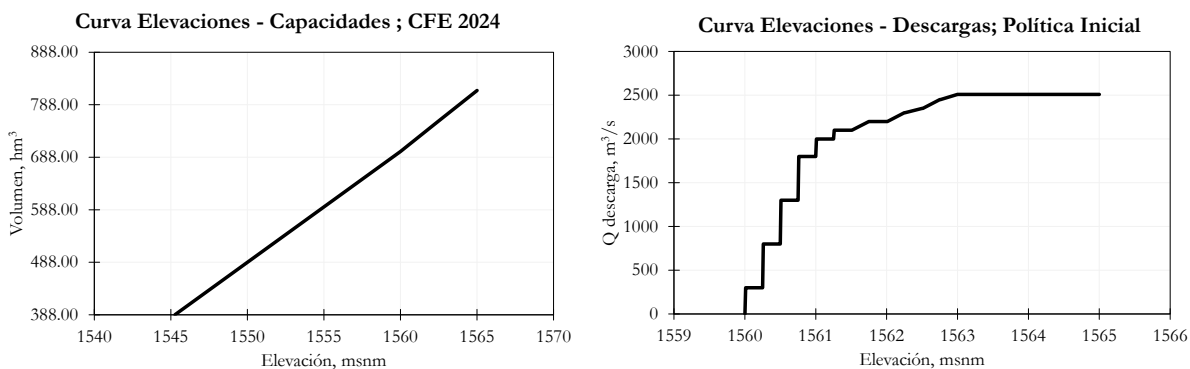


Figura 4.35. Curva Elevaciones – Capacidades útiles y Curva Elevaciones – Descargas. Política inicial de verano

En la [Figura 4.36](#) se presenta el tránsito de la avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno y la evolución de las elevaciones en el embalse.

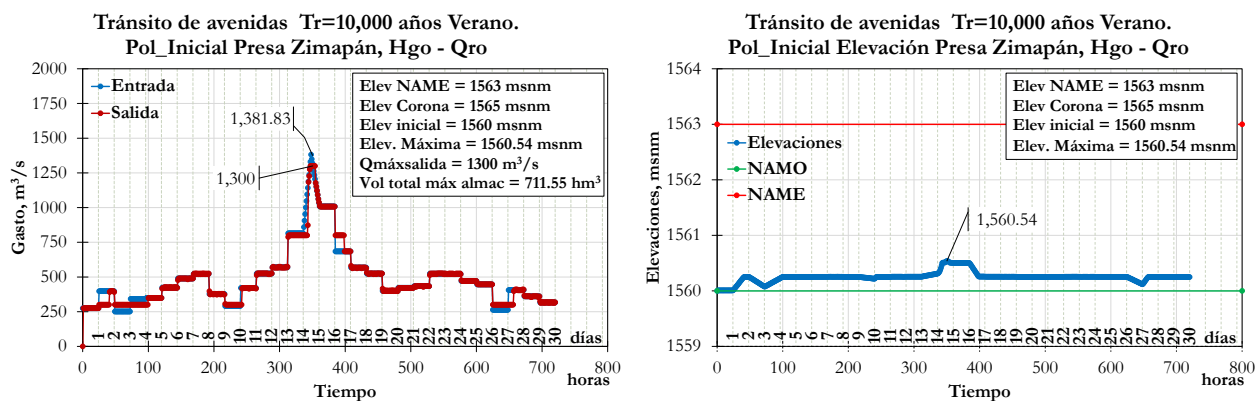


Figura 4.36. Tránsito de la avenida de diseño de verano $Tr=10,000$ años. Política inicial de verano

En la figura anterior se observa que el gasto de salida por el vertedor fue muy cercano al gasto de entrada, por lo que la atenuación de la avenida fue pequeña y el nivel de la superficie libre del agua en el embalse permaneció con elevaciones bajas y sin rebasar el NAME. Si bien esta política garantiza la seguridad hidrológica de la presa, es la más conservadora y no se aprovecha completamente el volumen que se tiene para regular las avenidas, por lo que se decidió revisar 6 políticas distintas para tener un rango amplio de operación.

En la [Tabla 4.33](#) y [Figura 4.37](#) se presentan las políticas de operación utilizadas.

Tabla 4.33. Curva Elevaciones – Capacidades útiles – Descargas. Políticas de operación en verano utilizadas

ELEVACIÓN [msnm]	VOLUMEN ÚTIL [hm ³]	DESCARGA LIBRE [m ³ /s]	INICIAL [m ³ /s]	POL1 [m ³ /s]	POL2 [m ³ /s]	POL3 [m ³ /s]	POL4 [m ³ /s]	POL5 [m ³ /s]	POL6 [m ³ /s]	Verificaciones [m ³ /s]
1560	699.00	1834.64	0	0	0	0	0	0	0	0
1560.01	699.23	1836.80	300	300	300	300	300	300	300	300
1560.25	704.84	1888.95	300	300	300	300	300	300	300	300
1560.26	705.07	1891.13	800	720	640	560	480	400	320	300
1560.5	710.69	1943.78	800	720	640	560	480	400	320	300
1560.51	710.93	1945.98	1300	1170	1040	910	780	650	520	300
1560.75	716.50	1999.14	1300	1170	1040	910	780	650	520	300
1560.76	716.73	2001.36	1800	1620	1440	1260	1080	900	720	360
1561	722.33	2055.01	1800	1620	1440	1260	1080	900	720	360
1561.01	722.57	2057.25	2000	1800	1600	1400	1200	1000	800	400
1561.25	728.17	2111.39	2000	1800	1600	1400	1200	1000	800	400
1561.26	728.40	2113.65	2100	1890	1680	1470	1260	1050	840	420
1561.5	734.00	2168.28	2100	1890	1680	1470	1260	1050	840	420
1561.51	734.23	2170.56	2100	1890	1680	1470	1260	1050	840	440
1561.75	739.83	2225.67	2200	1980	1760	1540	1320	1100	880	440
1561.76	740.07	2227.97	2200	1980	1760	1540	1320	1100	880	440
1562	745.67	2283.56	2200	1980	1760	1540	1320	1100	880	440
1562.01	745.90	2285.88	2200	1980	1760	1540	1320	1100	880	460
1562.25	751.50	2341.94	2300	2070	1840	1610	1380	1150	920	460
1562.26	751.73	2344.28	2300	2070	1840	1610	1380	1150	920	470
1562.5	757.31	2400.81	2350	2115	1880	1645	1410	1175	940	470
1562.51	757.54	2403.17	2350	2115	1880	1645	1410	1175	940	490
1562.75	763.10	2460.16	2450	2205	1960	1715	1470	1225	980	490
1562.76	763.33	2462.55	2450	2205	1960	1715	1470	1225	980	502
1563	768.88	2520.00	2510	2259	2008	1757	1506	1255	1004	502
1565	815.15	2520.00	2510	2259	2008	1757	1506	1255	1004	502

En la [Tabla 4.34](#), [Tabla 4.35](#), [Tabla 4.36](#), [Tabla 4.37](#), [Tabla 4.38](#) y [Tabla 4.39](#) se presentan los resúmenes de los tránsitos de las avenidas de diseño de verano con las distintas políticas y en la [Figura 4.38](#) se presentan los gastos máximos de salida y las elevaciones máximas alcanzadas con cada política. En la [Figura 4.39](#), a manera de ejemplo, se presenta el tránsito de las avenidas de diseño de 10,000, 1,000, 100 y 10 años de periodo de retorno con la política de operación 6.

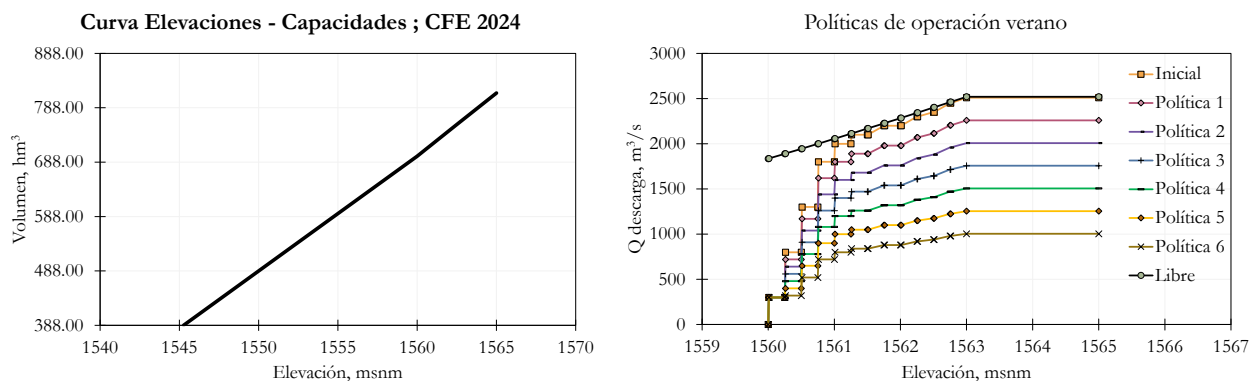


Figura 4.37. Curva Elevaciones – Capacidades útiles y Curva Elevaciones – Descargas de verano.

Tabla 4.34. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 1

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 1							
10000	1381.83	1170.00	1560	1560.70	1563	-2.30	715.29
5000	1297.84	1170.00	1560	1560.58	1563	-2.42	712.63
2000	1176.06	1170.00	1560	1560.51	1563	-2.49	710.93
1000	1085.77	1076.71	1560	1560.51	1563	-2.49	710.88
100	783.69	720.00	1560	1560.29	1563	-2.71	705.75
50	691.36	689.27	1560	1560.26	1563	-2.74	705.05
20	565.76	561.22	1560	1560.26	1563	-2.74	704.98
10	464.27	402.44	1560	1560.25	1563	-2.75	704.90

Tabla 4.35. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 2

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 2							
10000	1381.83	1322.93	1560	1560.76	1563	-2.24	716.66
5000	1297.84	1161.95	1560	1560.75	1563	-2.25	716.57
2000	1176.06	1040.00	1560	1560.60	1563	-2.40	713.04
1000	1085.77	1040.00	1560	1560.52	1563	-2.48	711.18
100	783.69	640.00	1560	1560.41	1563	-2.59	708.62
50	691.36	640.00	1560	1560.28	1563	-2.72	705.56
20	565.76	561.22	1560	1560.26	1563	-2.74	705.02
10	464.27	403.66	1560	1560.25	1563	-2.75	704.91

Tabla 4.36. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 3

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 3							
10000	1381.83	1260.00	1560	1560.82	1563	-2.18	718.04
5000	1297.84	1260.00	1560	1560.76	1563	-2.24	716.81
2000	1176.06	1080.73	1560	1560.76	1563	-2.24	716.61
1000	1085.77	910.00	1560	1560.68	1563	-2.32	714.77
100	783.69	713.66	1560	1560.50	1563	-2.50	710.80
50	691.36	560.00	1560	1560.40	1563	-2.60	708.44
20	565.76	560.00	1560	1560.26	1563	-2.74	705.07
10	464.27	401.46	1560	1560.25	1563	-2.75	704.93

Tabla 4.37. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 4

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 4							
10000	1381.83	1200.00	1560	1561.04	1563	-1.96	723.18
5000	1297.84	1080.00	1560	1560.96	1563	-2.04	721.41
2000	1176.06	1080.00	1560	1560.80	1563	-2.20	717.57
1000	1085.77	1039.76	1560	1560.76	1563	-2.24	716.70
100	783.69	769.02	1560	1560.51	1563	-2.49	710.92
50	691.36	626.34	1560	1560.51	1563	-2.49	710.81
20	565.76	480.00	1560	1560.33	1563	-2.67	706.80
10	464.27	398.78	1560	1560.26	1563	-2.74	704.97

Tabla 4.38. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 5

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 5							
10000	1381.83	1050.00	1560	1561.42	1563	-1.59	732.01
5000	1297.84	1043.90	1560	1561.26	1563	-1.74	728.37
2000	1176.06	1000.00	1560	1561.04	1563	-1.96	723.29
1000	1085.77	900.00	1560	1560.92	1563	-2.08	720.55
100	783.69	650.00	1560	1560.64	1563	-2.36	714.00
50	691.36	650.00	1560	1560.52	1563	-2.48	711.21
20	565.76	445.73	1560	1560.50	1563	-2.50	710.74
10	464.27	393.90	1560	1560.26	1563	-2.74	705.06

Tabla 4.39. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de verano con la política 6

Tránsito de avenidas Verano TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 6							
10000	1381.83	936.51	1560	1562.46	1563	-0.54	756.34
5000	1297.84	889.99	1560	1562.07	1563	-0.93	747.30
2000	1176.06	843.03	1560	1561.53	1563	-1.47	734.66
1000	1085.77	840.00	1560	1561.27	1563	-1.73	728.73
100	783.69	720.00	1560	1560.77	1563	-2.23	716.87
50	691.36	546.83	1560	1560.75	1563	-2.25	716.53
20	565.76	520.00	1560	1560.51	1563	-2.49	710.93
10	464.27	320.00	1560	1560.37	1563	-2.63	707.71

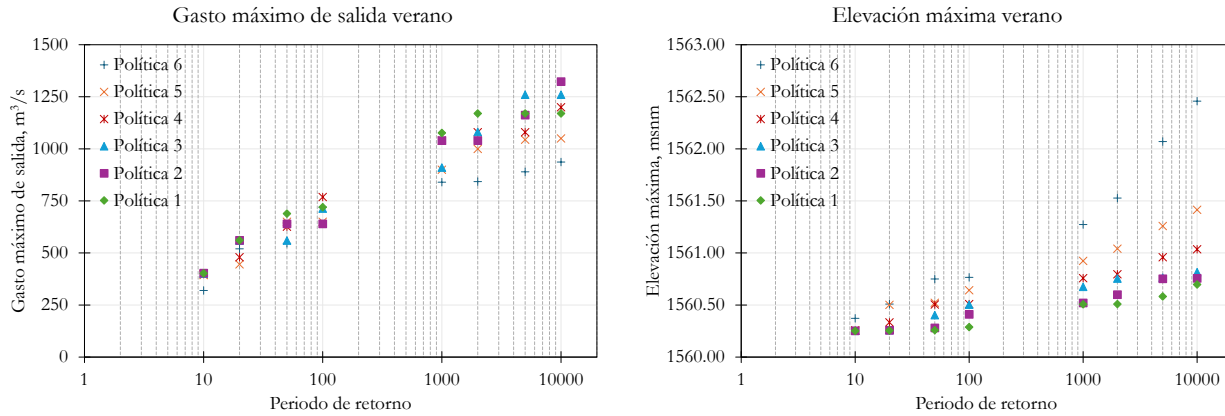


Figura 4.38. Gasto máximo de salida y elevación máxima de verano con distintas políticas

Para la política 1 los caudales de salida son altos, por lo que la atenuación del hidrograma de entrada es baja, para las políticas 2-5 se tiene una reducción gradual en los gastos de salida, mientras que la política 6 es la que más reduce los gastos que se descargan por el vertedor.

De las políticas 1-5 se tienen las elevaciones más bajas y en ningún caso se sobrepasan los 1561.50 msnm, la política 6 es la que asume un mayor riesgo y tiene la elevación más próxima al NAME para un periodo de retorno de 10000 años. De las políticas 1-5 se tienen márgenes de seguridad mayores a un metro respecto al NAME, mientras que la política 6 el margen es de 54 centímetros por debajo del NAME.

En todas las políticas, para un periodo de retorno de 10 años, se garantiza que el caudal máximo de salida no rebasa 500 m³/s y no se tiene riesgo de rebasar la capacidad del cauce aguas abajo; por otro lado, para un periodo de retorno de 20 años, las únicas políticas que garantizan esta condición son la política 4 y política 5.

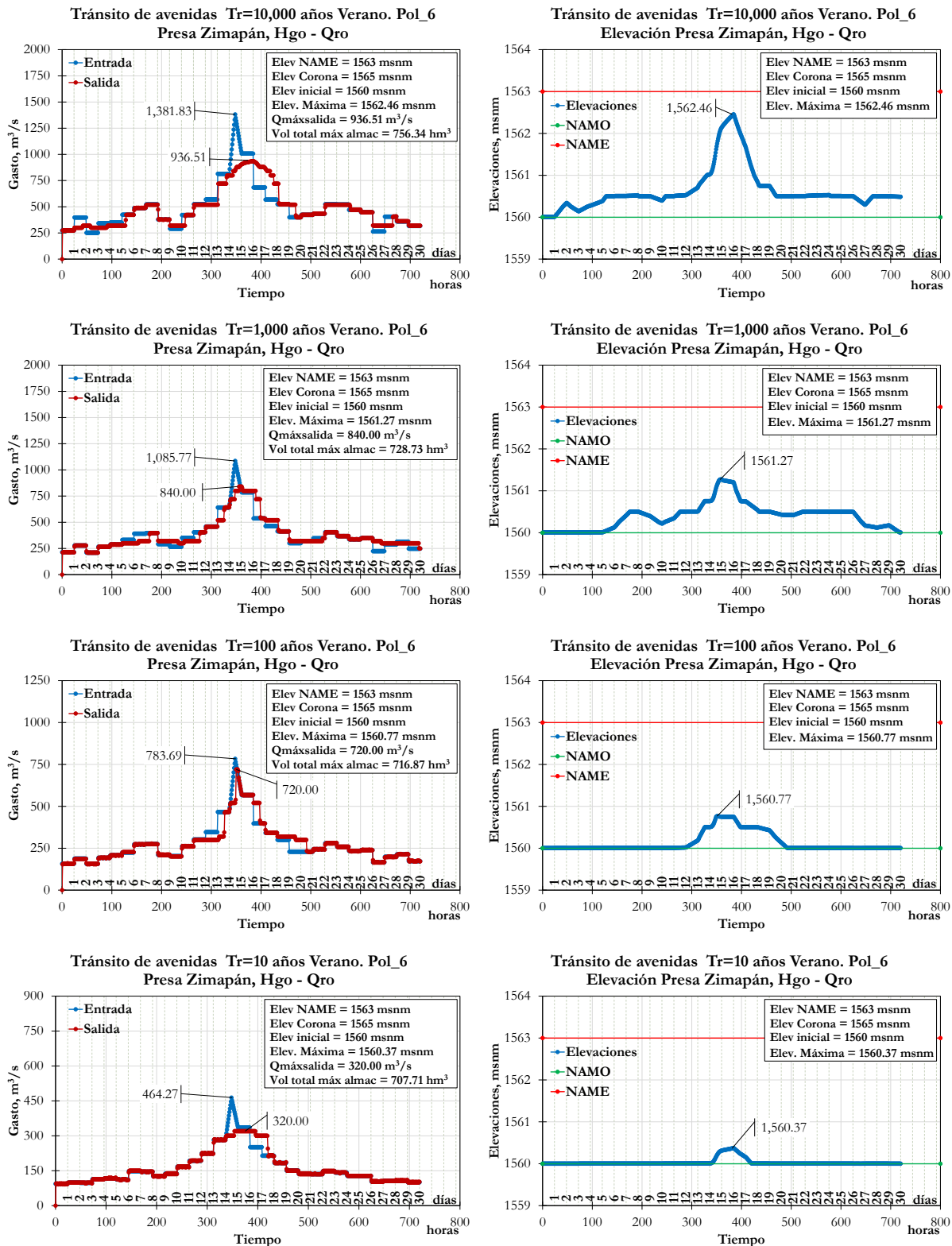


Figura 4.39. Tránsito de avenidas de diseño de verano con política 6.

4.6. TRÁNSITO DE AVENIDAS DISEÑO DE INVIERNO

Se realizó la simulación del tránsito de la avenida de 10,000 años de periodo de retorno con la política propuesta y presentada en [Domínguez et al., 2019b](#), la cual se toma como inicial para transitar las avenidas de diseño. La política establece un gasto máximo de descarga de 2,510 m³/s, la cual es prácticamente la capacidad máxima del vertedor con las compuertas completamente abiertas. Para la época de invierno se consideró elevar un metro la elevación del NAMO como elevación inicial en la cual comienza el tránsito, es decir, en la elevación 1561 msnm y sin restricción en la salida. No se consideró la operación de la obra de toma que descarga un gasto constante de 59 m³/s debido a que representa un 2% de la descarga máxima. En la [Tabla 4.40](#) y [Figura 4.40](#) se presenta la política de operación.

Tabla 4.40. Curva Elevaciones – Capacidades útiles – Descargas. Política inicial de invierno

ELEVACIÓN [msnm]	VOLUMEN ÚTIL [hm³]	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS [m³/s]
1561	722.33	0
1561.01	722.57	300
1561.25	728.17	500
1561.26	728.40	500
1561.5	734.00	800
1561.51	734.23	800
1561.75	739.83	1200
1561.76	740.07	1200
1562.00	745.67	1500
1562.01	745.90	1500
1562.25	751.50	1600
1562.26	751.73	1600
1562.50	757.31	1900
1562.51	757.54	1900
1562.75	763.10	2200
1562.76	763.33	2200
1563.00	768.88	2510
1565.00	815.15	2510

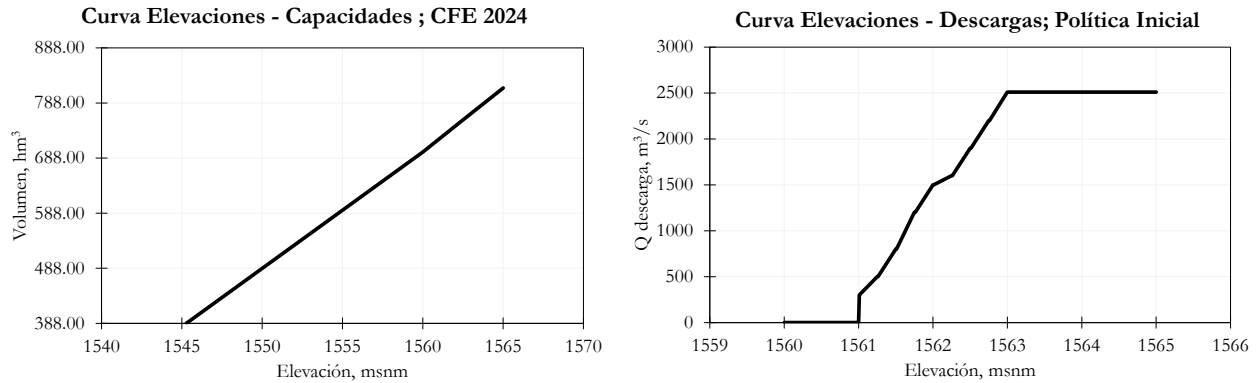


Figura 4.40. Curva Elevaciones - Capacidades útiles y Curva Elevaciones – Descargas. Política inicial de invierno

En la [Figura 4.41](#) se presenta el tránsito de la avenida de diseño de 10,000 años de periodo de retorno y la evolución de las elevaciones en el embalse.

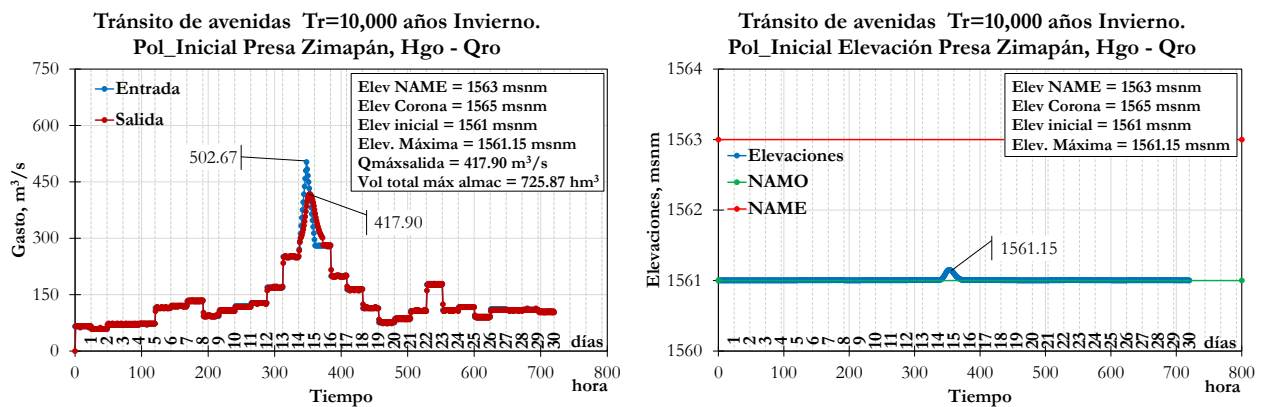


Figura 4.41. Tránsito de la avenida de diseño de invierno $Tr=10,000$ años. Política inicial de invierno

En la figura anterior se observa que el gasto de salida por el vertedor fue muy cercano al gasto de entrada, por lo que la atenuación de la avenida fue pequeña y el nivel de la superficie libre del agua en el embalse permaneció con elevaciones bajas y se conservó en el NAMO de invierno. Si bien esta política también garantiza la seguridad hidrológica de la presa, la política es muy conservadora para la magnitud de las avenidas en la época de invierno, por lo que se decidió revisar 2 políticas distintas para tener un rango de operación.

En la [Tabla 4.41](#) y [Figura 4.42](#) se presentan las políticas de operación consideradas.

Tabla 4.41. Curva Elevaciones – Capacidades útiles – Descargas. Políticas de operación en invierno revisadas

ELEVACIÓN [msnm]	VOLUMEN ÚTIL [hm ³]	DESCARGA LIBRE [m ³ /s]	INICIAL [m ³ /s]	POL1 [m ³ /s]	POL2 [m ³ /s]	Verificaciones [m ³ /s]
1561	722.33	2055.01	0	0	0	0
1561.01	722.57	2057.25	300	30	18	18
1561.25	728.17	2111.39	500	50	30	30
1561.26	728.40	2113.65	500	50	30	30
1561.5	734.00	2168.28	800	80	48	48
1561.51	734.23	2170.56	800	80	48	48
1561.75	739.83	2225.67	1200	120	72	72
1561.76	740.07	2227.97	1200	120	72	72
1562	745.67	2283.56	1500	150	90	90
1562.01	745.90	2285.88	1500	150	90	90
1562.25	751.50	2341.94	1600	160	96	96
1562.26	751.73	2344.28	1600	160	96	96
1562.5	757.31	2400.81	1900	190	114	114
1562.51	757.54	2403.17	1900	190	114	114
1562.75	763.10	2460.16	2200	220	132	132
1562.76	763.33	2462.55	2200	220	132	132
1563	768.88	2520.00	2510	251	150.6	150
1565	815.15	2520.00	2510	251	150.6	150

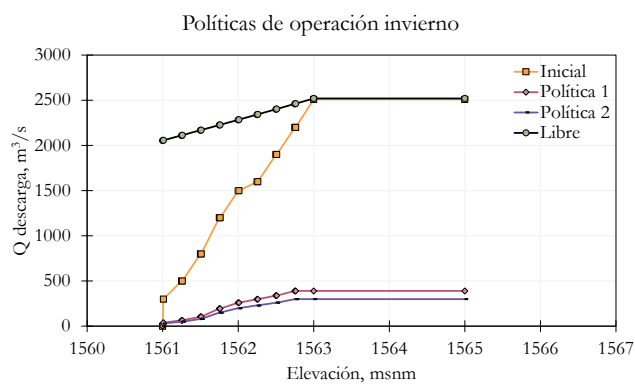
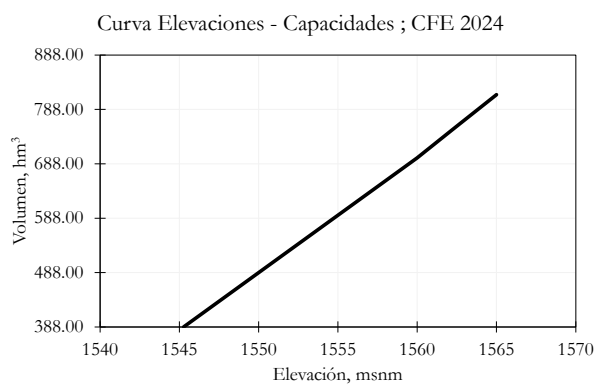


Figura 4.42. Curva Elevaciones - Capacidades útiles y Curva Elevaciones – Descargas de invierno.

En la [Tabla 4.42](#) y [Tabla 4.43](#) se presentan los resúmenes de los tránsitos de las avenidas de diseño de invierno con las distintas políticas y en la [Figura 4.43](#) se presentan los gastos máximos de salida y las elevaciones máximas alcanzadas con cada política. En la [Figura 4.44](#), a manera de ejemplo, se presenta el tránsito de las avenidas de diseño de 10,000, 1,000, 100 y 10 años de periodo de retorno con la política de operación 2.

Tabla 4.42. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de invierno con la política 1

Tránsito de avenidas Invierno TRATE							
Tr	Q_{máx} entrada [m³/s]	Q_{máx} salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 1							
10000	502.67	303.56	1561	1562.29	1563	-0.71	752.38
5000	467.80	289.86	1561	1562.19	1563	-0.81	750.19
2000	420.91	269.66	1561	1562.07	1563	-0.93	747.29
1000	386.04	256.17	1561	1561.99	1563	-1.01	745.34
100	266.80	188.06	1561	1561.73	1563	-1.27	739.40
50	229.16	158.76	1561	1561.65	1563	-1.35	737.60
20	174.53	110.43	1561	1561.53	1563	-1.47	734.63
10	125.62	81.78	1561	1561.36	1563	-1.64	730.81

Tabla 4.43. Resumen del tránsito de avenidas de diseño de invierno con la política 2

Tránsito de avenidas Invierno TRATE							
Tr	Q máx entrada [m³/s]	Q máx salida [m³/s]	Elevación Inicial [msnm]	Elevación máxima de la avenida [msnm]	NAME [msnm]	Dif. vs NAME [m]	Volumen total máximo almacenado [hm³]
Política 2							
10000	502.67	275.65	1561	1562.60	1563	-0.40	759.72
5000	467.80	258.08	1561	1562.49	1563	-0.52	756.95
2000	420.91	237.37	1561	1562.32	1563	-0.68	753.10
1000	386.04	223.56	1561	1562.20	1563	-0.80	750.30
100	266.80	172.02	1561	1561.87	1563	-1.13	742.54
50	229.16	152.19	1561	1561.77	1563	-1.23	740.32
20	174.53	117.64	1561	1561.64	1563	-1.36	737.24
10	125.62	80.00	1561	1561.50	1563	-1.50	734.03

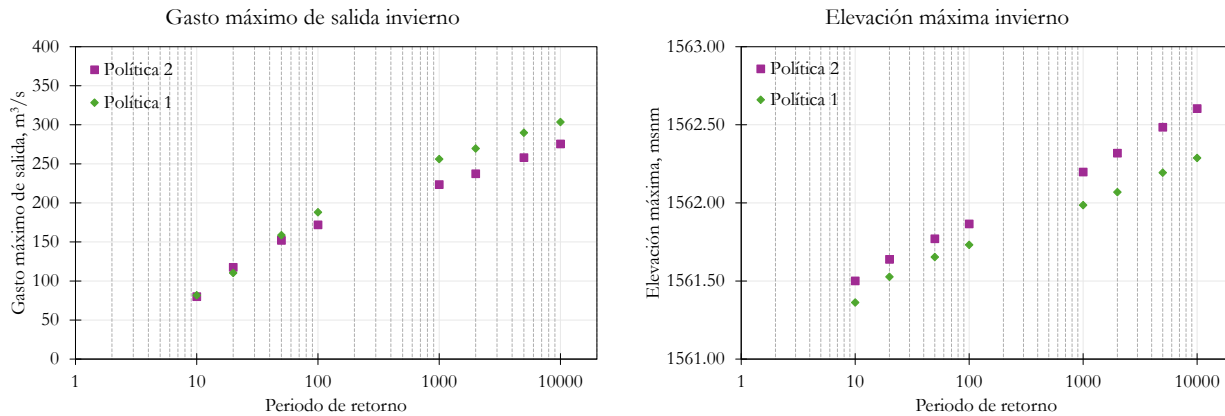


Figura 4.43. Gasto máximo de salida y elevación máxima de invierno con distintas políticas

En la política 1, los caudales de salida son mayores (303 m³/s para Tr=10000), mientras que en la política 2 se disminuyen los picos del hidrograma de salida (275 m³/s para Tr=10000). Por ende, las elevaciones máximas para la política 1 tienen los valores más bajos en comparación con la política 2.

La política 2 queda 40 centímetros por debajo del NAME para la avenida con periodo de retorno de 10000 años, mientras que la política 1 queda 71 centímetros por debajo, por lo que esta última asume un menor riesgo hidrológico para la cortina.

En ambas políticas se garantiza que la elevación máxima en el embalse no rebasa el NAME y se logra incrementar un metro la elevación del NAMO; por otro lado, los caudales de salida se mantienen debajo de los 500 m³/s para que no rebasen la capacidad del cauce aguas abajo.

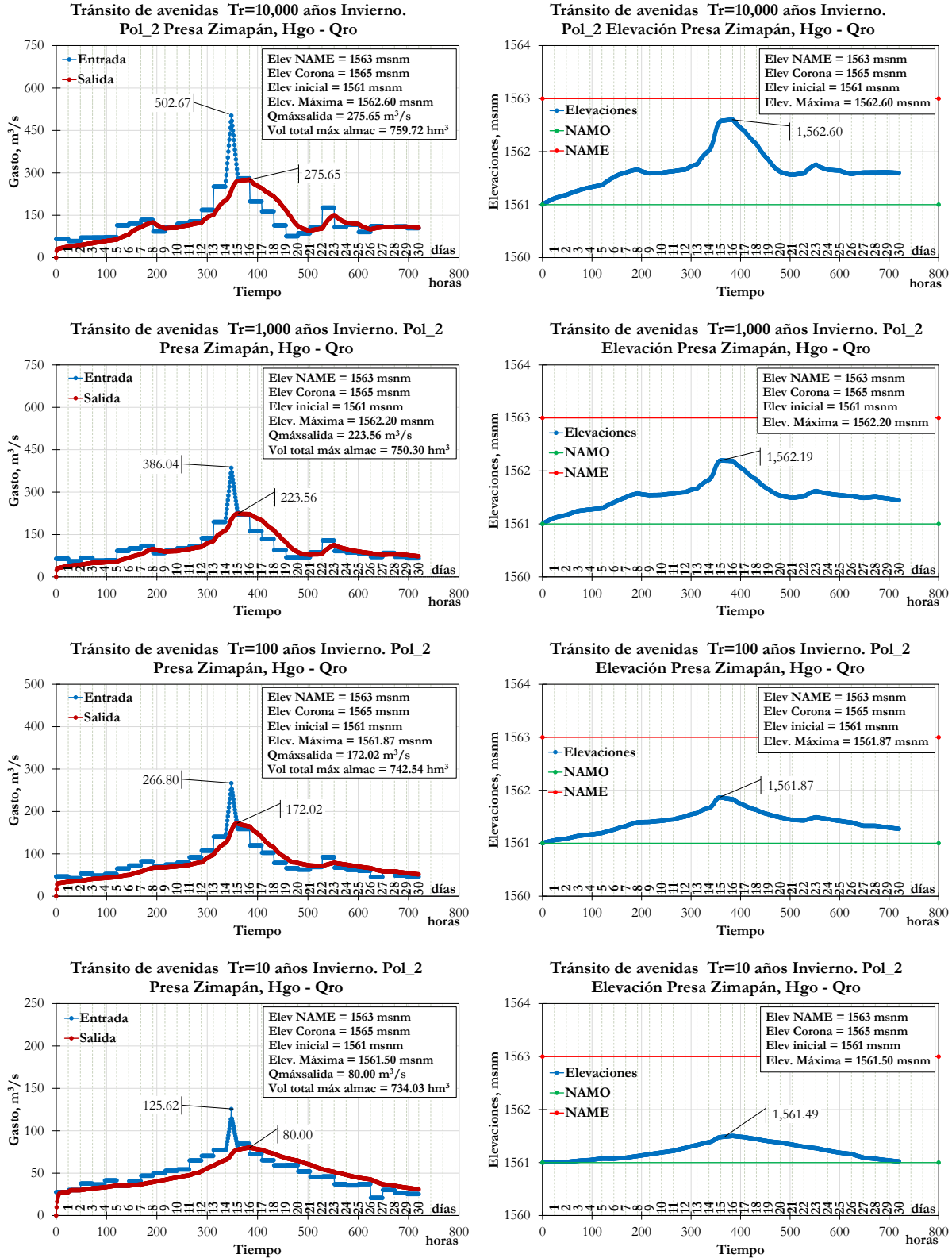


Figura 4.44. Tránsito de avenidas de diseño de invierno con política 2.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- Se obtuvo un registro extendido y mejorado de gastos medios diarios de entrada al embalse de la presa Zimapán, en comparación con el registro utilizado en el informe interno del Instituto de Ingeniería de 2019. El registro utilizado en este trabajo integra el gasto de los dos ríos principales de la cuenca de aportación y se agregaron al análisis los últimos cinco años (2019-2024) en donde se incluye la avenida de 2021, la creciente máxima histórica que se ha presentado en la presa. Se recomienda actualizar periódicamente este registro con el fin de considerar los eventos de escurrimientos de los años más recientes.

2.- Se actualizaron las avenidas de diseño para 10,000, 5,000, 2,000, 1,000, 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno aplicando el método del Instituto de Ingeniería. Se realizó un estudio detallado separando el análisis en dos épocas del año, avenidas y de estiaje. Se determinó para cada época un NAMO para la operación de las compuertas del vertedor de excedencias. Se aplicaron los softwares especializados Gas.bas, Trate.bas, Ax e IIHIDRODIS en la obtención de las avenidas de diseño, lo que redujo los tiempos de cálculo, permitió realizar diversas pruebas y tener un mejor manejo de la información.

3.- La comparación entre las avenidas de diseño de 10,000 años de periodo de retorno para la época de verano indica que, la avenida obtenida en este trabajo es mayor en gasto pico y en volumen a la obtenida en el informe interno de 2019, lo que indica que es fundamental actualizar el registro de gastos medios diarios ya que se pueden modificar las avenidas de diseño para distintos periodos de retorno.

La avenida de diseño con el método de mayoración resultó muy parecida en volumen a la avenida actualizada; sin embargo, se considera que la forma de la avenida adversa elegida se conserva, por lo que el método no es flexible en considerar las distintas formas en las que se presentaron las avenidas históricas.

En cuanto a la avenida de construcción, el gasto máximo es 2.5 veces mayor al de la avenida actualizada en este trabajo, pero con un volumen casi igual en ambos casos. La diferencia está en que la duración considerada es menor, por lo que ingresa el mismo volumen, pero en menor tiempo, provocando que la avenida de construcción sea crítica; lo que significa que, además del gasto máximo y el volumen, la duración es un elemento importante en la construcción de las avenidas. Por otro lado, se recomienda obtener las avenidas de diseño mediante un modelo lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos, para su comparación con las avenidas calculadas con el método del Instituto de Ingeniería.

4.- El método del Instituto de Ingeniería considera, además del gasto máximo y el volumen, la forma de la avenida de diseño; por lo que es un método muy flexible al considerar tres componentes de los hidrogramas. El método considera el volumen parcial de diferentes duraciones de las avenidas históricas anuales, en función de los gastos medios máximos, por lo que se reproduce de buena manera la forma de las avenidas históricas. En los subcapítulos de verificaciones, se observa que las avenidas sintéticas conservan en su mayoría la forma de las crecientes históricas, sobre todo las que cuentan con un pico bien definido, no así avenidas constituidas de varias crecientes. Se recomienda en futuros trabajos realizar estas verificaciones para validar las avenidas de diseño obtenidas; además, aumentar la duración de análisis para tomar en cuenta avenidas con más de un pico. Sin embargo, al realizar el tránsito se observa que se tienen resultados similares en la condición crítica de la elevación máxima, por lo que se pueden tomar como válidas las avenidas de diseño obtenidas.

5.- Al transitar las avenidas de diseño de verano con las políticas de operación propuestas, se observa que en ningún caso el nivel en el embalse rebasa el NAME. Para la avenida de 10,000 de periodo de retorno y con la política de mayor riesgo, la elevación máxima queda 54 centímetros por debajo del NAME. Por otro lado, no solo se considera la seguridad hidrológica de la cortina, sino también la capacidad máxima del cauce aguas abajo. En este caso, la capacidad del cauce del río Moctezuma es de $500 \text{ m}^3/\text{s}$, para avenidas con periodos de retorno mayores a 10 años se asume el riesgo de rebasar esa capacidad, pero permitiendo un periodo de tiempo en el cual las descargas del vertedor sean menores, para implementar protocolos para la seguridad de la población e infraestructura aguas abajo; mientras que, para avenidas más recurrentes con periodos de retorno menores a 10 años se garantiza que la capacidad del cauce no sea rebasada.

Al transitar las avenidas de diseño de invierno con las políticas revisadas, de igual manera el nivel máximo en el embalse no rebasa en ningún caso la elevación del NAME. Para maximizar los beneficios por la generación de energía se propuso incrementar un metro el nivel del NAMO, es decir, a la elevación 1561. Para la avenida de 10,000 de periodo de retorno y con la política 2, la elevación máxima queda 40 centímetros por debajo del NAME y en ningún caso se rebasa la capacidad del cauce.

Para el tránsito de las avenidas, se consideró como condición inicial que la presa está a su máxima capacidad, es decir, que la elevación con la que se empieza el tránsito es la del NAMO. Esta consideración nos lleva al caso más crítico en la elevación máxima y, por lo tanto, a la condición más conservadora, en la realidad es poco probable que al inicio de la avenida el embalse se encuentre en esa elevación ya que esta es función de la política de operación de la obra de toma.

Las políticas propuestas pretenden ser una herramienta útil y de uso sencillo para los operadores de las compuertas, con el objetivo de tomar mejores decisiones ante el paso de una avenida en el embalse para garantizar sobre todo la seguridad hidrológica.

REFERENCIAS

- [1] Arganis, M., Rosales, S., Domínguez, R., Osnaya, J., Macario, I., Esquivel, G., & Carrizosa, E. (2024). Avenidas de diseño de la obra de excedencias de una presa con análisis de caudales y programas IIHIDRODIS. *VII Jornadas de Ingeniería del Agua: La resiliencia de las infraestructuras hidráulicas ante el cambio climático*. (pp. 44–55). Universidad Politécnica de Cartagena. <https://doi.org/10.31428/10317/16733>
- [2] Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa
- [3] Arreguín Cortés, F. (2021). *Obras hidráulicas* (1ª ed.). Instituto de Ingeniería, UNAM. <https://www.iingen.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Libros/Paginas/Obras-hidraulicas.aspx>
- [4] Arganis Juárez, Maritza, Herrera Alanís, José Luis, & Domínguez Mora, Ramón. (2013). Getting design events of bivariate functions by means of the bisection method. *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, 21(2), 293-300. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052013000200012>
- [5] Baeza Ramírez, C. (2007). *Estimación regional de factores de conectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia*. [Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000622574>
- [6] Becerril Olivares, M. (2016). *Modelo lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos para la cuenca Peñitas*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Ciudad de México, México. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/ptd2016/febrero/0740633/Index.html>
- [7] Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (2000). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill
- [8] CFE. (2024). Base de datos proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad. Ciudad de México, México.
- [9] Comisión Nacional del Agua, Disco Compacto Grandes Presas en México, México 1999.
- [10] CONAGUA. (2022). *Plan de emergencia por inundación del río Tula, Hgo.* Dirección Local Hidalgo. Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- [11] CONAGUA. (2025a). *Sistema de Información Hidrológica (SIH)*. <https://sih.conagua.gob.mx/>
- [12] CONAGUA. (2025b). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*. <https://app.conagua.gob.mx/bandas/>
- [13] CONAGUA. (2025c). *Inventario de presas*. <https://presas.conagua.gob.mx/inventario/>
- [14] Castillo Moreno, R. (2019). *Actualización de las avenidas de diseño de la Presa Huites*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Estado de México, México. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/ptd2019/septiembre/0795243/Index.html>

- [15] Chávez, Á. (2021a, septiembre 20). *Se inunda Tequisquiapan por desbordamiento de la presa Centenario; activan Plan DN-III*. Proceso. <https://www.proceso.com.mx/nacional/2021/9/20/se-inunda-tequisquiapan-por-desbordamiento-de-la-presa-centenario-activan-plan-dn-iii-272313.html>
- [16] Chávez, Á. (2021b, septiembre 9). “*No dio tiempo de nada, más que de sobrevivir*”, dice habitante de Tula. Proceso. <https://www.proceso.com.mx/nacional/estados/2021/9/9/no-dio-tiempo-de-nada-mas-que-de-sobrevivir-dice-habitante-de-tula-271678.html>
- [17] Carabela Hernández, J. C. (2011). Influencia de los eventos de huracán en la actualización de avenidas de diseño y operación de vertedores de dos presas en México. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Ciudad de México, México. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/ptb2011/octubre/0673858/Index.html>
- [18] Domínguez, M.R. and Arganis, J.M.L., 2012. Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity. *Hydrological Sciences Journal*, 57 (3), 460–478.
- [19] Domínguez Mora, R., Arganis Juárez, M. L., Carrizosa Elizondo, E., Osnaya Romero, J., Garduño Esquivel, G., & Dulce Moncayo, K. S. (2019a). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas en cascada sobre el río balsas: Carlos Ramírez Ulloa (C.H. EL CARACOL), Adolfo López Mateos (C.H. INFIERNILLO) y José Ma. Morelos y Pavón (C.H. LA VILLITA)*, Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [20] Domínguez Mora, R., Arganis Juárez, M. L., Berbesi Prieto, L. T., Carrizosa Elizondo, E., Osnaya Romero, J., Garduño Esquivel, G., & Rojas Flores, J. (2019b). *Actualización de avenidas de diseño de la presa Zimapán en el Río Pánuco*, Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [21] Domínguez Mora, R. (1981). *Análisis regional de tormentas y avenidas de diseño. Aplicación a la cuenca del Papaloapan*. [Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México]. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/pmig2020/2023/0056834/Index.html>
- [22] Domínguez, R., Carrizosa, E., Fuentes, G. E., Arganis, M. L., Osnaya, J., & Galván-Torres, A. E. (2018). Análisis regional para estimar precipitaciones de diseño en la república mexicana. *Tecnología Y Ciencias Del Agua*, 9(1), 5–29. <https://doi.org/10.24850/j-tyca-2018-01-01>
- [23] Domínguez Mora, R., Esquivel Garduño, G., Méndez Antonio, B., Mendoza Reséndiz, A., Arganis Juárez, M. L., & Carrizosa Elizondo, E. (2008). *Manual del modelo para pronóstico de escurrimiento* (Serie Manuales, No. SM 12). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. <https://datosabiertos.unam.mx/IINGEN:RUSI:SM12>
- [24] Domínguez Mora, R. (1989). Metodología de selección de una política de operación conjunta de una presa y su vertedor. [Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México]. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/pmig2016/0120109/Index.html>
- [25] Escalante Sandoval, C.A., & Reyes Chávez, L. (2002). *Técnicas estadísticas en hidrología*. México, UNAM, Facultad de Ingeniería

- [26] El Queretano. (2021, septiembre 10). *Por desfogue de presa Zimapán, Acueducto II suspende actividades*. El Queretano. <https://elqueretano.info/destacadas/por-desfogue-de-presa-zimapan-acueducto-ii-suspende-actividades/>
- [27] Fuentes M.O., Franco, V. “Tránsito de Avenidas en vasos, Capítulo A.1.8 del Manual de Diseño de Obras Civiles”. CFE. México, 1981.
- [28] Fuentes Mariles, O. A., & Franco, V. (1999). *Estudio hidrológico para obras de protección* (Serie Investigación y Desarrollo No. SID/475). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/DetallePublicacion.aspx?id=475>
- [29] Gobierno del Estado de Hidalgo. (s.f.). *Presa hidroeléctrica*. Presidencia Municipal de Zimapán. <http://p-zimapan.hidalgo.gob.mx/index.php/turismo/atractivos-turisticos/presa-hidroelectrica>
- [30] González-Villarreal, F.J. (1970). *Contribución al análisis de frecuencias de valores extremos de gastos máximos en un río*. Reporte No. 277, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F., México.
- [31] Gómez Gordillo, F. (2015) *Actualización de las avenidas para la operación de los vertedores de la Presa El Infiernillo*. [Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000736109>
- [32] Gracida Jiménez, R. (2015). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas del Río Papaloapan Temascal – Cerro de Oro*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000724170>
- [33] Hernández Hernández, A. (2017) *Hidrogramas de diseño obtenido con análisis de escurrimientos y de precipitaciones en cuencas de México*. [Tesis de Especialidad, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000768519>
- [34] Hincapié López, C. (2016) *Actualización de las avenidas de diseño y de las políticas de operación del sistema de presas del Río Santiago*. [Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000745812>
- [35] Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2025). *Hidrografía*. <https://www.inegi.org.mx/temas/hidrografia/#descargas>
- [36] Jiménez, M. 1996. Programa Ax. Área De Riesgos Hidrometeorológicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres
- [37] Labrada Montalvo, P. (2016). *Modelación lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos para la cuenca Chicoasén*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México]. Ciudad de México, México. Tesiunam. <https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/ptd2016/marzo/0742336/Index.html>

- [38] La silla Rota. (2021, septiembre 17). *Buscan incluir a Zimapan en declaratoria de emergencia e inician censo en Tula*. La Silla Rota. <https://lasillarota.com/hidalgo/estado/2021/9/17/buscan-incluir-zimapan-en-declaratoria-de-emergencia-inician-censo-en-tula-296824.html>
- [39] Marengo Mogollón, H. J. F. (1994). *Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas*. [Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000200428>
- [40] Miranda, F. (2021, septiembre 13). *Descargas del drenaje de CdMx aceleraron inundación en Tula*. Milenio. <https://www.milenio.com/politica/descargas-drenaje-cdmx-aceleraron-inundacion-tula>
- [41] Osnaya Romero, J., Arganis Juárez, M. L., Domínguez Mora, R., Fuentes Mariles, Ó. A., Franco, V., Carrizosa Elizondo, E., & Rojas Flores, J. (2020). *Programa IIIHIDRODIS: Manual* (Serie Investigación y Desarrollo, azul). Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/DetallePublicacion.aspx?id=5186>
- [42] Ramírez Orozco, A. I., & Aldama, Á. A. (2000). *Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño* (Avances en Hidráulica). México: AMH, IMTA. ISBN 968-7417-49-8.
- [43] Ramírez Peña, M. L. (1978). *[Operación de compuertas en presas]*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000130670>
- [44] Ramírez Salazar, L. E. (2011). *Actualización de las avenidas de diseño de las presas del Río Grijalva*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000669973>
- [45] Reyes Mercado, H. (2012). *Actualización de las avenidas de diseño de presas del Río Yaqui, Sonora*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000679204>
- [46] Rivera Trejo, F., & Escalante Sandoval, C. (1999). Análisis comparativo de técnicas de estimación de avenidas de diseño. *Ingeniería Del Agua*, 6(1), 49–54. <https://doi.org/10.4995/ia.1999.2776>
- [47] Rosales Silvestre, S. L. (2022). *Actualización de las avenidas de diseño de la Presa el Novillo, Sonora*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000831630>
- [48] Silverio Retana, J. R. (2024). *Estimación de avenidas de diseño para los ríos Rosas y Tlautla de la región hidrológica 26*. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Tesiunam. https://tesiunamdocumentos.dgb.unam.mx/ptd2024/ene_mar/0851532/Index.html
- [49] Trejo Vázquez, R. (2021). *Huracán Grace del Océano Atlántico: Del 13 al 21 de agosto de 2021*. Servicio Meteorológico Nacional, CONAGUA. <https://smn.conagua.gob.mx/tools/DATA/Ciclones%20Tropicales/Ciclones/2021-Grace.pdf>



[50] Vázquez Conde, M. T. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*. [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000225319>

[51] Vázquez Martínez, R. A. (2021). *Problemática de las avenidas captadas por el Túnel Emisor Oriente*. [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México], Ciudad de México, México. Repositorio Institucional de la UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000816338>

ANEXOS

Gastos medios máximos para duraciones de 1 a 30 días, Zimapán verano

Año	Duración, días										Duración, días										Duración, días										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
	Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s										
1938	107	91	84	76	69	61	57	54	51	49	47	48	47	50	51	51	51	50	48	48	47	46	45	44	44	43	42	42	41	40	
1939	64	59	52	44	39	35	33	31	29	28	27	27	26	25	25	25	25	24	24	24	23	22	22	21	21	21	20	20	20	19	
1940	83	80	76	75	72	70	67	64	61	59	57	55	52	50	49	47	46	44	44	45	45	46	45	45	44	44	43	42	41	40	
1941	401	335	311	287	258	238	224	211	200	191	183	175	168	164	161	159	156	154	151	148	145	143	141	139	136	134	131	129	127	125	
1942	104	87	75	69	63	58	54	50	48	46	45	47	50	51	50	49	48	48	47	46	45	44	43	42	43	43	43	42	42	42	
1943	115	87	76	68	73	70	67	64	62	58	55	52	50	48	46	45	44	42	41	40	39	37	36	35	34	34	33	32	32	32	
1944	297	253	232	217	191	180	166	155	145	139	133	127	122	117	112	108	109	113	116	118	118	117	117	117	116	115	114	112	110	108	
1945	54	40	36	32	28	26	26	26	25	24	23	23	22	21	20	19	19	18	18	17	17	17	17	17	16	16	16	16	16	15	
1946	121	100	79	66	67	61	55	51	47	43	40	38	36	34	32	31	30	29	28	27	26	25	24	24	24	24	24	24	24	23	
1947	92	67	57	47	45	42	38	37	36	35	33	32	31	31	30	30	30	29	29	28	28	28	29	29	29	28	28	28	28	28	
1948	103	98	88	80	75	73	71	67	63	59	56	54	51	49	47	45	43	41	40	38	37	36	35	35	34	33	33	32	31	31	
1949	92	73	53	43	37	37	33	31	29	27	28	27	26	25	24	23	22	21	21	20	19	19	18	18	17	17	17	17	16	16	
1950	106	101	76	64	55	49	44	40	37	35	34	32	31	29	28	27	25	24	23	23	22	22	21	21	20	20	19	19	18	18	
1951	43	35	34	31	29	28	26	25	24	23	21	21	20	20	19	19	18	18	18	17	18	18	18	19	19	19	18	18	18	18	
1952	73	64	64	64	62	61	60	58	56	54	52	50	48	47	45	44	42	41	40	39	38	37	37	36	36	36	36	36	36	36	
1953	60	51	48	48	44	42	41	39	37	35	34	33	32	32	31	30	30	29	29	29	30	30	30	30	30	30	29	29	29	28	
1954	74	65	60	58	56	55	55	54	53	51	50	49	48	47	45	44	43	42	41	40	38	37	36	35	34	34	33	32	32	31	
1955	231	225	206	191	175	162	152	144	137	131	125	119	114	109	106	102	99	97	94	92	90	89	89	88	87	86	85	85	85	84	
1956	79	68	66	62	62	61	59	56	53	51	49	48	48	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47	46	46	46	46	46	45	45
1957	41	32	29	26	24	22	21	21	20	19	18	18	17	17	16	16	15	15	15	14	14	14	14	13	13	13	13	13	12	12	
1958	526	509	477	461	442	417	389	365	346	330	317	308	301	293	287	280	275	270	265	261	256	251	246	240	236	232	227	222	218	215	
1959	138	137	133	128	124	120	117	114	111	109	106	104	102	100	99	98	97	95	93	91	90	89	88	88	89	89	89	88	88	88	
1960	71	53	47	46	46	47	46	45	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	31	30	29	29	28	28	27	
1961	92	85	83	83	81	79	77	74	71	69	67	65	64	63	62	61	60	60	59	58	58	57	56	56	55	55	54	54	53	52	

Año	Duración, días							Duración, días							Duración, días															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	Gasto, m ³ /s							Gasto, m ³ /s							Gasto, m ³ /s															
1962	45	42	40	38	36	35	34	31	29	27	25	24	23	22	22	21	21	20	20	19	19	18	18	17	17	17	16	16	16	16
1963	171	150	153	150	141	134	128	122	115	110	105	99	96	92	89	86	82	81	82	81	80	79	79	77	76	75	74	73	71	70
1964	50	46	41	39	40	38	37	35	33	32	31	30	29	28	28	27	26	26	25	25	25	25	24	24	24	24	23	23	23	23
1965	161	160	137	124	112	103	96	90	86	84	82	80	79	81	80	79	77	75	73	71	69	67	65	63	62	61	61	60	59	58
1966	100	100	95	84	77	72	67	63	59	56	55	54	53	52	51	51	50	49	49	49	48	47	47	46	46	45	44	43	43	42
1967	593	515	474	428	399	390	376	360	344	328	314	305	297	288	277	267	258	251	244	238	232	226	227	227	225	221	217	213	209	204
1968	137	136	134	131	130	125	120	117	113	108	104	99	97	97	96	96	95	94	93	92	90	88	86	85	84	82	81	80	78	77
1969	278	264	244	227	216	207	202	200	198	195	192	189	185	181	178	175	171	167	162	158	154	150	147	145	143	140	137	134	131	128
1970	126	114	101	99	91	85	82	81	78	78	78	76	74	73	73	71	69	68	67	66	64	64	63	63	62	62	62	61	61	60
1971	477	450	436	410	384	351	322	296	272	252	234	219	206	197	197	200	198	195	189	184	181	177	174	170	166	163	159	156	159	160
1972	60	57	56	55	54	53	52	51	49	48	48	47	46	45	45	44	44	43	42	42	41	40	40	39	39	39	38	38	37	37
1973	379	374	372	350	328	310	293	282	272	261	252	240	229	219	211	205	201	198	195	190	185	180	175	171	166	161	157	153	149	147
1974	304	284	247	220	200	196	192	187	180	171	163	155	148	142	138	134	129	125	122	118	115	112	109	106	103	101	99	96	94	92
1975	170	159	154	145	138	135	133	130	126	124	121	118	115	112	108	106	105	104	103	102	101	99	98	96	94	93	91	89	87	86
1976	618	551	491	430	393	372	355	341	327	311	297	296	298	296	294	293	291	289	286	283	278	272	265	263	261	257	251	247	242	236
1977	120	105	97	92	86	79	73	68	65	62	60	58	56	54	53	51	49	47	46	45	44	43	41	40	39	38	37	37	36	36
1978	260	249	233	217	202	188	175	165	159	153	147	141	135	129	124	120	117	114	111	108	104	101	99	96	94	92	90	87	85	84
1979	173	162	145	136	126	123	121	118	114	111	107	103	97	93	89	85	81	77	74	71	68	66	64	62	60	58	57	56	55	54
1980	31	29	28	26	24	23	22	21	21	20	19	19	19	19	19	19	18	18	17	17	16	16	16	15	15	15	14	14	14	14
1981	108	104	103	103	100	98	96	94	91	89	85	82	78	76	75	76	77	78	79	79	79	79	78	77	75	74	73	72	71	70
1982	42	40	35	32	30	28	26	25	24	24	23	22	21	20	20	19	19	18	18	17	17	17	17	16	16	16	16	15	15	15
1984	288	269	258	250	237	227	219	217	215	213	209	205	201	196	191	188	184	181	177	173	169	164	160	156	153	149	145	141	137	134
1985	139	125	119	107	97	91	85	82	78	74	71	68	66	65	64	63	62	61	60	59	58	57	57	57	56	55	54	56	58	58
1986	101	93	83	78	73	71	68	65	63	60	57	55	53	50	48	46	45	44	43	42	42	41	41	40	40	40	40	40	39	39
1987	33	32	31	30	30	29	28	28	27	26	25	24	23	22	22	22	21	21	20	20	19	19	19	19	19	19	18	18	18	18
1988	132	131	127	122	112	106	102	100	97	94	90	85	81	78	74	72	69	66	64	61	59	57	55	55	55	55	54	53	52	51
1989	64	61	57	50	45	42	40	38	36	35	33	32	31	30	29	28	27	26	25	25	24	23	23	22	21	21	21	20	20	19
1990	240	223	196	191	192	185	177	171	166	162	158	151	144	137	131	126	121	117	112	108	104	100	97	93	90	87	85	82	80	78

Año	Duración, días							Duración, días							Duración, días															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	Gasto, m ³ /s							Gasto, m ³ /s							Gasto, m ³ /s															
1991	289	282	268	264	264	264	261	258	255	251	243	233	224	217	212	208	203	198	194	190	186	183	179	174	170	165	161	157	153	149
1992	274	233	207	186	185	184	180	172	167	162	158	153	148	143	138	134	129	126	122	119	117	115	113	113	113	113	112	111	109	
1993	95	89	88	87	84	82	80	78	76	74	72	71	69	67	65	64	63	61	60	58	56	55	53	52	50	49	48	47	46	45
1994	95	92	91	84	80	77	74	74	76	77	76	75	74	74	73	72	71	71	71	70	69	69	68	67	65	64	63	62	61	60
1995	211	173	156	146	138	134	128	121	113	106	104	103	102	100	98	95	92	91	89	87	85	83	81	79	76	74	72	70	68	66
1996	175	142	127	113	102	95	90	86	83	82	80	79	77	76	75	73	74	74	75	75	75	74	74	74	73	73	72	71	70	69
1997	74	58	51	51	50	49	49	48	46	45	43	41	40	38	37	36	35	34	33	32	32	31	31	30	30	30	30	29	29	29
1998	308	275	269	258	253	255	252	248	240	232	228	222	217	211	206	202	202	199	198	196	192	188	184	180	177	174	172	169	169	169
1999	116	112	113	111	109	108	104	100	97	93	90	87	84	82	79	77	74	71	68	66	64	62	60	58	56	54	53	52	51	50
2000	104	104	100	95	89	84	80	76	73	71	69	67	66	65	64	62	61	59	58	57	55	54	53	52	51	50	49	49	48	47
2001	108	106	103	100	96	93	88	84	80	77	75	73	71	69	68	67	67	68	67	67	67	67	66	65	64	63	61	60	59	58
2002	163	153	140	131	124	115	108	104	100	97	94	90	87	87	85	84	84	82	80	78	76	75	73	71	70	69	69	68	67	66
2003	384	371	349	332	321	304	288	279	268	261	251	239	229	219	210	203	197	192	190	191	190	192	191	187	184	180	179	180	181	181
2004	253	232	216	199	187	175	160	148	138	130	123	116	112	109	108	107	106	104	102	101	99	97	96	94	92	90	87	85	83	81
2005	189	158	145	138	133	128	122	115	109	104	99	95	91	87	84	81	79	76	74	72	70	68	66	64	63	61	60	59	57	56
2006	184	149	131	120	114	110	107	103	99	95	91	88	87	87	87	87	86	84	84	84	84	84	84	84	84	85	85	86	86	86
2007	285	278	266	255	246	236	225	217	212	209	207	204	201	197	192	188	183	180	176	172	168	167	167	165	163	161	159	156	154	152
2008	318	300	270	255	242	227	222	210	201	193	187	181	176	170	166	161	158	154	151	147	144	144	147	149	151	152	151	150	149	151
2009	189	178	175	169	166	159	153	147	140	134	127	121	116	111	108	106	102	100	97	94	92	89	87	85	82	80	78	76	75	77
2010	94	89	85	84	82	81	79	78	76	75	72	69	66	63	61	59	59	59	58	58	58	58	57	56	55	55	56	56	57	57
2011	293	272	255	241	222	208	194	181	169	160	151	144	138	132	127	122	118	114	111	107	104	101	97	94	92	89	87	85	83	81
2012	91	84	80	81	78	76	74	71	68	66	63	61	59	58	57	57	57	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	48	48
2013	308	267	240	239	238	222	221	206	206	201	193	183	178	173	167	162	158	155	151	149	148	147	145	142	139	136	133	130	127	125
2014	291	280	260	255	247	240	230	224	221	214	206	198	195	193	191	189	185	181	176	171	171	171	170	169	168	166	164	162	160	158
2015	293	276	268	259	251	241	233	224	215	207	199	193	185	178	172	167	161	157	155	153	150	146	143	139	136	132	129	126	123	120
2016	140	135	131	122	117	112	109	109	107	105	103	98	97	97	96	95	96	97	96	95	93	92	90	88	87	85	85	86	86	86
2017	213	197	179	172	170	171	169	168	167	165	162	160	157	155	152	150	148	145	143	140	139	137	134	132	130	127	124	121	119	116
2018	138	132	125	121	120	119	116	114	111	110	111	110	108	106	103	101	99	96	93	91	89	87	85	84	84	83	83	83	84	83

2019	101	93	90	85	83	78	71	66	63	60	58	56	55	53	51	49	48	47	46	45	43	42	42	41	40	40	39	38	38	38	
2020	57	50	46	46	45	44	42	40	40	39	38	37	37	37	36	36	36	35	35	35	35	34	34	34	34	34	34	34	33	33	33
2021	663	639	571	521	477	457	438	420	403	385	365	349	335	330	334	336	338	339	338	336	332	327	321	314	308	307	316	321	323	324	
2022	67	62	61	59	56	54	51	50	48	46	45	43	42	41	40	40	39	38	38	37	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	
2023	41	37	36	35	34	34	33	32	32	31	31	30	30	30	29	29	28	28	28	28	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27	
2024	255	254	246	241	234	224	216	206	197	188	180	173	166	159	155	155	156	154	152	149	146	143	140	138	137	136	134	132	129	127	

Gastos medios máximos para duraciones de 1 a 30 días, Zimapán invierno

Año	Duración, días												Duración, días										Duración, días							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	Gasto, m ³ /s												Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s							
1938	50	31	24	21	19	18	17	16	16	15	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	34	33	33	32	31	31	30	30	30	29
1939	20	16	13	12	12	11	11	11	11	11	59	58	56	54	52	50	48	47	46	45	44	43	42	41	41	40	40	39	38	38
1940	13	13	13	12	11	10	10	10	10	9	69	69	69	69	69	68	66	65	64	63	62	61	61	60	59	59	57	57	56	56
1941	63	56	56	54	52	52	50	48	47	45	16	15	15	15	15	15	15	15	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
1942	15	15	15	14	14	14	13	13	13	13	98	93	90	87	88	89	88	87	85	83	81	79	77	74	73	71	69	68	66	66
1943	14	12	11	11	10	10	10	10	10	10	27	27	27	27	27	26	27	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
1944	15	14	14	13	13	13	13	12	12	12	27	27	26	26	26	25	25	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
1945	14	13	12	11	11	11	11	11	11	11	53	50	48	46	45	45	44	43	42	41	40	40	39	38	37	37	36	36	35	35
1946	32	30	22	21	19	19	18	17	16	16	26	26	25	25	25	24	24	24	24	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
1947	42	32	31	27	28	26	24	22	21	20	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	32	31	30	30	29	29	29	28	28	27
1948	11	11	10	10	9	9	9	9	9	9	30	29	28	28	29	29	28	28	28	28	27	27	27	27	27	27	27	27	26	26
1949	37	22	17	14	13	12	11	10	10	10	23	23	23	23	22	22	22	22	22	22	22	22	22	21	21	21	21	21	21	21
1950	28	24	21	17	15	13	12	12	11	11	68	66	66	63	61	60	59	57	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	46	45
1951	13	12	11	11	10	9	9	9	9	9	29	29	29	29	29	29	29	28	28	28	28	28	28	28	27	27	27	26	26	26
1952	48	33	27	23	21	20	20	19	18	17	17	17	17	17	17	17	17	17	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
1953	14	13	12	12	12	12	12	12	12	11	30	30	29	28	27	28	27	27	27	27	27	27	27	27	27	26	26	26	26	26
1954	35	23	18	17	17	16	16	16	15	14	25	25	25	25	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	23	24	24	24	24	24
1955	29	27	27	26	25	25	25	25	24	24	29	29	28	28	28	28	28	28	27	28	27	27	27	27	26	26	26	26	26	26
1956	39	38	31	28	26	25	23	22	22	21	43	41	40	39	38	37	36	35	35	34	33	33	33	32	32	31	31	30	30	30

Año	Duración, días										Duración, días										Duración, días									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s									
1957	18	18	17	17	17	17	16	16	16	16	69	66	65	63	61	60	60	58	57	56	55	54	53	52	51	51	50	49	48	47
1958	200	173	161	148	138	133	128	123	119	115	15	14	14	13	13	13	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11
1959	81	80	77	74	72	69	67	66	64	63	9	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
1960	46	46	45	45	45	45	44	44	44	43	43	41	39	38	37	36	35	34	33	32	32	31	31	30	30	29	29	29	28	28
1961	20	16	15	14	13	13	13	12	12	12	68	68	68	67	66	65	64	63	61	60	60	59	58	58	57	56	56	55	54	53
1962	26	24	20	18	17	16	16	15	15	15	29	28	27	27	26	26	25	24	25	25	25	25	25	25	24	24	24	24	24	24
1963	35	35	35	34	34	33	33	32	32	31	84	83	82	82	81	80	79	78	77	76	75	74	73	72	71	71	70	69	68	66
1964	35	32	31	30	30	30	28	29	27	26	29	28	28	28	27	27	27	27	27	26	26	26	26	26	26	25	25	25	25	25
1965	21	18	18	17	17	17	17	17	17	17	25	25	25	25	25	25	24	24	24	24	25	25	24	25	25	24	24	24	24	24
1966	21	20	20	20	20	20	20	20	20	19	39	38	38	37	37	36	36	35	35	34	34	33	33	33	32	32	32	32	32	31
1967	66	58	53	50	48	46	45	44	42	42	21	21	21	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	19	19	19
1968	47	45	43	41	41	40	39	39	38	37	18	18	18	18	18	18	18	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	16	16
1969	20	19	19	18	18	18	18	18	18	18	68	67	66	64	62	61	59	58	56	55	54	53	51	50	49	48	47	46	45	44
1970	21	21	20	20	19	19	19	19	19	19	78	75	72	69	69	70	69	68	66	65	63	62	61	59	58	56	55	54	53	51
1971	35	33	32	32	32	30	30	29	28	27	27	27	26	26	26	25	25	25	25	25	25	25	25	24	24	24	24	24	24	23
1972	29	28	28	26	26	24	23	22	21	21	98	94	92	89	87	84	81	79	77	75	73	71	69	68	66	65	63	61	60	59
1973	70	67	63	62	59	56	53	50	48	45	11	11	11	11	11	11	11	11	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
1974	41	41	41	39	35	32	31	30	30	29	31	30	29	28	28	27	27	27	26	26	26	25	25	25	24	24	24	24	24	23
1975	58	55	53	51	50	49	47	46	44	43	62	61	59	58	57	56	55	54	53	51	51	50	49	48	47	45	45	44	44	43
1976	67	66	65	63	62	60	57	56	54	53	13	13	13	13	13	12	12	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
1977	40	38	36	36	36	35	33	33	32	31	28	28	27	27	27	27	26	25	25	25	24	24	24	24	24	24	23	23	23	23
1978	38	37	37	36	36	35	35	35	35	34	34	34	33	33	32	31	30	30	30	29	29	28	28	28	28	27	27	27	27	26
1979	37	35	34	34	34	34	34	33	32	31	23	23	22	22	22	22	21	21	21	21	21	21	21	21	20	20	20	20	20	20
1980	47	39	35	33	32	32	31	30	29	29	26	26	25	25	25	24	24	24	23	23	22	22	21	21	21	20	20	20	19	19
1981	62	61	58	57	55	52	50	48	46	44	112	109	106	104	101	99	97	96	94	93	91	90	89	88	87	86	85	84	83	82
1982	29	27	26	25	24	24	24	24	24	23	42	40	38	37	36	35	34	33	33	33	32	32	31	30	30	29	29	29	28	28
1984	24	23	23	23	23	23	23	23	22	22	73	70	67	65	63	61	59	58	56	56	55	54	53	52	52	51	51	50	49	48
1985	39	38	37	37	36	34	34	34	34	34	23	22	22	21	21	21	20	20	19	19	19	18	18	18	17	17	17	17	17	16

Año	Duración, días										Duración, días										Duración, días										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
	Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s										Gasto, m ³ /s										
1986	33	33	31	31	31	30	29	28	27	27	37	37	36	35	35	35	35	34	34	34	33	33	33	33	33	33	33	33	32		
1987	34	32	30	27	25	24	23	23	23	23	38	37	38	38	36	35	35	35	34	34	33	33	33	33	33	32	32	32	31	31	
1988	27	25	24	23	23	23	22	22	22	22	39	37	36	35	34	33	33	33	32	32	31	31	30	30	29	29	29	28	28	28	
1989	54	38	30	26	25	25	25	24	24	24	43	43	43	43	42	42	42	42	42	41	41	41	41	41	41	40	40	40	40	40	
1990	32	27	26	25	24	23	22	22	21	21	23	23	23	23	23	23	23	22	22	22	22	21	21	21	21	21	21	21	21	21	
1991	53	50	48	47	46	45	44	43	43	42	30	30	28	27	26	26	25	24	24	23	23	22	22	22	21	21	21	20	20	20	
1992	104	99	95	90	88	89	89	88	86	85	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	
1993	38	37	35	34	33	32	31	30	30	29	27	27	27	27	26	26	26	25	25	25	25	25	24	24	24	24	24	24	24	24	
1994	29	28	28	27	27	26	26	25	25	25	55	55	54	54	53	51	50	48	47	46	45	44	43	42	41	40	40	39	39	38	
1995	46	45	41	40	38	37	36	35	34	32	21	21	20	20	21	21	21	21	21	21	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	
1996	33	30	29	28	28	28	27	27	27	27	37	37	37	37	36	36	36	35	35	35	34	34	33	33	32	32	31	31	30	30	
1997	49	43	42	42	42	41	40	39	38	38	37	36	36	35	35	34	33	32	31	30	30	29	29	28	28	27	27	26	26	26	
1998	53	45	41	41	41	40	39	38	38	38	15	14	14	14	14	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	12	12	12	12
1999	42	41	41	40	40	40	39	38	38	38	51	50	49	47	46	45	44	43	42	41	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
2000	37	29	26	26	25	25	24	24	24	24	21	21	21	21	21	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
2001	35	32	30	29	28	28	27	27	27	26	31	30	29	28	27	26	26	25	24	24	24	24	25	25	25	26	26	26	25	25	25
2002	183	171	152	141	130	121	113	107	102	100	10	10	10	10	10	10	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	
2003	83	79	74	66	60	56	53	50	48	45	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	
2004	36	34	33	32	31	30	29	29	29	29	41	40	39	39	37	37	36	36	35	35	35	35	35	34	34	34	34	33	33	33	
2005	66	64	62	62	60	59	58	57	57	56	23	23	23	23	23	23	22	22	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	20	
2006	101	98	95	87	85	81	78	75	72	70	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
2007	51	49	46	45	43	42	41	40	40	39	17	17	17	17	17	17	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	
2008	50	48	46	44	41	39	36	33	31	30	19	18	21	23	24	25	26	27	27	28	28	28	29	29	29	29	29	29	28	28	
2009	158	130	118	108	99	92	87	81	78	75	9	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	
2010	112	109	102	101	99	94	93	88	84	81	13	13	12	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	10	10	
2011	37	35	32	29	28	27	27	26	26	26	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	20	20	20	20	
2012	53	47	47	45	43	42	41	40	39	39	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11	11	
2013	80	75	74	74	73	72	71	69	69	68	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	7	7	



2014	90	83	78	76	72	69	65	62	59	61	19	18	17	17	16	16	15	15	15	14	14	14	14	14	14	14	13	13	13	
2015	81	78	77	76	73	72	71	70	69	68	11	11	10	10	10	10	10	9	9	10	10	9	9	9	9	9	9	9	9	
2016	97	84	78	76	75	72	74	74	71	71	15	14	14	14	13	13	13	12	12	12	11	11	11	11	10	10	10	10	10	
2017	41	39	33	31	30	29	29	29	29	27	33	33	32	31	30	30	29	29	28	28	27	27	27	26	26	26	26	27	27	
2018	131	130	129	128	128	124	117	112	107	102	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	31	30	29	29	28	28	
2019	111	92	83	75	70	66	62	59	57	55	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9	9	9	
2020	40	31	30	29	28	28	28	27	27	27	30	29	28	27	27	27	28	28	28	28	28	28	28	28	28	27	27	27	26	26
2021	45	41	40	39	37	37	36	35	33	32	29	28	28	28	27	27	26	26	25	25	25	24	24	24	23	23	24	24	25	25
2022	74	73	73	72	72	70	70	69	69	69	16	15	15	14	14	13	13	13	13	12	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11
2023	39	36	37	35	33	31	31	31	30	30	22	22	22	22	22	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
2024	52	50	41	38	36	35	34	33	32	31	25	24	23	22	21	20	20	19	19	18	18	18	17	17	17	17	17	17	16	16