



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
HIDRAULICA

ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS
VERTEDORES DE LA PRESA EL INFIERNILLO

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

PRESENTA:
FERNANDA GÓMEZ GORDILLO

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

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2015

Contenido

CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUCCIÓN	2
1.1 OBJETIVOS	2
1.1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2 OBJETIVOS PARTICULARES	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.3 ESTADO DEL ARTE.....	3
CAPÍTULO 2	5
2 ASPECTOS GENERALES	6
2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	6
2.1.1 RÍO BALSAS	6
2.1.2 PRESA INFIERNILLO	6
2.2 ANTECEDENTES.....	8
2.2.1 OPERACIÓN HISTÓRICA	8
CAPÍTULO 3	15
3 BASE DE DATOS	16
3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA EL INFIERNILLO, MICH.....	16
3.2 REGISTRO DE GASTOS MEDIOS DIARIOS POR CUENCA TOTAL CONSTRUIDO PARA LA PRESA EL INFIERNILLO, MICH.	17
CAPÍTULO 4	19
4 METODOLOGÍA.....	20
4.1 ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO	20
4.1.1 MÉTODO DESARROLLADO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA BASADO EN GASTOS MEDIOS DIARIOS	21
4.1.2 AVENIDA DE DISEÑO	24
4.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS	25
4.3 PROGRAMA TRATE.BAS	28
CAPÍTULO 5	31
5 APLICACIÓN AL CASO DE LA PRESA EI INFIERNILLO.....	32

5.1	CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO.....	32
5.1.1	OBTENCIÓN DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES PARA DISTINTAS DURACIONES	32
5.1.2	OBTENCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO	43
5.2	POLÍTICA DE OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES	47
5.2.1	POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 6000 m³/s	47
5.2.2	POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 9000 m³/s	49
5.2.3	POLÍTICA DE OPERACIÓN CON LOS TRES VERTEDORES ABIERTOS.....	50
5.2.4	POLÍTICA DE OPERACIÓN CON CUATRO VERTEDORES	51
5.2.5	POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 15 000 m³/s	53
5.2.6	POLÍTICA DE OPERACIÓN PROPUESTA POR CFE.....	54
5.2.7	ESTIMACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA QUE NO CAUSA DAÑOS AGUAS DEBAJO DE LA PRESA LA VILLITA.....	60
CAPÍTULO 6.....		61
6	CONCLUSIONES	62
BIBLIOGRAFÍA		63

**U
N
A
M**



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo se apoya en un estudio hidrológico de la presa Adolfo López Mateos, también conocida como Infiernillo. Ésta obra está ubicada en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, y pertenece al sistema de presas en cascadas sobre el río Balsas, la cual tiene una capacidad de almacenamiento de $9,340 \text{ hm}^3$ de un embalse que cubre una superficie aproximada de 755 km^2 .

Las intensas lluvias provocadas por la Tormenta Tropical "Manuel" y el Ciclón Tropical "Ingrid", en septiembre del 2013 en la zona Pacífico Sur – Centro del país, generaron un aporte importante a los vasos de almacenamiento del sistema de presas ubicadas en el cauce principal del río Balsas.

Para establecer una política de operación del sistema de vasos actualizada, con la cual se eviten problemas estructurales en un futuro, y se salvaguarde la vida de los muchos asentamientos humanos ubicados aguas abajo del sistema, se amplió la información hidrológica disponible de la zona y se recalcularon las avenidas de diseño considerando un nuevo tránsito de avenidas en vasos para diferentes periodos de retorno.

El estudio realizado comprende los siguientes aspectos:

- Determinación de las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, tomando en cuenta los eventos ocurridos en septiembre de 2013, mediante el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Tránsito de avenidas en el vaso de la presa bajo distintas políticas de operación.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Actualizar las avenidas de diseño y encontrar la política de operación óptima para la obra de excedencias de la presa El Infiernillo.

1.1.2 OBJETIVOS PARTICULARES

- Incluir al registro histórico los gastos medios diarios presentados durante el 2013.
- Analizar las curvas gasto – duración – periodo de retorno y obtener la avenida de diseño.
- Proponer diferentes políticas de operación de la obra de excedencias, para con ello obtener la óptima.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A petición de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se determinó la política de operación óptima para la presa El Infiernillo, Mich., alojada sobre el río Balsas, llevando a cabo la actualización de las avenidas de diseño de manera que se garantice mayor seguridad aguas abajo.

1.3 ESTADO DEL ARTE

La determinación de avenidas de diseño y políticas de operación óptimas en presas, ha sido motivo para realizar numerosas investigaciones, de las cuales podemos nombrar: (Domínguez et al., 2006) titulado "Modelos lluvia – escurrimiento distribuidos para pronosticar en tiempo real las avenidas en la cuenca del río Balsas entre las presas El Caracol e Infiernillo"; (Domínguez et al., 2007) "Determinación de avenidas de diseño de la presa El Infiernillo, Mich." y (Domínguez, 2012) "Determinación de avenidas de diseño para la presa El Caracol e Infiernillo" como parte de un informe realizado para la Organización Meteorológica Mundial y la Comisión Federal de electricidad.

En el año 2005 la Asociación Mexicana del Agua (AMH) realizó un foro internacional llamado "Las Presas y el Hombre" en donde se presentaron diversos estudios, entre ellos "Aspectos de Hidrología de Presas: Diseño y operación" en donde se desarrolló un nuevo enfoque en la estimación de avenidas de diseño basado en el uso de una función de distribución bivariada de valores extremos de los gastos máximos y los volúmenes de escurrimiento. Citando, los autores escriben que "la aplicación de este concepto, además de brindar una base más realista en la selección de la avenida con efectos más desfavorables, incorpora en forma natural las características propias de la presa en estudio" (Paz Soldán, Marengo, & Arreguín, 2005).

De igual manera en el año 2012 el Instituto de Ingeniería desarrolló un artículo para el Congreso Nacional de Hidráulica organizado por la AMH, titulado "Actualización de las avenidas de diseño y de la política de operación de la obra de excedencias de la presa el Novillo, Son." (Arganis et al., 2012), en donde se detalla los procedimientos que serán seguidos a lo largo de este trabajo y la importancia de la actualización de las avenidas de diseño de presas importantes en México ya que una gran cantidad de ellas cuentan con cerca de 30 a 50 años o más de iniciar su operación y fueron diseñadas con escasa información histórica.

Así mismo el Instituto de Ingeniería de la UNAM presentó un artículo para la revista Journal des Sciences Hydrologiques publicado en el año 2012 y que lleva como título "Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity" (Domínguez M. & Arganis J., 2012), en donde presentan los resultados de la validación de varios métodos de evaluación, para los vertedores de presas con una gran capacidad de control. Tomando como ejemplo de aplicación la presa Malpaso ubicada en el estado de Chiapas, se demuestra que el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería (el mismo que se será aplicado en el este trabajo) no sobrestima las avenidas de diseño y permite una mejor

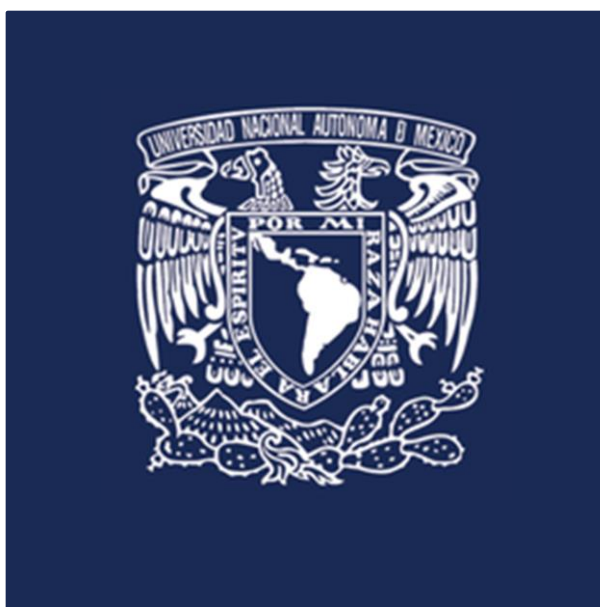
representación de la forma de las avenidas, sobre todo cuando éstas son multimodales, a diferencia de los métodos de Hiemstra – Francis, Ramirez – Aldama y de Escalante (Domínguez M. & Arganis J., 2012).

De la misma manera, existen diversas publicaciones internacionales como lo es “Stochastic Dynamic Programming for Optimum Reservoir Operation”, publicado para el Journal of the American Water Resources Association (JAWRA) por William S. Butcher, publicado en abril del 2010, en donde se abordan el tema de la determinación de una política de operación óptima en términos del estado de depósitos por volumen de almacenamiento, utilizando un enfoque dinámico estocástico de programación.

Otro artículo es el de “A scenario – based stochastic programming model for water supplies from the Highland lakes” publicado por International Transactions in Operational Research en Mayo del 2000, en donde se muestra un modelo de programación dinámica estocástica en un escenario-base para la gerencia de los lagos Highland por la autoridad del bajo Río Colorado en Texas. El modelo considera 2 objetivos: Maximiza el rendimiento esperado de la venta del agua mientras que el abastecimiento de agua se mantenga firme, y Maximizar los beneficios recreacionales.

Uhr Markus (2006) presenta “Optimal operation of a hydroelectric power system subject to stochastic inflows and load” que usa la programación estocástica para encontrar políticas óptimas en términos de costo mínimo de producción, en el modelo se incluyen las afluencias del agua y la carga de la energía, los problemas son aproximados empleando el método de la Aproximación media de la muestra (SAA, Sample Average Approximation) y solucionados usando un procedimiento de descomposición jerarquizado.

U
N
A
M



CAPÍTULO 2

ASPECTOS
GENERALES

2 ASPECTOS GENERALES

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1.1 RÍO BALSAS

El río Balsas ubicado en el centro sur de México, circula por los estados de Guerrero y Michoacán. Con un escurrimiento superficial de 24 944 hm³ y con una longitud de 771 km, es uno de los ríos más largos del país. El río pasa por los estados de Guerrero y Michoacán, y en su curso alto (en que lleva el nombre de río Atoyac) también discurre por Tlaxcala y Puebla. El río Balsas drena además parte de los estados de Veracruz, Morelos, Oaxaca, México y Jalisco, la que es conocida como depresión del Balsas.

El río Balsas es conocido como Atoyac en el estado de Puebla y como Mezcala en gran parte de la región norte de Guerrero.

La cuenca o depresión del río Balsas se encuentra en una zona de convergencia entre las placas de Cocos y Americana, en una Costa de colisión continental, de acuerdo con la clasificación de Inman y Nordstrom (1971).

La fuente más lejana del río Balsas es el pequeño río Zahuapan, apenas un arroyo del estado de Tlaxcala que nace en las vertientes nororientales del volcán La Malinche y continúa por la laguna de Atlangatepec. Ya en el estado de Puebla, el río llega a un tramo muy contaminado por los desechos y vertidos industriales. Luego se une al río Atoyac, que llega desde la sierra Nevada, con agua del deshielo de los volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl llevando desde ahí ese nombre. Ya como Atoyac cruza la ciudad de Puebla de Zaragoza, la cuarta más poblada del país, y al poco llega a la presa Manuel Ávila Camacho o Presa de Valsequillo. Sigue el río avanzando hacia el suroeste por el estado de Puebla, pasando por las pequeñas localidades de Molcaxac, Huatlatlauca y Chigmecatitlan y recibiendo después las aguas del río Axamilpa. Continúa por San Mateo Mimiapan y Tehuitzingo, para recibir después al río Mixteco y al Nexapa, justo cuando se adentra en el estado de Guerrero. Al poco, al recibir por la derecha al río Tlapaneco, da inicio nominalmente el río Balsas.

2.1.2 PRESA INFIERNILLO

La Central Hidroeléctrica Adolfo López Mateos, también conocida como El Infiernillo se ubica en los límites de los estados de Guerrero y Michoacán. Esta presa fue un proyecto de la Secretaría de Recursos Hidráulicos para la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la construcción estuvo a cargo de la empresa Ingenieros Civiles Asociados (ICA). Su construcción data de los años 1961 a 1963 y su puesta en operación en 1964. Su capacidad de almacenamiento es de 12 000 hm³ con un embalse que tiene 120 kilómetros de longitud en su zona más ancha y ocupa una superficie 40 000 hectáreas.

Consta de una cortina de enrocamiento con corazón impermeable y para su construcción fue necesario diseñar un esbelto corazón central, de arcilla impermeable, que soportara el empuje del agua retenida en el embalse. La mayor parte de los respaldos (a ambos lados del corazón), fueron construidos con enrocamiento.

Tiene 149 m de altura y 350 m de longitud de la corona. Su casa de máquinas es subterránea, con 21 m de ancho, 128 m de largo y 40 m de altura. En la margen izquierda se encuentra la obra de toma, distribuida en tres tuberías a presión con camisa de acero y 8.90 m de diámetro, con capacidad para conducir $194 \text{ m}^3/\text{s}$ por tubería. La obra de excedencia se compone de 6 vertedores de 13 m de diámetro, para descargar $13,400 \text{ m}^3/\text{s}$ (esta cifra corresponde al diseño original, en la práctica se estima en aproximadamente $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ y además con riesgo a que se produzca cavitación). La energía producida por la presa alimenta al sistema central del país.

Las turbinas de generación fueron instaladas en dos etapas. La primera, que entró en servicio entre los años 1965 y 1966, tuvo una capacidad instalada de 624 MW. La segunda, que entró en servicio hasta 1973, totalizó 960 MW de capacidad instalada. Para el año 2005 contaba con una capacidad efectiva de 1000 MW, una generación bruta anual de 2749GWh y un factor de planta del 31.4% (datos de la Secretaria de Energía). Las 6 turbinas de la central que operaban desde 1964, fueron modernizadas en 2009 por solicitud del Gobierno Federal, lo que incrementó considerablemente su capacidad de generación a 1120 MW siendo la segunda generadora de electricidad en el país después de la Presa Chicoasén. La energía producida por la presa alimenta al sistema central del país.



FIGURA 2.1. PRESA INFIERNILLO

2.2 ANTECEDENTES

2.2.1 OPERACIÓN HISTÓRICA

En la Figura 2.2 se indica la variación del almacenamiento en el embalse (en millones de m^3) en los distintos meses del año, del año 2000 al 2013.

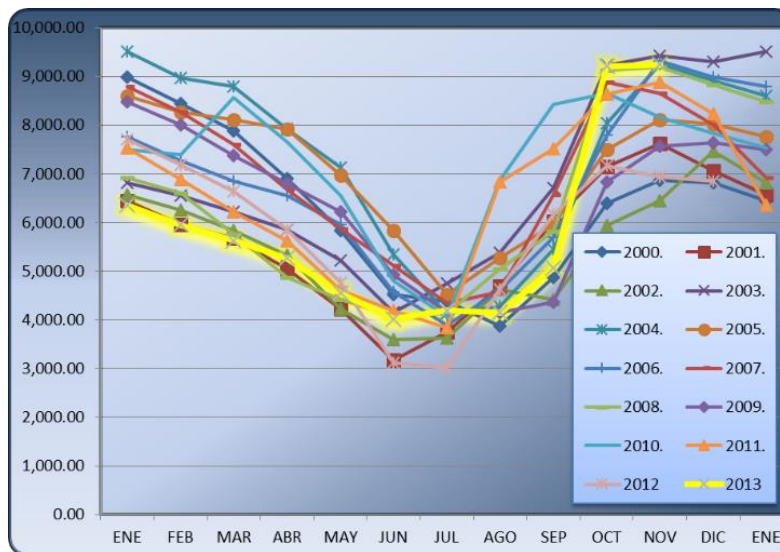


FIGURA 2.2. GRÁFICAS DE EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL EMBALSE 2000-2013

En el 2013 se presentaron escurrimientos extraordinarios, cuyo máximo medio diario se estima en alrededor de $24\,000\ m^3/s$, llevando al embalse a elevaciones máximas en el mes de octubre, lo que provocó grandes desfogues (Figura 2.3).



FIGURA 2.3. DESFOGUES HISTÓRICOS

En la Figura 2.4 se compara la curva de almacenamiento promedio del 2000 al 2012 respecto a su variación en el 2013.

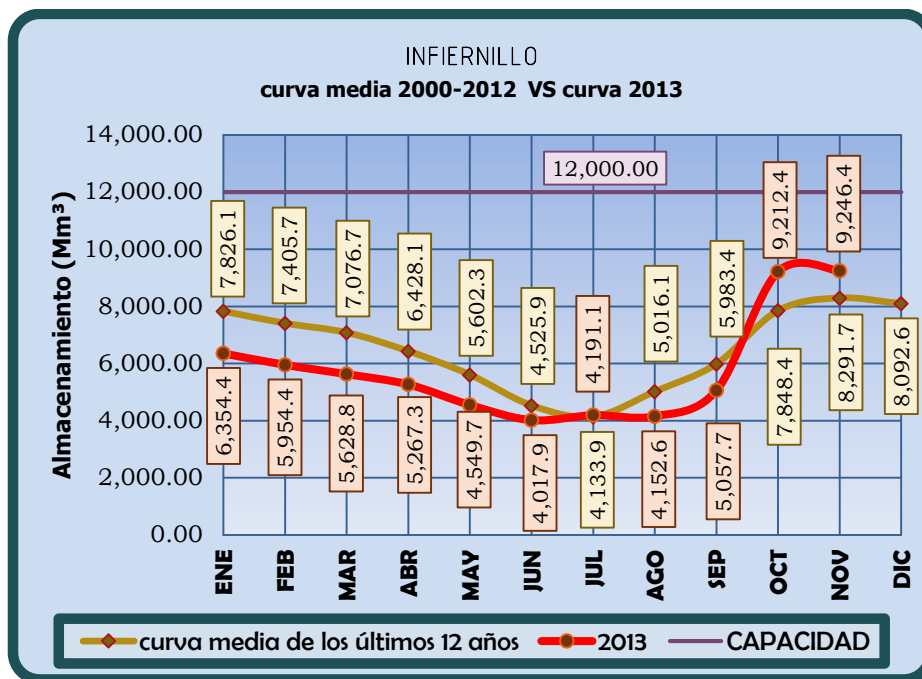


FIGURA 2.4. COMPARACIÓN DE CURVAS DE ALMACENAMIENTO. PRESA INFIERNILLO, MICHOACÁN.

En la Tabla 2.1 se presenta información de los derrames históricamente ocurridos en la presa El Infiernillo, Mich.

TABLA 2.1. DERRAMES HISTÓRICOS. PRESA EL INFIERNILLO, MICH. (1965 – 2010)

AÑO	OPERACIÓN DEL VERTEDOR	GASTO MÁX. DERRAMADO	VOLUMEN DERRAMADO	GASTO MÁX. TURBINADO	GASTO TOTAL
		m³/s	Miles de m³	m³/s	m³/s
1965	OCTUBRE		10,460,700		
1966	OCTUBRE		7,294,600		
1967	SEPTIEMBRE	7000	11,078,940		7000
1968	OCTUBRE		1,276,212		
1969	OCTUBRE		2,043,200		
1970	OCTUBRE		3,885,251		
1971	OCTUBRE		4,377,400		
1972	OCTUBRE		1,021,821		
1973	NOVIEMBRE		2,489,999		
1974	NO DERRAMÓ	0			
1975	OCTUBRE		1,120,868		0
1976	OCTUBRE	5000	2,332,764	1000	6000
1977	NO DERRAMÓ	0			0
1978	NO DERRAMÓ	0			0
1979	NO DERRAMÓ	0			0

AÑO	OPERACIÓN DEL VERTEADOR	GASTO MÁX. DERRAMADO	VOLUMEN DERRAMADO	GASTO MÁX. TURBINADO	GASTO TOTAL
		m ³ /s	Miles de m ³	m ³ /s	m ³ /s
1980	NO DERRAMÓ	0			0
1981	OCTUBRE		2,323,000		0
1982	NO DERRAMÓ	0			0
1983	NO DERRAMÓ	0			0
1984	13-26 SEP	5292	5,104,000	650	5942
1985	DICIEMBRE	?	251,700		
1986	NO DERRAMÓ	0			0
1987	DICIEMBRE		1,726,500		0
1988	NOVIEMBRE		3,445,000		0
1989	NO DERRAMÓ	0			0
1990	NO DERRAMÓ	0			0
1991	NO DERRAMÓ	0			0
1992			334,000		0
1993	NO DERRAMÓ	0			0
1994	NO DERRAMÓ	0			0
1995	29 AGO – 08 SEP	1111	953,000	1000	2111
1996	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
1997	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
1998	28 SEP – 22 OCT	3222	2,785,790	1000	4222
1999	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2000	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2001	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2002	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2003	1 – 17 OCT	1512	703,000	1000	2512
2004	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2005	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2006	NO DERRAMÓ	0		1000	1000
2007	NO DERRAMÓ	0		1147	1147
2008	26 – 29 SEP	1000	279,000	958	1958
2009	NO DERRAMÓ	0		684	684
2010	16 AGO – 01 OCT	3018	6,593,070	1014	4032

Años con derrame importante: 1967, 1976, 1984, 1988, 1998, 2010 y 2013

7 años con derrame importante en un total de 47 años; $p = 7/47 = 0.15$

En la Tabla 2.2 se presentan las extracciones realizadas y los derrames ocurridos en la presa El Infiernillo entre el 16 de septiembre y el 2 de octubre del 2013.

TABLA 2.2. EXTRACCIONES POR TURBINAS Y DERRAMES. PRESA EL INFIERNILLO, MICH. 2013

DIA	HORA	NIVEL (msnm)	ALMACEN (Mm3)	ENTRADAS (m ³ /s)	GASTO TURBINADO (m ³ /s)	GASTO VERTEDEDOR (m ³ /s)	DESFOGUE TOTAL (m ³ /s)	VOLUMEN DESFOGADO (Mm3)
16/09/2013	15:00	165.28	8057.600		1,182.460	-	-	
	16:00	165.48	8126.540	23,629.8	1,179.840	3,300.000	4,479.84	
	17:00	165.48	8126.540		1,180.100	3,061.560	4,241.66	15.7
	18:00	165.69	8198.440		1,177.000	3,125.540	4,302.54	15.4
	19:00	165.78	8229.960		1,174.930	3,152.560	4,327.49	15.5
	20:00	165.94	8285.120	15,283.6	1,167.650	3,045.220	4,212.87	15.4
	21:00	166.04	8319.490		1,166.550	2,978.900	4,145.45	15.0
	22:00	166.13	8350.630		1,162.610	3,008.770	4,171.38	15.0
	23:00	166.28	8402.330		1,159.690	3,033.820	4,193.51	15.1
17/09/2013	00:00	166.39	8440.250	15,003.4	1,161.480	3250.040	4,411.52	15.5
	01:00	166.50	8478.170		1,159.600	3318.570	4,478.17	16.0
	02:00	166.54	8491.960		1,146.840	3640.340	4,787.18	16.7
	03:00	166.70	8547.120		1,144.960	3983.880	5,128.84	17.8
	04:00	166.79	8548.140	12,383.2	1,143.020	4025.980	5,169.00	18.5
	05:00	166.89	8612.610		1,131.440	4072.920	5,204.36	18.7
	06:00	166.98	8643.640		1,123.630	4115.310	5,238.94	18.8
	07:00	167.07	8674.670		1,124.910	4157.850	5,282.76	18.9
	08:00	167.22	8726.380	17,652.9	1,145.570	4229.050	5,374.62	19.2
	09:00	167.34	8767.740		1,155.190	4286.300	5,441.49	19.5
	10:00	167.50	8822.900		1,170.800	3,712.340	4,883.14	18.6
	11:00	167.53	8833.240		1,160.840	4,339.580	5,500.42	18.7
	12:00	167.70	8891.850	16,831.0	1,153.800	4,381.450	5,535.25	19.9
	13:00	167.77	8915.980		1,108.820	4,398.580	5,507.40	19.9
	14:00	167.88	8953.900		1,152.310	4,425.380	5,577.69	20.0
	15:00	168.00	8995.270		1,154.540	4,238.060	5,392.60	19.7
	16:00	168.06	9015.950	14,052.1	1,158.810	4,099.710	5,258.52	19.2
	17:00	168.16	9050.420		1,159.540	4,120.710	5,280.25	19.0
	18:00	168.28	9091.790		1,158.890	4,145.780	5,304.67	19.1
19:00	168.38	9126.270		1,154.480	4,166.560	5,321.04	19.1	
22:00	168.70	9236.580	15,503.4	1,152.900	4,097.160	5,250.06	57.1	
18/09/2013	02:00	169.12	9385.990	15,467.8	1,160.840	3,773.350	4,934.19	73.3
	06:00	169.48	9523.980	14,546.9	1,161.700	3,832.680	4,994.38	71.5
	10:00	169.88	9677.300	15,674.5	1,162.570	3,897.580	5,060.15	72.4
	14:00	170.19	9796.120	13,242.5	1,166.240	3,755.830	4,922.07	71.9
	18:00	170.42	9884.270	11,060.6	1,166.100	3,789.950	4,956.05	71.1
	22:00	170.58	9945.600	9,226.9	1,166.130	3,813.510	4,979.64	71.5
19/09/2013	02:00	170.69	9987.760	7,908.0	1,151.170	3,829.630	4,980.80	71.7
	06:00	170.76	10014.590	6,848.3	1,149.500	3,839.850	4,989.35	71.8
	07:00	170.82	10037.990		1,149.830	3,848.590	4,998.42	18.0

ACTUALIZACIÓN DE LAS AV. DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES DE LA PRESA
EL INFIERNILLO
POSGRADO EN INGENIERIA UNAM

DIA	HORA	NIVEL (msnm)	ALMACEN (Mm3)	ENTRADAS (m ³ /s)	GASTO TURBINADO (m3/s)	GASTO VERTEADOR (m3/s)	DESFOGUE TOTAL (m3/s)	VOLUMEN DESFOGADO (Mm3)
	08:00	170.82	10037.990		1,149.750	3,839.850	4,989.60	18.0
	09:00	170.82	10037.990		1,150.040	3,848.590	4,998.63	18.0
	10:00	170.82	10037.990	6,621.7	1,150.320	3,850.000	5,000.32	18.0
	11:00	170.85	10049.090		1,150.740	3,852.960	5,003.70	18.0
	12:00	170.86	10052.920		1,146.070	3,854.410	5,000.48	18.0
	13:00	170.87	10056.750		1,146.140	3,855.860	5,002.00	18.0
	14:00	170.87	10056.750	6,304.7	1,145.500	3,855.860	5,001.36	18.0
	18:00	170.85	10049.090	5,036.9	1,141.670	4,994.630	6,136.30	80.2
	22:00	170.87	10056.750	6,095.5	1,134.870	3,855.860	4,990.73	80.1
20/09/2013	02:00	170.87	10056.750	4,991.3	1,135.960	3,855.860	4,991.82	71.9
	06:00	170.85	10049.090	4,459.2	1,137.420	3,852.960	4,990.38	71.9
	10:00	170.83	10041.420	4,455.5	1,135.840	3,850.050	4,985.89	71.8
	14:00	170.79	10026.090	3,919.6	1,138.310	3,844.220	4,982.53	71.8
	18:00	170.75	10010.760	3,914.5	1,137.290	3,838.390	4,975.68	71.7
	22:00	170.72	9999.260	4,173.5	1,134.490	3,834.010	4,968.50	71.6
21/09/2013	02:00	170.69	9987.760	4,169.1	1,137.280	3,829.630	4,966.91	71.5
	06:00	170.64	9968.600	3,631.2	1,134.210	3,822.310	4,956.52	71.4
	10:00	170.58	9945.600	3,355.7	1,135.810	3,813.510	4,949.32	71.3
	14:00	170.50	9914.940	2,812.9	1,133.070	3,801.750	4,934.82	71.2
	18:00	170.43	9888.100	3,065.1	1,131.810	3,791.430	4,923.24	71.0
	22:00	170.38	9868.940	3,589.7	1,133.180	3,784.040	4,917.22	70.9
22/09/2013ve	02:00	170.35	9857.440	4,116.8	1,134.020	3,779.600	4,913.62	70.8
	06:00	170.28	9830.610	3,044.8	1,133.230	3,769.220	4,902.45	70.7
	10:00	170.20	9799.950	2,757.0	1,112.520	3,757.320	4,869.84	70.4
	14:00	170.17	9788.450	4,068.7	1,111.850	3,752.850	4,864.70	70.1
	18:00	170.14	9776.950	4,064.6	1,113.250	3,748.380	4,861.63	70.0
	22:00	170.12	9769.280	3,836.3	1,130.800	2,745.390	3,876.19	62.9
23/09/2013	02:00	170.10	9761.620	3,842.1	1,129.410	3,742.400	4,871.81	63.0
	06:00	170.11	9765.450	5,134.3	1,120.920	3,743.900	4,864.82	70.1
	10:00	170.10	9761.620	4,602.9	1,130.590	3,742.400	4,872.99	70.1
	14:00	170.04	9738.620	3,077.4	742.880	3,733.420	4,476.30	67.3
	18:00	169.96	9707.960	2,540.8	1,142.160	3,721.420	4,863.58	67.2
	22:00	169.95	9704.130	4,518.7	985.890	3,719.910	4,705.80	68.9
24/09/2013	02:00	169.91	9688.790	3,721.0	1,152.790	3,713.890	4,866.68	68.9
	06:00	169.88	9677.300	4,065.3	1,150.450	3,709.370	4,859.82	70.0
	10:00	169.90	9684.960	5,405.6	1,175.150	3,712.390	4,887.54	70.2
	14:00	169.88	9677.300	4,358.7	1,184.430	3,709.370	4,893.80	70.4
	18:00	169.81	9650.460	3,027.1	1,189.310	3,698.800	4,888.11	70.4
	22:00	169.79	9642.800	4,358.2	1,196.370	3,695.780	4,892.15	70.4

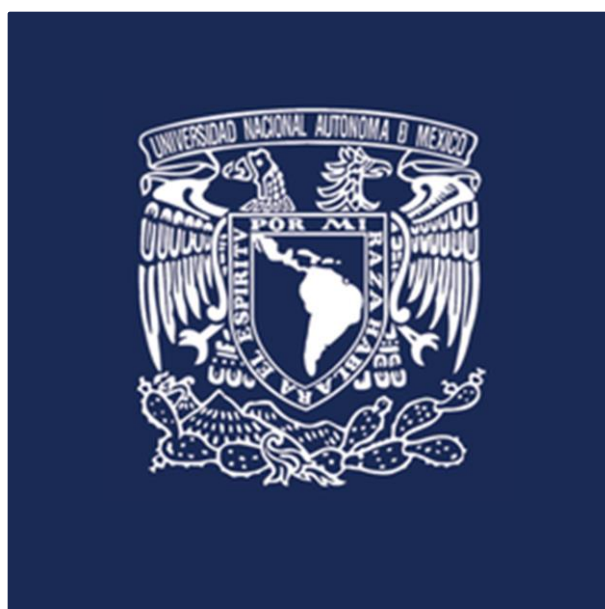
ACTUALIZACIÓN DE LAS AV. DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES DE LA PRESA
EL INFIERNILLO
POSGRADO EN INGENIERIA UNAM

DIA	HORA	NIVEL (msnm)	ALMACEN (Mm3)	ENTRADAS (m ³ /s)	GASTO TURBINADO (m ³ /s)	GASTO VERTEADOR (m ³ /s)	DESFOGUE TOTAL (m ³ /s)	VOLUMEN DESFOGADO (Mm3)
25/09/2013	02:00	169.76	9631.300	4,099.7	1,213.210	3,691.240	4,904.45	70.5
	06:00	169.70	9608.300	3,303.0	1,213.800	3,682.140	4,895.94	70.6
	10:00	169.64	9585.310	3,294.7	1,213.560	3,673.020	4,886.58	70.4
	14:00	169.60	9569.970	3,818.1	1,213.180	3,666.920	4,880.10	70.3
	18:00	169.57	9558.480	4,079.9	1,213.200	3,662.350	4,875.55	70.2
	22:00	169.57	9558.480	4,875.5	1,213.160	3,662.350	4,875.51	70.2
26/09/2013	02:00	169.55	9550.810	4,340.9	1,212.300	3,659.290	4,871.59	70.2
	06:00	169.51	9535.480	3,803.9	1,212.190	3,653.180	4,865.37	70.1
	10:00	169.48	9523.980	4,065.2	1,213.610	3,648.580	4,862.19	70.0
	14:00	169.42	9500.980	3,260.3	1,213.460	3,639.380	4,852.84	69.9
	18:00	169.40	9493.320	4,321.4	1,217.460	3,636.310	4,853.77	69.9
	22:00	169.35	9474.150	3,518.4	1,216.820	3,628.620	4,845.44	69.8
27/09/2013	02:00	169.31	9458.820	3,778.2	1,217.760	3,622.450	4,840.21	69.7
	06:00	169.30	9454.990	4,573.2	1,217.240	3,620.910	4,838.15	69.7
	10:00	169.29	9451.150	4,571.2	1,218.140	3,619.370	4,837.51	69.7
	14:00	169.22	9424.320	3,119.0	1,218.350	3,908.590	5,126.94	71.7
	18:00	169.21	9420.490	4,856.5	1,211.090	3,906.860	5,117.95	73.8
	22:00	169.19	9412.830	4,580.9	1,204.240	3,903.410	5,107.65	73.6
28/09/2013	02:00	169.18	9408.990	4,839.9	1,203.870	3,901.690	5,105.56	73.5
	06:00	169.15	9397.490	4,304.2	1,203.660	3,896.500	5,100.16	73.5
	10:00	169.09	9374.500	3,500.6	1,201.030	3,893.040	5,094.07	73.4
	14:00	169.08	9370.660	4,964.8	1,198.340	4,170.590	5,368.93	75.3
	18:00	168.99	9336.550	2,936.1	1,199.950	4,040.850	5,240.80	76.4
	22:00	168.89	9302.080	2,838.1	1,200.550	4,022.310	5,222.86	75.3
29/09/2013	02:00	168.82	9277.950	3,541.1	1,201.350	4,009.280	5,210.63	75.1
	06:00	168.69	9233.130	2,085.9	1,201.190	3,984.980	5,186.17	74.9
	10:00	168.73	9246.420	4,683.0	1,216.710	1,117.300	2,334.01	54.1
	14:00	168.63	9212.450	3.3	1,218.660	1,172.030	2,390.69	34.0
	18:00	168.60	9202.110	1,670.9	1,216.770	1,170.440	2,387.21	34.4
	22:00	168.62	9209.000	2,749.2	982.650	1,171.500	2,154.15	32.7
30/09/2013	02:00	168.66	9222.790	3,119.1	995.150	1,173.610	2,168.76	31.1
	06:00	168.68	9229.690	2,715.8	1,129.770	1,174.670	2,304.44	32.2
	10:00	168.62	9209.000	869.4	1,136.500	1,171.500	2,308.00	33.2
	14:00	168.63	9212.450	2,547.3	1,135.380	1,172.030	2,307.41	33.2
	18:00	168.61	9205.550	1,827.4	1,134.840	1,170.970	2,305.81	33.2
	22:00	168.62	9209.000	2,545.7	1,134.940	1,171.500	2,306.44	33.2
01/10/2013	02:00	168.62	9209.000	2,306.6	1,135.250	1,171.500	2,306.75	33.2
	06:00	168.60	9202.110	1,845.5	1,170.710	1,170.440	2,341.15	33.5
	10:00	168.56	9188.320	1,382.3	1,170.380	1,168.320	2,338.70	33.7
	14:00	168.54	9181.420	1,860.1	1,172.520	1,167.260	2,339.78	33.7

ACTUALIZACIÓN DE LAS AV. DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES DE LA PRESA
 EL INFIERNILLO
 POSGRADO EN INGENIERIA UNAM

DIA	HORA	NIVEL (msnm)	ALMACEN (Mm3)	ENTRADAS (m ³ /s)	GASTO TURBINADO (m3/s)	GASTO VERTEADOR (m3/s)	DESFOGUE TOTAL (m3/s)	VOLUMEN DESFOGADO (Mm3)
	18:00	168.51	9171.080	1,620.5	1,171.650	1,165.660	2,337.31	33.7
	22:00	168.49	9164.190	1,859.2	1,173.530	1,164.600	2,338.13	33.7
02/10/2013	02:00	168.48	9160.740	2,098.9	1,174.710	1,164.060	2,338.77	33.7
	06:00	168.46	9153.840	1,857.3	1,171.130	1,163.000	2,334.13	33.6
	14:00	168.41	9136.610	1,146.6	1,155.620	0.000	1,155.62	50.3
							TOTAL:	6,054.5

**U
N
A
M**



CAPÍTULO 3

BASE DE DATOS

3 BASE DE DATOS

3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

En la Tabla 3.1 se detallan las características generales del embalse y de la planta hidroeléctrica de la presa “El Infiernillo”.

TABLA 3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

CUENCA		
	Cantidad	Unidad
Superficie	108	km ²
Precipitación media anual	1023	Mm
Escurrimiento medio anual	15000x10 ⁶	m ³
Avenida máxima registrada	25200	m ³ /s
VASO		
Capacidad total	12000x10 ⁶	m ³
Capacidad mínima de operación	2250x10 ⁶	m ³
Capacidad útil	7090x10 ⁶ , 6053 x 10 ⁶	m ³
Capacidad para control de avenidas	2660x10 ⁶	m ³
Área máxima inundada	40000	Ha
PRESA		
Altura máxima	148.5	M
Longitud de corona	350	M
Bordo libre	3.6	M
Volumen total, presa	5.13x10 ⁶	m ³
Volumen total, ataguías	0.47x10 ⁶	m ³
VERTEADOR DE EXCEDENCIAS		
Avenida de diseño	38800	m ³ /s
Caudal máximo descargado	7500	m ³ /s
Carga	22.4	M
Capacidad máxima de descarga	13800	m ³ /s
Elevación de la cresta vertedora	154	msnm
Compuertas 9 en total de ancho y alto	7.42 x 15	m , m
PLANTA HIDROELÉCTRICA (original)		
Número de unidades	6	Francis
Capacidad instalada	7075	MW
Carga de diseño	101	M
Caudal de diseño	193.4	m ³ /s
GENERACIÓN MEDIA ANUAL	3000	GWh
NAME (original)	176.4	msnm
NAME (actual)	183.2	msnm
NAMO (estiaje)	169	msnm
NAMO (avenidas)	165	msnm
NAMINO	140	msnm
CORONA (original)	180	msnm
CORONA (actual)	184	msnm

3.2 REGISTRO DE GASTOS MEDIOS DIARIOS POR CUENCA TOTAL CONSTRUIDO PARA LA PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

Para los registros de Cuenca Total en el periodo comprendido entre 1965 a 1994, se consideraron gastos medios diarios por cuenca propia reportados en la suma de las estaciones hidrométricas Los Pinzones, Panches, La Pastoría y Caimanera, afectados por el factor de 1.3 (obtenido al comparar estas sumas y diferencia contra el periodo común de la presa El Infiernillo). En el periodo de 1998 a 2013 se utilizaron los gastos medios diarios por aportaciones totales registrados en la presa por CFE.

A manera de ejemplo se presentan los años 1967 Y 2010 del registro de gastos medios diarios para la presa infiernillo en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2. REGISTRO DE GASTOS MEDIOS DIARIOS PARA LA PRESA EL INFIERNILLO, AÑOS 1967 Y 2010

Año	Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
1967	1	218.77	201.09	195.18	195.50	197.95	193.21	188.01	193.21	247.46	423.37	488.38	1501.00	2111.20	1350.50	874.12	
1967	2	232.51	226.14	223.37	221.42	224.04	214.49	210.63	208.16	206.47	203.09	200.23	201.66	201.01	189.16	191.44	
1967	3	153.82	151.20	150.15	148.60	146.00	151.81	144.03	142.21	140.23	141.37	135.78	131.75	131.63	127.87	129.12	
1967	4	114.89	113.18	117.74	115.25	118.77	115.33	111.66	113.38	113.58	115.50	111.19	102.20	105.27	110.16	102.46	
1967	5	118.25	113.56	111.01	112.26	117.37	115.82	112.78	111.97	107.51	114.84	118.89	108.10	113.34	113.14	109.11	
1967	6	187.57	169.08	163.70	189.60	176.94	206.49	217.43	189.41	203.12	282.22	314.87	292.24	313.99	349.09	447.23	
1967	7	862.96	844.19	708.74	819.15	965.18	1252.85	1148.80	1625.13	1520.56	1085.78	766.62	715.41	962.84	1638.35	1007.95	
1967	8	507.40	442.94	567.74	493.06	460.00	375.28	375.45	376.88	539.55	644.92	836.71	742.64	756.28	930.28	1494.60	
1967	9	1674.28	1823.63	1672.45	1938.00	2258.07	1824.06	1933.19	2749.06	2347.16	1985.92	1869.85	1730.07	1496.14	1439.22	1454.89	
1967	10	3817.50	3994.80	3121.33	2687.81	3060.00	3521.90	3247.10	2874.01	3161.60	2896.30	2622.26	2347.70	2012.83	1976.25	1908.29	
1967	11	916.59	876.61	867.51	844.66	747.53	789.39	809.58	711.02	703.91	629.31	631.76	607.56	571.76	565.05	555.93	
1967	12	371.44	371.52	353.58	375.87	358.40	363.46	352.71	351.62	341.35	343.86	322.40	340.86	319.10	325.47	331.32	
Año	Mes	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
1967	1	635.04	503.89	434.92	393.74	355.73	338.21	316.48	306.81	289.85	275.81	271.53	263.64	251.07	241.72	240.20	234.20
1967	2	190.70	185.50	178.55	175.17	172.22	169.32	166.71	171.02	166.97	165.80	158.47	158.30	158.37			
1967	3	135.81	126.16	125.52	126.56	119.02	117.33	120.59	118.23	119.14	122.11	125.26	121.90	122.54	122.15	121.64	119.07
1967	4	125.69	132.17	131.82	132.32	128.85	121.33	134.58	149.69	134.78	124.74	131.34	124.05	123.55	116.97	119.40	
1967	5	103.09	116.77	130.81	137.22	145.19	152.25	137.47	148.54	242.33	306.70	219.68	189.42	179.23	203.74	191.83	218.03
1967	6	705.04	666.09	934.95	747.21	688.34	516.58	426.20	531.04	848.46	1330.83	1468.36	1175.26	1040.23	1033.29	1076.75	
1967	7	1565.30	786.70	627.34	696.89	601.97	799.21	704.78	872.55	790.45	656.26	651.36	769.54	596.05	465.78	453.58	635.07
1967	8	1553.93	1213.13	1434.58	1390.53	1120.05	1294.25	1651.60	1416.71	1132.10	1475.97	2309.41	2660.00	3265.28	3226.30	3296.51	2058.31
1967	9	1363.90	1385.61	1844.67	1744.33	1706.03	1237.09	1479.17	3861.90	6191.80	6939.20	6984.70	14109.1	11599.0	8659.30	5290.40	
1967	10	2070.26	1920.79	1625.88	1464.75	1264.62	1153.00	1105.03	1029.06	1009.96	954.39	902.83	865.62	842.24	1036.52	1083.53	948.00
1967	11	533.12	522.10	506.88	512.15	479.03	444.31	447.51	437.45	445.97	423.73	416.92	410.46	391.04	381.93	360.34	
1967	12	324.34	318.96	313.53	313.15	318.84	324.04	326.94	325.46	322.86	297.15	286.36	305.21	296.11	297.06	284.79	286.99
Año	Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
2010	1	177.87	191.59	135.89	144.05	114.96	112.68	143.89	180.46	122.39	80.51	304.78	156.81	96.70	94.62	138.39	
2010	2	213.01	242.43	1294.82	3489.78	3737.44	2283.80	1669.38	966.49	493.43	380.65	388.85	264.58	383.70	246.96	248.23	
2010	3	259.93	-35.60	196.96	216.05	258.94	227.57	103.86	176.70	72.89	198.80	222.27	224.81	201.09	-2.82	87.03	
2010	4	97.65	189.70	109.77	79.95	198.56	-43.57	130.78	101.48	54.84	222.90	143.06	68.74	264.47	-350.84	225.37	
2010	5	101.57	139.25	-13.97	138.14	-66.23	238.61	111.31	171.90	-18.51	212.76	166.85	31.91	106.43	105.55	141.37	
2010	6	216.71	-2.13	122.30	-71.79	180.45	22.01	128.33	44.43	169.78	-27.05	78.13	233.24	42.36	142.72	35.32	

ACTUALIZACIÓN DE LAS AV. DE DISEÑO PARA LA OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES DE LA PRESA
EL INFIERNILLO
POSGRADO EN INGENIERIA UNAM

Año	Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
2010	7	425.40	633.12	594.13	951.67	912.76	557.27	622.72	635.15	806.70	1224.34	1071.62	1353.93	1042.95	1144.19	836.07	
2010	8	1648.34	1464.85	1613.57	1621.73	1606.33	1578.54	1528.52	1427.09	1921.35	2118.61	2789.70	3161.03	3486.33	3173.84	2366.52	
2010	9	1270.19	1064.34	1000.42	1380.39	2177.90	1930.08	2055.69	2830.62	2014.37	1642.38	299.67	907.35	619.91	203.88	943.56	
2010	10	1556.38	1538.84	1623.64	1255.24	968.61	779.06	1054.11	718.97	815.74	624.10	935.79	431.40	660.13	543.30	565.92	
2010	11	284.54	257.57	288.81	347.80	122.31	235.29	175.76	148.37	170.59	247.39	281.39	329.22	200.58	204.05	263.75	
2010	12	97.84	134.80	133.35	204.81	140.10	199.14	33.26	151.20	147.04	169.27	-30.54	302.15	127.84	141.12	86.30	
Año	Mes	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
2010	1	160.90	131.09	143.04	-11.14	230.02	73.99	147.73	-16.76	189.42	88.15	-28.46	120.80	55.91	156.18	98.74	98.10
2010	2	270.29	328.72	286.27	195.23	251.11	205.78	143.32	178.00	215.17	251.00	208.00	103.74	138.40			
2010	3	303.09	66.16	182.50	352.29	132.62	194.11	200.44	121.04	194.81	225.67	239.25	215.32	11.10			
2010	4	-68.17	149.54	163.56	204.27	113.80	102.97	205.84	-12.61	94.67	2.25	342.92	27.09	208.71	132.13	119.82	
2010	5	259.25	34.14	82.50	93.10	202.60	181.26	2.68	95.45	184.89	137.65	116.20	91.16	68.78	163.89	39.72	62.11
2010	6	31.29	202.07	114.69	247.52	207.33	183.14	241.84	254.50	350.37	379.38	329.51	290.99	291.41	400.04	330.08	
2010	7	557.35	749.68	551.32	674.48	837.50	1276.84	1842.38	2095.82	2429.38	1989.62	2093.00	2176.14	2151.65	2620.01	2343.88	2051.30
2010	8	1081.50	1363.99	2767.28	3074.82	2105.00	1461.63	378.12	-11.73	-428.46	543.97	657.24	527.13	358.35	565.83	359.91	1026.36
2010	9	628.77	558.56	1237.39	1082.08	1085.61	1543.46	1194.96	1447.32	1855.80	816.19	269.23	-114.35	540.66	1000.95	268.08	
2010	10	587.25	345.86	402.74	707.40	304.24	333.57	396.65	384.27	545.15	308.81	390.82	677.67	343.95	408.52	449.86	369.54
2010	11	163.99	315.65	288.20	177.08	135.45	307.20	269.30	237.18	249.18	193.06	196.78	275.52	123.22	205.65	133.22	
2010	12	184.92	163.36	151.21	192.32	134.88	141.67	194.18	202.31	201.05	135.65	170.99	149.32	551.94	-205.32	142.33	142.59

U
N
A
M



CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

4 METODOLOGÍA

4.1 ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO

Una avenida es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de éste. Durante la crecida, el caudal de un curso de agua aumenta en tales proporciones que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo. Entonces el agua lo desborda e invade sus llanuras.

Los eventos hidrológicos extremos generan efectos de diferentes magnitudes, que van desde los daños materiales hasta la pérdida de vidas humanas. (Escalante Sandoval; 2008)

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

Los gastos máximos anuales, son indispensables para el diseño de presas, redes de alcantarillado, carreteras, puentes, sistemas para el control de inundaciones y en el diseño de las plantas hidroeléctricas.

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

Así mismo existen otros métodos que utilizan funciones de distribución bivariada mediante los cuales se relacionan, el pico y el volumen de los hidrogramas de flujo de entrada, como lo son Hiemstra – Francis, Ramírez – Aldama, Escalante, etc. (Domínguez M. & Arganis J., 2012), de los cuales se ha comprobado que tienden a sobre estimar la avenida de diseño, a diferencia del método del IINGEN el cual puede producir hidrogramas multimodales y no necesita definir la fecha inicial y final de la inundación, una definición que a menudo implica decisiones subjetivas.

A continuación se describe el método desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) en conjunto con la Comisión Federal de Electricidad (CFE), basado en gastos medios diarios para la obtención de avenidas de diseño.

4.1.1 MÉTODO DESARROLLADO POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA BASADO EN GASTOS MEDIOS DIARIOS

Muchos de los métodos que son utilizados para el cálculo de avenidas de diseño definen el gasto máximo pero no así el volumen y la forma del hidrograma. Para esto es necesario utilizar métodos estadísticos que no solo calculen el valor del gasto máximo de la avenida, sino también su forma.

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

4.1.1.1 Descripción general del método

» Recopilación de la información

La información de la que se dispondrá serán gastos medios diarios correspondientes a diferentes años de registro, obtenidos de estaciones hidrométricas cercanas a la zona de estudio.

Los registros históricos son obtenidos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), proporcionados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y Comisión Federal de Electricidad (CFE).

» Cálculo de los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones

Consiste en encontrar para cada año del registro histórico el máximo valor de los gastos medios asociados a distintas duraciones n . El valor de n es indispensable para poder darle forma a la avenida de diseño, por lo que su magnitud será determinada por la dimensión de la presa en estudio; para el caso particular de la presa el Infiernillo $n = 30$ días.

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

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

Este valor será el gasto medio máximo anual cuando $n = 1$ para el año en estudio.

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

- » Se construye una tabla en la que las filas serán igual a n , con los datos de gastos medios diarios enlistados obtenidos anteriormente, haciendo un desfase al pasar de una fila a otra como se muestra en la Figura 4.1.

DIAS	n1	n2	n3	n4	n5	n6	n7	n8	n9	n10	n11	n12	n13	n14	n15	n16	n17	n18	n19	n20	n21	n22
1	207.43																					
2	208.10	207.77																				
3	206.39	207.25	207.31																			
4	200.28	203.34	204.92	205.55																		
5	201.94	201.11	202.87	204.18	204.83																	
6	204.18	203.06	202.13	203.20	204.18	204.72																
7	198.23	201.21	201.45	201.16	202.20	203.19	203.79															
8	192.77	195.50	198.39	199.28	199.48	200.63	201.70	202.42														
9	189.39	191.08	193.46	196.14	197.30	197.80	199.03	200.16	200.97													
10	195.58	192.49	192.58	193.99	196.03	197.02	197.48	198.60	199.65	200.43												
11	192.85	194.22	192.61	192.65	193.76	195.50	196.42	196.90	197.96	198.97	199.74											
12	188.96	190.91	192.46	191.70	191.91	192.96	194.57	195.49	196.02	197.06	198.06	198.84										
13	190.63	189.80	190.81	192.01	191.48	191.70	192.63	194.07	194.95	195.48	196.47	197.44	198.21									
14	187.69	189.16	189.09	190.03	191.14	190.85	191.12	192.01	193.36	194.22	194.77	195.74	196.69	197.46								
15	190.94	189.32	189.75	189.56	190.21	191.11	190.86	191.10	191.89	193.12	193.92	194.45	195.37	196.28	197.02							
16	187.84	189.39	188.82	189.28	189.21	189.82	190.64	190.49	190.74	191.49	192.64	193.42	193.94	194.83	195.72	196.45						
17	180.94	184.39	186.57	186.85	187.61	187.83	188.55	189.43	189.42	189.76	190.53	191.67	192.46	193.02	193.91	194.79	195.54					
18	181.46	181.20	183.41	185.30	185.77	186.58	186.92	187.66	188.54	188.63	189.00	189.77	190.88	191.67	192.25	193.13	194.01	194.76				
19	182.03	181.75	181.48	183.07	184.64	185.15	185.93	186.31	187.04	187.89	188.03	188.42	189.18	190.25	191.03	191.61	192.48	193.34	194.09			
20	186.85	184.44	183.45	182.82	183.82	185.01	185.39	186.05	186.37	187.02	187.80	187.93	188.30	189.01	190.02	190.77	191.33	192.16	193.00	193.72		
21	208.66	211.34	212.47	212.55	213.62	214.35	214.96	216.39	218.44	219.80	220.87	222.05	223.15	224.31	225.22	226.25	227.44	228.74	230.72	232.23	232.36	
22	206.66	208.03	210.20	211.33	211.59	212.64	213.40	214.05	215.43	217.38	218.71	219.79	220.96	222.06	223.21	224.14	225.17	226.35	227.64	229.58	231.07	
23	227.85	205.08	205.64	206.87	208.83	210.01	210.42	211.48	212.29	212.98	214.33	216.21	217.53	218.62	219.79	220.89	222.05	222.98	224.02	225.20	226.48	228.39
24	4742	3989	3971	3978	3850	3722	3611	3503	3429	3380	3316	3250	3191	3135	3053	2979	2898	2825	2758	2688	2616	

FIGURA 4.1. DESFASE DE GASTOS MEDIOS DIARIOS PARA DIFERENTES DURACIONES

- » Se calculan los gastos medios Q_k^n , tomando en cuenta el día inicial k y la duración n que se esté analizando. Los gastos Q_k^1 son los gastos medios diarios correspondientes a la duración $n = 1$ día, del registro analizado.

$$\bar{Q}_k^n = \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k^1}{n}$$

Donde:

- n duración, en días
- k contador del día en que inicia el lapso de duración n
- \bar{Q}_k^n gasto medio para n días de duración
- Q_k^1 gasto medio diario del día k

- » Una vez conocidos los gastos medios Q_k^n se obtienen los máximos anuales correspondientes a cada duración analizada.

Los resultados obtenidos en esta sección servirán para realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales.

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

El análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales de una muestra $Q_i, i = 1, 2, \dots, n$, se emplea para proveer la magnitud de un evento \hat{Q}_T , de cierto periodo de retorno T , por medio del ajuste de una distribución de probabilidad, la cual es seleccionada como la mejor de un grupo de ellas (Escalante Sandoval & Reyes Chavez, Técnicas Estadísticas en Hidrología, 2008).

Las funciones de distribución ajustadas permiten entonces estimar la avenida de diseño para cualquier periodo de retorno (T_m).

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

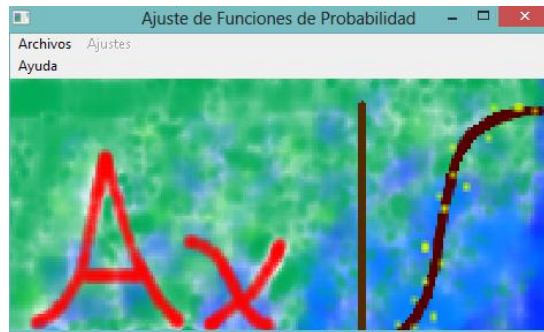


FIGURA 4.2. PROGRAMA DE ANÁLISIS DE FRECUENCIAS AX.EXE

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

1. De los datos obtenidos en el punto anterior (*Gastos medios máximos anuales*), se procede a ordenarlos de forma descendente (de mayor a menor) para cada duración (n) y se le asigna un número de orden de registro k para cada valor de gasto máximo y se contabiliza el número de datos que se tiene en cada caso (n).
2. Se le asigna un periodo de retorno T y una probabilidad de no excedencia según la Ley empírica de Weibull.

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

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T}$$

Donde

n tamaño de la muestra
 k número de orden del registro
 $P(X \leq x)$ probabilidad de no excedencia

3. Se obtienen los estadísticos muestrales de la serie de gastos máximos, como lo son la media (\bar{x}), la desviación estándar (S), el coeficiente de asimetría (g), la curtosis (k) y el coeficiente de variación (CV), prefiriendo los no sesgados, dado que generalmente se trabaja con muestras pequeñas.
4. Se ajusta la serie de gastos máximos anuales a diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos (Exponencial, Normal, Log Normal con 2 y 3 parámetros,

Gamma con 2 y 3 parámetros, Gumbel, Doble Gumbel) y se selecciona aquel que proporcione el mínimo error estándar de ajuste EE .

5. Un vez obtenida la distribución de mejor ajuste, se procede a extrapolar diferentes eventos Q_i asociados a distintos periodos de retorno; $Tr = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000$ y 10000 años.

Una vez obtenidos los gastos máximos de diseño es importante la construcción de curvas del tipo Gasto – Duración – Periodo de retorno para las distintas duraciones para observar su comportamiento, tomando en cuenta que la tendencia que se tiene en periodos de retorno menores o iguales a n debe conservarse para periodos de retorno mayores, de manera que si esto no ocurre, deben revisarse las extrapolaciones. Un ejemplo de este tipo de curvas se muestra en la Figura 4.3.

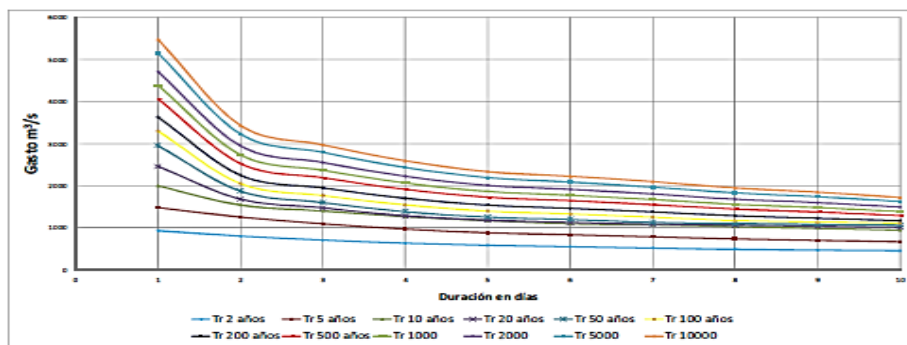


FIGURA 4.3. CURVAS GASTO - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO

4.1.2 AVENIDA DE DISEÑO

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

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

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

Donde

- Q_n es el gasto máximo individual en m^3/s ,
- \bar{Q}_n es el gasto medio máximo extrapolado en m^3/s
- n es la duración en días

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

la lista de gastos individuales (Q_2), y a su izquierda el tercer valor (Q_3), hasta n valores calculados, con lo cual se obtiene una avenida en forma simétrica. En la Figura 4.4 se muestra un ejemplo de la gráfica descrita.

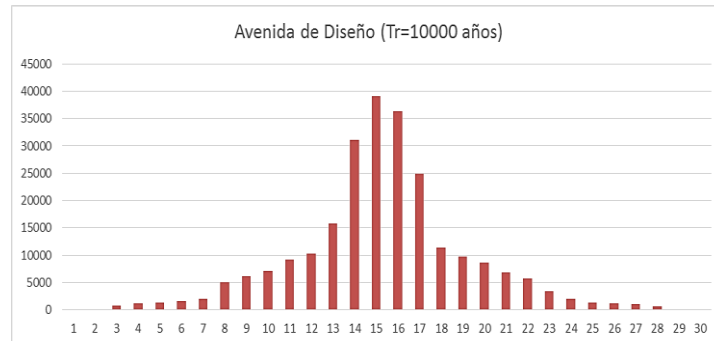


FIGURA 4.4. AVENIDA DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE BLOQUES ALTERNOS

4.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS

El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son (Aparicio, 2009):

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

Hasta la fecha, la ecuación que describe el fenómeno del tránsito de avenida no tiene una solución analítica exacta conocida, por lo que su solución se obtiene generalmente mediante métodos numéricos. Arganis (1998) muestra que algunos modelos propuestos son: Goodrich (1931), Steinberg (1947), Winsler and Brater (1959), Soil Conservation Service (1964), Vega (1968), NERC (Natural Environment Research Council) (1975), Manual de la Comisión Federal de Electricidad (1980), Butler (1982) y Campos (2003).

En términos generales el análisis matemático para el tránsito de avenidas en vasos, suponiendo un vertedor de descarga libre en donde el NAMO es igual a la elevación de la cresta del vertedor y conociendo el hidrograma de entrada que define la avenida en donde el tiempo t se divide en intervalos de tiempo Δt ; un volumen $\Delta V_{Entrada}$ ingresa al embalse en el primer intervalo de tiempo Δt_1 , y al final del mismo la elevación alcanzada en el embalse es E_1 , por lo tanto, el volumen adicional almacenado entre el NAMO y E_1 , será ΔV_{A1} . En ese intervalo, el gasto extraído por el vertedor varía de cero en el NAMO a Q_1 cuando el embalse alcanza la elevación E_1 , lo que permite que se derrame un volumen ΔV_{S1} .

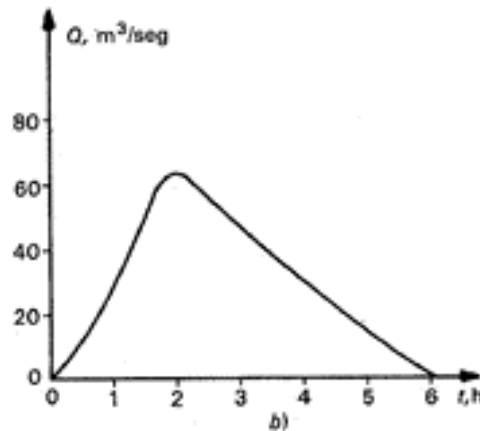


FIGURA 4.5. HIDROGRAMA DE ENTRADA A UNA PRESA

En el tránsito de avenidas en vasos se usa, la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt}$$

donde

- I Gasto de entrada al vaso
- O Gasto de salida del vaso
- $\frac{dV}{dt}$ Variación del volumen almacenado en el tiempo

o bien, en diferencias finitas:

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

donde

- $V_{i+1} - V_i$ Variación de los volúmenes almacenados en el embalse entre los instantes i e $i + 1$
- $I_i + I_{i+1}$ Gastos de entrada al vaso en el instante i e $i + 1$
- $O_i + O_{i+1}$ Gastos de salida del vaso en el instante i e $i + 1$, tanto por la obra de excedencias como por la obra de toma
- Δt Intervalo de tiempo entre los instantes i e $i + 1$

La ecuación anterior se puede ver de la siguiente manera:

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

En donde los términos O_{i+1} y V_{i+1} no se conocen.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM creó un programa llamado trate.bas codificado en QB45, el cual numéricamente resuelve la ecuación anterior empleando el método de aproximaciones sucesivas.

La información que se requiere previamente para poder ejecutar el programa QB45 es la siguiente:

- » Hidrograma de entrada.
- » Elevación inicial, del nivel de agua en el vaso en el instante en el que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma de entrada.
- » Gasto de salida por la obra de excedencias, en el instante en que empieza el hidrograma de entrada.
- » Gasto de salida por la obra de toma.
- » Curva elevaciones – volúmenes de almacenamiento o su ecuación $(V - E)$.
- » Curva elevaciones – gasto de salida por la obra de excedencia o su ecuación $(Q - E)$.

Esta información se introduce al programa mediante un archivo de texto.

La metodología que sigue el programa se describe a continuación:

1. Se selecciona un valor de Δt .
2. Se conocen los valores $V_i, I_i, I_{i+1}, O_{ei}, E_i, O_t$ (datos iniciales) y se hace $O_{i+1} = O_{ei} + O_t$ y $k = 0$.
3. Se calcula V_{i+1} de la ecuación $I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i\right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$.
4. Conocido V_{i+1} se interpola de la curva elevaciones – volúmenes para obtener la elevación E_{i+1} .
5. Conocido E_{i+1} se interpola de la curva elevaciones – gasto de salida por la obra de excedencias, para obtener O_{ei+1} , y posteriormente calcular $O_{i+1} = O_{ei+1} + O_t$.
6. Se hace $k = k + 1$ y si $k < 3$ se regresa al paso 3, de lo contrario se continúa con el paso 7.
7. El valor de O_{i+1} es el gasto de salida en el intervalo de tiempo correspondiente.
8. Se hace $i = i + 1$ y se regresa al paso 2 las veces que sea necesario o hasta que se observe que los intervalos de tiempo entre el gasto de entrada y de salida son los mismos.

El diagrama de flujo que describe el algoritmo descrito anteriormente se muestra en la Figura 4.6.

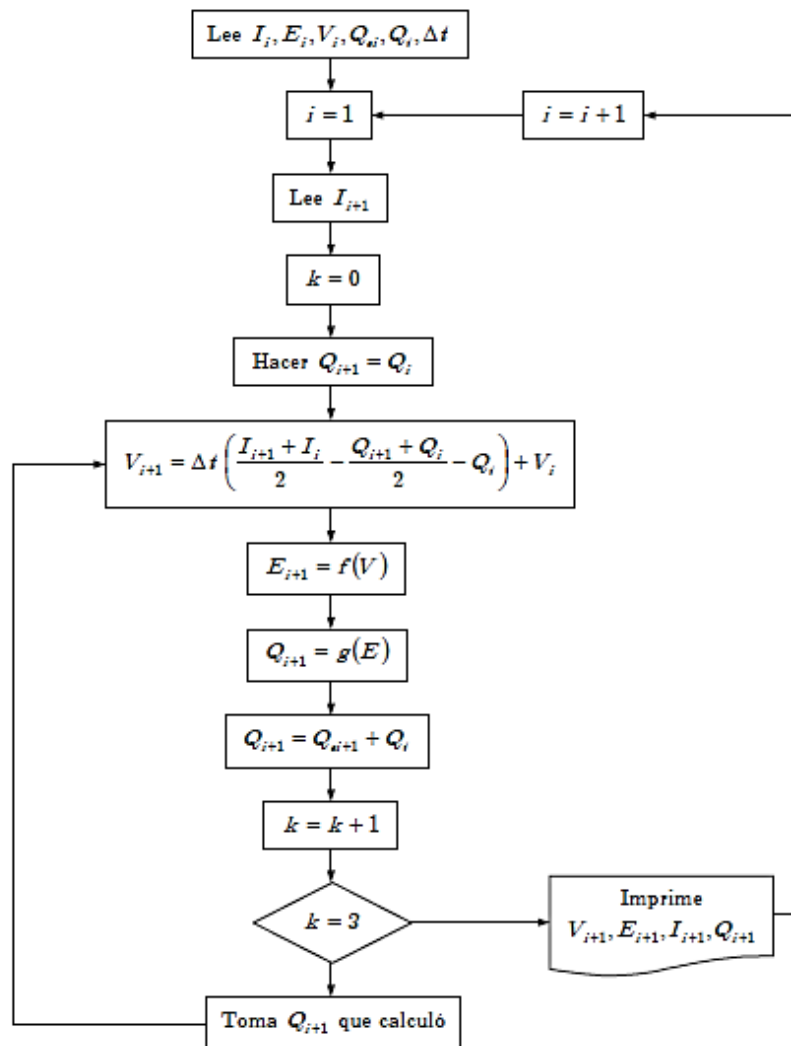


FIGURA 4.6. DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CÁLCULO DEL TRÁNSITO DE AVENIDAS MEDIANTE EL MÉTODO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS

4.3 PROGRAMA TRATE.BAS

El programa trate.bas fue diseñado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) para el tránsito de avenidas en embalses. El código de este programa se encuentra programado en lenguaje FORTRAN y la forma en la cual se utiliza se describe a continuación:

Primero es indispensable crear un archivo .dat el cual debe contener los siguientes datos en el orden que se muestra (Figura 4.7):

- » Elevación inicial en el vaso, en msnm.

En una misma línea como se muestra en el segundo renglón de la Figura 4.7

- » Número de puntos del hidrograma de entrada.

- » Número de puntos de la curva elevaciones – capacidades.
- » 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 de salida por la obra de excedencias, en m^3/s .

Siguiendo con el listado

- » Elevaciones en el vaso, en msnm.
- » Volúmenes en el vaso, en millones de m^3 .
- » Gasto de salida 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 $Q_{descarga}$.

Tipos de restricciones en el gasto de salida por la presa:

- » Cuando no hay ningún tipo de restricción en el gasto de salida entonces **$ntipo = 0$**
- » El gasto de salida de la presa debe ser menor o igual al gasto de entrada antes del tiempo pico, entonces **$ntipo = 1$** , por lo que se ingresa el t_{pico}
- » El gasto de salida de la presa debe ser el menor entre el gasto máximo de entrada en el instante de estudio i , el gasto de descarga con las compuertas totalmente abiertas y la capacidad de descarga por la obra de excedencias. En este caso la restricción es **$ntipo = 2$** , por lo tanto se ingresa la capacidad de descarga de la obra de excedencias con las compuertas totalmente abiertas $Q_{descarga}$
- » Si la restricción no es ninguna de las anteriores, entonces los gastos de salida se restringen mediante una política de operación previamente establecida para el manejo de vertedores de cresta controlada por compuertas.

Con el archivo de texto .dat creado correctamente, ya es posible correr el programa QB45, el cual nos presenta una interfaz muy fácil de utilizar (Figura 4.8). Al finalizar el programa proporciona un archivo de texto .res, como se muestra en la Figura 4.9. Las gráficas indispensables en el proceso de transito de avenidas se tendrán que crear en un editor de gráficos independiente, como Excel.

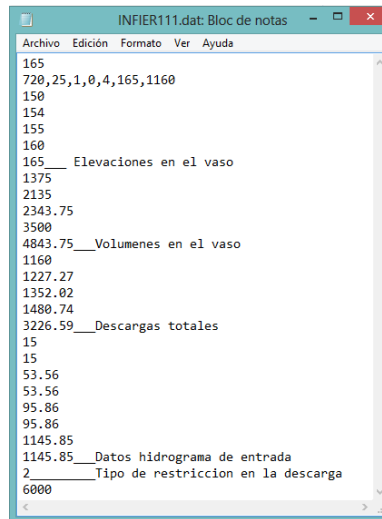


FIGURA 4.7. ARCHIVO DE ENTRADA .DAT

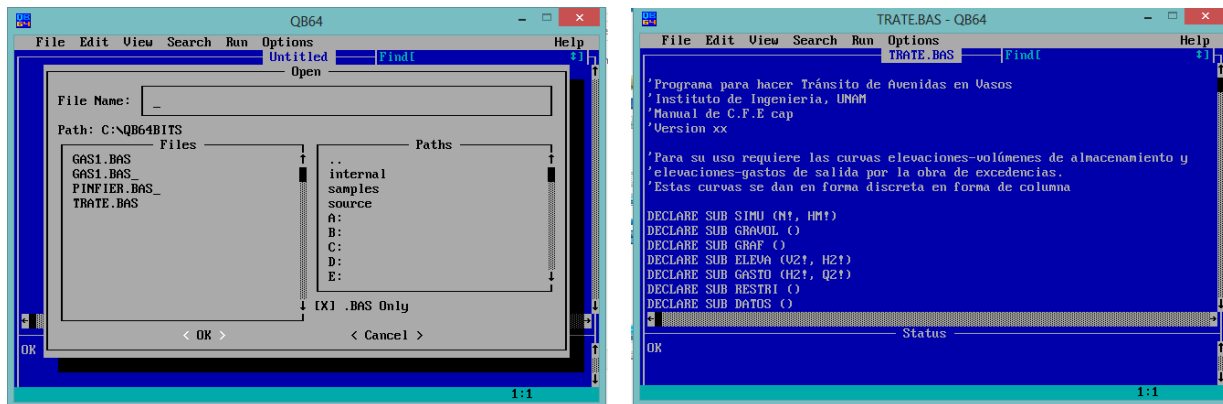


FIGURA 4.8. INTERFAZ DEL PROGRAMA QB45

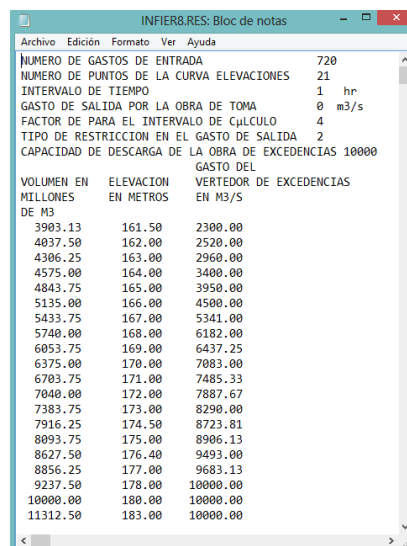


FIGURA 4.9. ARCHIVO DE SALIDA .RES

**U
N
A
M**



CAPÍTULO 5

CÁLCULOS

5 APLICACIÓN AL CASO DE LA PRESA EL INFIERNILLO

5.1 CÁLCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

5.1.1 OBTENCIÓN DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES PARA DISTINTAS DURACIONES

Como se describió en el capítulo 3, para la obtención de los gastos máximos anuales, es necesario contar con el registro de datos históricos diarios de la presa. Para el caso de Infiernillo se cuenta con un registro que va de 1965 a 2013. (Tabla 3.2)

A continuación se describe el procedimiento de cálculo para obtener los gastos medios máximos anuales correspondientes a los primeros tres días de duración, utilizando gastos medios diarios del registro histórico correspondientes al año de 1965.

Se obtiene un listado empezando por el primer día de enero hasta el último de diciembre del registro anual diario de 1965.

Se elabora un registro como el que se muestra en la Tabla 5.1. En la primera columna se muestran 365 días, correspondientes a los días del año 1965, y la segunda columna corresponde a la primera duración $n = 1$, en donde se tienen los gastos medios diarios y así sucesivamente hasta llegar a $n = 30$.

Para obtener el primer gasto medio diario máximo anual ($n = 1$), simplemente se localiza el valor máximo:

$$\bar{Q}_{max}^1 = 4254.61 \left(\frac{m^3}{s} \right) \rightarrow n = 1$$

Para obtener el gasto medio diario máximo anual cuando $n = 2$, se parte de la ecuación $\bar{Q}_k^a = \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k^1}{n}$, en donde $n = 2$, $k = 1$ y $k + n - 1 = 2$, por lo que se obtiene el promedio de los gastos medios diarios del primer y segundo día correspondientes a la primera duración:

$$\bar{Q}_1^2 = \frac{\sum_1^{(2)} Q_k^1}{n} = \frac{Q_1^1 + Q_2^1}{2} = \frac{(207.43 + 208.1)}{2} = 207.765 m^3/s$$

Para obtener el siguiente dato tenemos que n sigue siendo 2 pero ahora $k = 2$ por lo que $k + n - 1 = 3$, y se procede de la misma manera:

$$\bar{Q}_2^2 = \frac{\sum_2^{(3)} Q_k^1}{n} = \frac{Q_2^1 + Q_3^1}{2} = \frac{(208.1 + 206.39)}{2} = 207.245 m^3/s$$

Este procedimiento es repetitivo hasta llegar a obtener el gasto medio del día $k = 364$ en donde $n = 2$ y por lo tanto $k + n - 1 = 365$, por lo que se obtiene:

$$\bar{Q}_{364}^2 = \frac{\sum_{364}^{(365)} Q_k^1}{n} = \frac{Q_{364}^1 + Q_{365}^1}{2} = \frac{(206.77 + 203.38)}{2} = 205.075 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente se localiza el gasto medio máximo anual para la duración de 2 días:

$$\bar{Q}_{max}^2 = 4240.31 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \rightarrow n = 2$$

Ahora para el cálculo del gasto medio diario máximo anual con duración de tres días $n = 3$, se sigue un procedimiento similar al anterior, por lo que solo se presentaran las ecuaciones.

Para el día $k = 1$

$$\bar{Q}_1^3 = \frac{\sum_1^{(3)} Q_k^1}{n} = \frac{Q_1^1 + Q_2^1 + Q_3^1}{3} = \frac{(207.43 + 208.1 + 206.39)}{3} = 207.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el día $k = 2$

$$\bar{Q}_2^3 = \frac{\sum_2^4 Q_k^1}{n} = \frac{Q_2^1 + Q_3^1 + Q_4^1}{3} = \frac{(208.1 + 206.39 + 200.28)}{3} = 204.923 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el día $k = 363$

$$\bar{Q}_{363}^{365} = \frac{\sum_{363}^{(365)} Q_k^1}{n} = \frac{Q_{363}^1 + Q_{364}^1 + Q_{365}^1}{3} = \frac{(206.77 + 206.77 + 203.38)}{3} = 205.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y el gasto medio máximo anual es:

$$\bar{Q}_{max}^3 = 3989.03 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) \rightarrow n = 3$$

Siguiendo el mismo procedimiento se obtienen las duraciones restantes hasta llegar a $n = 30$ como se muestra en la Tabla 5.1, solamente para el año de 1965.

Utilizando el mismo procedimiento, con ayuda de un programa de cómputo se calcularon los gastos máximos anuales para todo el periodo 1966 a 1994 y 1998 a 2013; los resultados se muestran en la Tabla 5.2 y la Tabla 5.3.

OBTENCIÓN DE LOS GASTOS MEDIOS MÁXIMOS DE DISEÑO PARA DISTINTAS DURACIONES MEDIANTE EL PROGRAMA AX.EXE

Con el registro obtenido de gastos medios máximos anuales se procede a la obtención de los gastos medios máximos de diseño mediante el programa AX.exe. La información con la cual se trabajará será la proporcionada en la Tabla 5.2 y 5.3.

De manera general el proceso a seguir para la obtención de gastos máximos anuales es el siguiente:

- » Los archivos de gastos máximos anuales para una determinada duración, deberán tener la extensión .aju y estar ubicados en la carpeta en donde se localiza el programa AX.exe.

TABLA 5.1. CÁLCULO DEL GASTO MEDIO DIARIO MÁXIMO ANUAL CORRESPONDIENTE AL AÑO DE 1965 PARA LA PRESA EL INFIERNILLO

DIAS	n1	n2	n3	n4	n5	n6	n7	n8	n9	n10	n11	n12	n13	n14	n15	n16	n17	n18	n19	n20	n21	n22	n23	n24	n25	n26	n27	n28	n29	n30	
1960																															
1	207.43																														
2	208.10	207.77																													
3	206.39	207.25	207.31																												
4	200.28	203.34	204.92	205.55																											
5	201.94	201.11	202.87	204.18	204.83																										
6	204.18	203.06	202.13	203.20	204.18	204.72																									
7	198.23	201.21	201.45	201.16	202.20	203.19	203.79																								
8	192.77	195.50	198.39	199.28	199.48	200.63	201.70	202.42																							
9	189.39	191.08	193.46	196.14	197.30	197.80	199.03	200.16	200.97																						
10	195.58	192.49	192.58	193.99	196.03	197.02	197.48	198.60	199.65	200.43																					
11	192.85	194.22	192.61	192.65	193.76	195.50	196.42	196.90	197.96	198.97	199.74																				
12	188.96	190.91	192.46	191.70	191.91	192.96	194.57	195.49	196.02	197.06	198.06	198.84																			
13	190.63	189.80	190.81	192.01	191.48	191.70	192.63	194.07	194.95	195.48	196.47	197.44	198.21																		
14	187.69	189.16	189.09	190.03	191.14	190.85	191.12	192.01	193.36	194.22	194.77	195.74	196.69	197.46																	
15	190.94	189.32	189.75	189.56	190.21	191.11	190.86	191.10	191.89	193.12	193.92	194.45	195.37	196.28	197.02																
16	187.94	189.39	188.82	189.28	189.21	189.82	190.64	190.49	190.74	191.49	192.64	193.42	193.94	194.83	195.72	196.45															
17	180.94	184.39	186.57	186.85	187.61	187.83	188.55	189.43	189.42	189.76	190.53	191.67	192.46	193.02	193.91	194.79	195.54														
18	181.46	181.20	183.41	185.30	185.77	186.58	186.92	187.66	188.54	188.63	189.00	189.77	190.88	191.67	192.25	193.13	194.01	194.76													
19	182.03	181.75	181.48	183.07	184.64	185.15	185.93	186.31	187.04	187.89	188.03	188.42	189.18	190.25	191.03	191.61	192.48	193.34	194.09												
20	186.85	184.44	183.45	182.82	183.82	185.01	185.39	186.05	186.37	187.02	187.80	187.93	188.30	189.01	190.02	190.77	191.33	192.16	193.00	193.72											
21	181.92	184.39	183.60	183.07	182.64	183.51	184.57	184.96	185.59	185.93	186.56	187.31	187.47	187.85	188.54	189.52	190.25	190.80	191.62	192.45	193.16										
22	182.58	182.25	183.78	183.35	182.97	182.63	183.37	184.32	184.69	185.29	185.62	186.22	186.94	187.12	187.50	188.17	189.11	189.82	190.37	191.17	191.98	192.68									
23	185.80	184.19	183.43	184.29	183.84	183.44	183.08	183.68	184.48	184.81	185.33	185.64	186.19	186.86	187.03	187.39	188.03	188.92	189.61	190.14	190.92	191.70	192.38								
24	193.49	189.65	187.29	185.95	186.13	185.45	184.88	184.38	184.77	185.39	185.59	186.01	186.24	186.71	187.30	187.43	187.75	188.33	189.16	189.80	190.30	191.03	191.78	192.43							
25	207.06	200.28	195.45	192.23	190.17	189.62	188.53	187.65	186.90	187.00	187.36	187.38	187.63	187.73	188.07	188.54	188.59	188.82	189.32	190.06	190.63	191.06	191.73	192.41	193.01						
26	222.90	214.98	207.82	202.31	198.37	195.63	194.37	192.83	191.57	190.50	190.26	190.32	190.12	190.15	190.07	190.25	190.56	190.50	190.61	191.00	191.62	192.09	192.45	193.03	193.63	194.16					
27	220.96	221.93	216.97	211.10	206.04	202.13	199.24	197.70	195.95	194.51	193.27	192.82	192.67	192.32	192.21	192.00	192.05	192.25	192.10	192.13	192.42	192.96	193.35	193.64	194.15	194.68	195.16				
28	224.60	222.78	222.82	218.88	213.80	209.14	205.34	202.41	200.68	198.82	197.24	195.88	195.26	194.96	194.47	194.23	193.92	193.86	193.95	193.72	193.68	193.89	194.33	194.65	194.87	195.32	195.79	196.21			
29	205.92	215.26	217.16	218.60	216.29	212.49	208.68	205.41	202.80	201.21	199.46	197.96	196.65	196.03	195.69	195.19	194.92	194.59	194.50	194.55	194.30	194.23	194.41	194.82	195.10	195.30	195.71	196.15	196.54		
30	192.29	199.11	207.60	210.94	213.33	212.29	209.60	206.63	203.96	201.75	200.40	198.87	197.53	196.34	195.78	195.47	195.02	194.77	194.47	194.39	194.44	194.21	194.15	194.32	194.71	194.99	195.19	195.59	196.02	196.40	
...
363	206.77	208.66	211.34	212.47	212.55	213.62	214.35	214.96	216.39	218.44	219.80	220.87	222.05	223.15	224.31	225.22	226.25	227.44	228.74	230.72	232.23	233.64	234.73	235.56	236.14	236.71	237.34	238.24	239.02	245.89	
364	206.77	206.77	208.03	210.20	211.33	211.59	212.64	213.40	214.05	215.43	217.38	218.71	219.79	220.96	222.06	223.21	224.14	225.17	226.35	227.64	229.58	231.07	232.47	233.57	234.41	235.01	235.61	236.25	237.15	237.95	
365	203.38	205.08	205.64	206.87	208.83	210.01	210.42	211.48	212.28	212.98	214.33	216.21	217.53	218.62	219.79	220.89	222.05	222.98	224.02	225.20	226.48	228.39	229.86	231.26	232.36	233.22	233.84	234.45	235.11	236.03	
Qmax	225	4240	3989	3971	3978	3850	3722	3611	3503	3429	3380	3316	3250	3191	3135	3053	2979	2898	2825	2758	2688	2616	2560	2503	2464	2455	2461	2461	2460	2446	

TABLA 5.2. GASTOS MEDIOS MÁXIMOS ANUALES DE 1 A 15 DÍAS. PRESA INFIERNILLO, MICH.

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1965	4255	4240	3989	3971	3978	3850	3722	3611	3503	3429	3380	3316	3250	3191	3135
1966	2551	2405	1952	1869	1829	1776	1725	1687	1643	1608	1581	1555	1520	1498	1493
1967	14109	12854	11456	10338	9658	9081	8539	7954	7510	7145	6779	6438	6178	5988	5806
1968	2681	2589	2441	2349	2191	2071	1973	1929	1890	1850	1831	1822	1797	1774	1741
1969	5940	5538	5167	4976	4847	4595	4414	4330	4220	4058	3942	3885	3795	3689	3573
1970	3672	3530	3426	3274	3149	3079	3092	3037	2952	2852	2776	2706	2645	2600	2543
1971	5603	5480	4818	4252	3935	3828	3835	3782	3727	3624	3519	3416	3299	3190	3094
1972	2905	2698	2605	2459	2330	2213	2177	2131	2072	2014	1976	1925	1876	1833	1799
1973	7143	6814	6108	5560	5079	4831	4509	4244	3996	3859	3745	3632	3517	3406	3293
1974	2898	2744	2653	2593	2485	2404	2297	2194	2122	2052	1978	1921	1869	1816	1820
1975	4740	4169	3714	3481	3276	3194	3079	2960	2845	2736	2642	2555	2480	2409	2365
1976	9721	7904	6537	5746	5259	4837	4461	4150	3874	3648	3468	3304	3166	3035	2924
1977	3163	2507	2275	2167	2053	1969	1872	1827	1810	1755	1709	1652	1597	1569	1535
1978	3230	3039	2661	2654	2712	2583	2486	2351	2245	2159	2081	2023	1976	1923	1866
1979	2265	2240	2116	1986	1922	1925	1910	1863	1820	1786	1734	1688	1676	1695	1704
1980	2591	2526	2513	2459	2389	2282	2204	2136	2059	2034	2015	1993	1973	1953	1919
1981	4203	4051	4006	3874	3682	3587	3490	3393	3450	3501	3550	3496	3414	3311	3247
1982	1088	1040	965	893	869	834	794	813	823	810	805	795	771	750	732
1983	2059	1967	1935	1860	1828	1787	1770	1735	1718	1724	1705	1691	1676	1651	1624
1984	7409	6150	5168	4660	4325	4166	4042	3929	3894	3819	3736	3630	3527	3483	3467
1985	2344	2317	2251	2130	2006	1953	1927	1903	1865	1825	1776	1741	1716	1688	1677
1986	1817	1680	1481	1330	1239	1180	1118	1088	1064	1046	1021	985	965	951	937
1987	2688	2055	1966	1841	1732	1624	1545	1477	1417	1363	1320	1275	1238	1211	1183
1988	5929	5056	4649	4237	3974	3721	3520	3326	3159	3024	2895	2780	2690	2606	2522
1989	2714	2571	2343	2253	2180	2100	2052	2021	2019	1988	1948	1907	1850	1800	1791
1990	2153	2092	1959	1814	1736	1676	1640	1604	1575	1552	1511	1473	1441	1412	1388
1991	2550	2373	2240	2196	2052	1955	1813	1692	1599	1527	1511	1497	1447	1404	1369
1992	5070	3461	2834	2479	2299	2159	2046	1981	1923	1867	1830	1777	1720	1675	1672
1993	3674	3358	3196	3070	2892	2776	2678	2592	2516	2447	2363	2313	2250	2195	2149
1994	1755	1621	1507	1463	1404	1349	1310	1281	1255	1232	1223	1224	1227	1216	1203
1998	5514	5388	5130	4960	4681	4428	4190	3959	3796	3623	3491	3367	3276	3185	3147
1999	3020	2656	2483	2495	2524	2460	2434	2356	2342	2289	2252	2220	2186	2152	2120
2000	3573	2340	2184	2106	1955	1825	1708	1601	1497	1439	1409	1404	1361	1312	1285
2001	4064	2851	2234	1935	1636	1512	1436	1382	1343	1316	1313	1287	1268	1223	1195
2002	3510	3184	3031	2784	2526	2298	2112	1966	1850	1738	1637	1562	1492	1427	1412
2003	5949	4569	3806	3407	3162	2902	2728	2580	2462	2405	2360	2318	2291	2223	2188
2004	8118	5013	3870	3263	2864	2589	2373	2213	2094	2029	1989	1938	1918	1886	1858
2005	3741	2006	1973	1949	1890	1864	1807	1780	1726	1711	1675	1643	1614	1575	1556
2006	3147	2274	2198	2075	1913	1750	1659	1607	1540	1476	1445	1396	1368	1357	1323
2007	2828	2750	2524	2453	2449	2433	2381	2342	2314	2290	2270	2217	2174	2145	2140
2008	3519	3480	3254	3051	2933	2801	2752	2713	2626	2524	2446	2376	2335	2292	2240
2009	2106	2003	1842	1760	1686	1626	1565	1487	1426	1364	1351	1349	1332	1310	1305
2010	3737	3614	3274	3153	2995	2849	2717	2602	2623	2590	2547	2495	2432	2360	2305
2011	5243	4839	4567	4085	3789	3607	3486	3326	3181	3078	2935	2820	2749	2679	2605
2012	2282	2158	2045	1975	1932	1848	1803	1781	1739	1710	1656	1609	1571	1532	1502
2013	15207	14662	13599	11871	10681	9631	8773	8169	7724	7377	7080	6824	6638	6453	6201

TABLA 5.3. GASTOS MEDIOS MÁXIMOS ANUALES DE 16 A 30 DÍAS. PRESA INFIERNILLO, MICH.

Año	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1965	3053	2979	2898	2825	2758	2688	2616	2560	2503	2464	2455	2461	2461	2460	2446
1966	1508	1505	1499	1512	1522	1522	1519	1506	1502	1496	1483	1468	1453	1440	1435
1967	5622	5478	5334	5192	5049	4905	4772	4647	4540	4435	4327	4222	4123	4036	3963
1968	1701	1664	1634	1616	1593	1575	1551	1523	1504	1485	1464	1443	1424	1410	1398
1969	3471	3382	3334	3295	3245	3204	3164	3112	3072	3027	2979	2930	2885	2859	2841
1970	2484	2448	2418	2394	2375	2354	2326	2294	2277	2253	2227	2203	2174	2146	2115
1971	3008	2942	2886	2848	2792	2738	2748	2797	2826	2844	2839	2828	2823	2805	2788
1972	1761	1722	1686	1653	1617	1586	1562	1538	1517	1499	1476	1451	1436	1416	1394
1973	3192	3093	3001	2924	2880	2845	2813	2765	2719	2670	2619	2571	2524	2491	2457
1974	1834	1822	1827	1821	1813	1797	1785	1770	1752	1732	1715	1694	1707	1708	1705
1975	2323	2289	2259	2224	2192	2164	2133	2104	2077	2045	2020	1993	1973	1955	1939
1976	2827	2739	2661	2593	2532	2464	2404	2347	2287	2228	2172	2119	2067	2018	1977
1977	1506	1479	1454	1442	1421	1398	1377	1357	1341	1329	1317	1325	1337	1335	1332
1978	1815	1766	1722	1700	1725	1734	1720	1706	1689	1683	1673	1665	1656	1644	1627
1979	1694	1685	1673	1650	1626	1604	1590	1584	1583	1590	1588	1579	1564	1550	1534
1980	1890	1858	1823	1790	1766	1754	1736	1712	1686	1658	1656	1656	1651	1644	1652
1981	3157	3072	2985	2932	2877	2816	2760	2709	2658	2611	2564	2516	2470	2427	2389
1982	717	715	706	694	685	686	679	670	661	660	658	657	653	649	647
1983	1593	1580	1567	1540	1510	1489	1469	1444	1420	1394	1371	1350	1330	1310	1290
1984	3432	3393	3342	3296	3245	3197	3136	3076	3005	2935	2868	2807	2750	2695	2644
1985	1685	1712	1735	1737	1737	1726	1705	1686	1674	1665	1653	1641	1640	1641	1645
1986	921	899	891	890	889	889	884	870	854	838	821	806	791	777	763
1987	1148	1116	1097	1081	1065	1076	1073	1068	1051	1043	1032	1022	1016	1010	1001
1988	2444	2396	2496	2521	2567	2607	2621	2622	2620	2608	2583	2559	2532	2500	2467
1989	1791	1805	1804	1791	1768	1745	1716	1689	1669	1647	1630	1618	1606	1589	1572
1990	1362	1336	1310	1291	1275	1258	1237	1223	1208	1193	1175	1156	1137	1122	1110
1991	1334	1301	1271	1245	1219	1190	1182	1171	1164	1158	1151	1142	1132	1126	1119
1992	1659	1645	1634	1629	1620	1601	1583	1560	1539	1517	1492	1478	1475	1475	1475
1993	2106	2067	2034	2002	1962	1935	1915	1897	1880	1855	1838	1823	1805	1799	1789
1994	1182	1163	1137	1112	1109	1109	1101	1093	1083	1071	1064	1050	1036	1038	1035
1998	3099	3044	3016	2980	2959	2914	2883	2881	2876	2863	2836	2805	2768	2751	2732
1999	2106	2093	2072	2085	2069	2048	2023	2004	2006	1994	1978	1955	1932	1904	1886
2000	1249	1221	1198	1155	1119	1080	1060	1037	1022	1012	1002	993	979	961	945
2001	1190	1187	1175	1158	1151	1142	1136	1131	1111	1116	1112	1107	1098	1095	1090
2002	1389	1364	1349	1333	1341	1337	1335	1334	1328	1316	1305	1295	1294	1285	1275
2003	2155	2130	2107	2072	2048	2030	2006	1982	1966	1971	1975	1961	1949	1935	1914
2004	1819	1771	1748	1722	1695	1666	1632	1595	1562	1522	1482	1448	1428	1421	1412
2005	1527	1513	1486	1459	1440	1432	1413	1408	1392	1370	1357	1348	1340	1329	1314
2006	1289	1253	1239	1225	1216	1207	1214	1212	1211	1203	1198	1190	1185	1177	1164
2007	2135	2130	2115	2091	2067	2050	2029	2013	1999	1970	1949	1933	1910	1888	1867
2008	2215	2217	2196	2165	2131	2110	2098	2087	2062	2039	2010	1982	1956	1931	1908
2009	1294	1275	1256	1239	1221	1205	1182	1163	1147	1127	1103	1080	1058	1039	1023
2010	2259	2221	2188	2157	2142	2140	2143	2150	2150	2151	2148	2148	2153	2151	2141
2011	2536	2478	2419	2360	2305	2253	2200	2146	2093	2049	2007	1966	1927	1888	1851
2012	1478	1453	1427	1429	1428	1429	1416	1403	1385	1365	1349	1329	1310	1292	1277
2013	5952	5713	5498	5314	5182	5042	4922	4805	4683	4570	4464	4364	4267	4177	4085

- » En el AX se abre el archivo de la duración que se desee analizar desde el menú Archivo – Abrir – Aceptar – OK; posteriormente se selecciona la opción Ajustes – Global, en donde la muestra se ajustará a diferentes distribuciones de probabilidad para finalmente presentar una tabla en donde se elige a la distribución con menor error estándar. (Figura 5.1)

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	1502.709	-----	1502.709	-----
Lognormal	812.283	810.888	1069.538	1157.360
Gumbel	1034.341	-----	4358.816	-----
Exponencial	749.497	-----	1260.873	-----
Gamma	966.664	789.572	1182.960	1052.734
Doble Gumbel	618.097			

Mínimo error estándar: 618.097
 Calculado por la función: Doble Gumbel

Buttons: Aceptar, Imprimir, Ayuda

FIGURA 5.1. RESUMEN DE ERRORES ESTÁNDAR

- » Después de que el programa obtiene la mejor distribución a utilizar en el menú Ajustes – Ajustar distribución se escoge de un listado de funciones la que corresponda. (Figura 5.2)

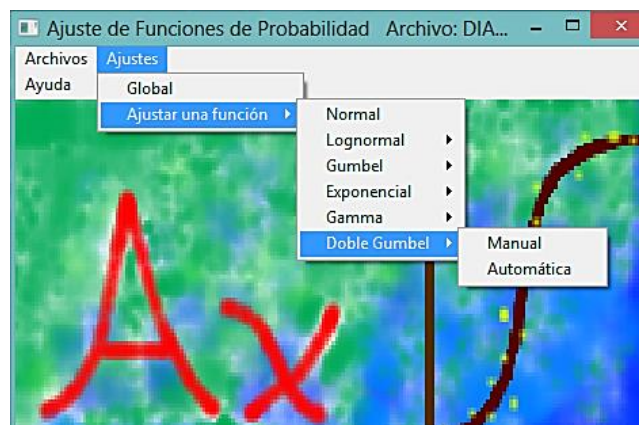


FIGURA 5.2. AJUSTE DE FUNCIONES DE PROBABILIDAD

- » Finalmente el programa genera un archivo principal con extensión .max, este archivo muestra el periodo de retorno T_r , el gasto máximo calculado y el gasto máximo medido. El archivo ya incluye las extrapolaciones para periodos de retorno antes mencionados. (Figura 5.3)

Doble Gumbel	Calculado	Qmedido
10000.00	1903.92	
5000.00	1789.72	
2000.00	1638.74	
1000.00	1524.50	
500.00	1410.22	
200.00	1259.01	
100.00	1144.40	
50.00	1029.37	
20.00	875.87	
10.00	757.28	
5.00	633.64	
2.00	446.91	
42.00	1000.33	1090.00
21.00	884.11	950.00
14.00	815.25	857.00
10.50	765.74	811.00
8.40	726.82	734.00
7.00	694.58	730.00
6.00	666.93	707.00
5.25	642.62	667.00
4.67	620.85	665.00
4.20	601.07	627.00
3.82	582.87	592.00
3.50	565.98	584.00
3.23	550.17	561.00
3.00	535.25	543.00
2.80	521.10	526.00
2.63	507.60	523.00

FIGURA 5.3. ARCHIVO OBTENIDO CON EL PROGRAMA AX.EXE DEBE SER MEDIDO EN LUGAR DE MEDIO

Los gastos extrapolados de diseño obtenidos con el programa AX.exe para las diferentes duraciones se muestran en la tabla Tabla 5.4.

TABLA 5.4. GASTOS MÁXIMOS DE DISEÑO DE 1 A 30 DÍAS DE DURACIÓN

DIA 1			DIA 2			DIA 3		
DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS	
2	3537.84	P	2	3099.77	P	2	2860.41	P
5	5426.43	0.9	5	4653.82	0.9	5	4224.33	0.9
10	7786.1	ALPHA 1	10	6499.68	ALPHA 1	10	5753.17	ALPHA 1
20	11745.45	0.000834	20	10516.34	0.00099	20	9258.7	0.001107
50	16096.3	BETA 1	50	15484.31	BETA 1	50	14129.44	BETA 1
100	19014.26	2902.4579	100	18802.21	2571.8075	100	17389.21	2396.0992
200	21814.78	ALPHA 2	200	21986.8	ALPHA 2	200	20515.1	ALPHA 2
500	25447.88	0.000257	500	26098.63	0.000226	500	24566.54	0.00023
1000	28162.26	BETA 2	1000	29203.24	BETA 2	1000	27593.47	BETA 2
2000	30897.53	255.625	2000	32236.75	8851.2465	2000	30620.4	7601.1982
5000	34405.35	E.E.	5000	36407.83	E.E.	5000	34578.7	E.E.
10000	37245.02	350.788	10000	39251.75	357.655	10000	37559.06	343.841

DIA 4			DIA 5			DIA 6		
DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS	
2	2687.84	P	2	2530.29	P	2	2439.15	P
5	3925.24	0.9	5	3698.64	0.9	5	3553.71	0.9
10	5299.4	ALPHA 1	10	4973.13	ALPHA 1	10	4747.25	ALPHA 1
20	8297.77	0.001221	20	7589.94	0.001291	20	7034.99	0.001352
50	12477.92	BETA 1	50	11293.95	BETA 1	50	10304.05	BETA 1
100	15284.74	2265.7659	100	13794.92	2130.6893	100	12525.77	2056.745
200	17976.28	ALPHA 2	200	16193.17	ALPHA 2	200	14660.14	ALPHA 2
500	21469.76	0.000267	500	19305.98	0.0003	500	17423.9	0.000337
1000	24076.09	BETA 2	1000	21628.31	BETA 2	1000	19488.77	BETA 2
2000	26682.42	6864.6514	2000	23950.64	6292.5858	2000	21553.65	5856.7329
5000	30130.8	E.E.	5000	26987.54	E.E.	5000	24253.87	E.E.
10000	32857.42	326.541	10000	29417.05	328.419	10000	26286.98	335.816

TABLA 5.4 CONTINUACIÓN

DIA 7			DIA 8			DIA 9		
DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS		DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS	
2	2347.99	P	2	2251.8	P	2	2186.78	P
5	3417.63	0.9	5	3283.92	0.9	5	3184.79	0.9
10	4543.66	ALPHA 1	10	4359.62	ALPHA 1	10	4210.86	ALPHA 1
20	6563.69	0.001409	20	6178.64	0.001463	20	5884.94	0.001512
50	9456.71	BETA 1	50	8751.99	BETA 1	50	8263.28	BETA 1
100	11437.97	1979.8986	100	10526.33	1895.9394	100	9912.42	1842.0146
200	13341.26	ALPHA 2	200	12232.37	ALPHA 2	200	11500.2	ALPHA 2
500	15808.08	0.000378	500	14437.19	0.000422	500	13552.19	0.000453
1000	17651.12	BETA 2	1000	16089.22	BETA 2	1000	15101.53	BETA 2
2000	19508.33	5486.0048	2000	17741.24	5192.6875	2000	16615.39	4948.7554
5000	21890.09	E.E.	5000	19927	E.E.	5000	18649.64	E.E.
10000	23818.19	341.267	10000	21553.62	313.076	10000	20116.2	294.096

DIA 10		DIA 11		DIA 12	
DOBLE GUMBEL	ESTADISTICOS	EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS	EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS
2	2127.52	2	2079.33	2	2028.76
5	3092.73	5	3020.13	5	2938.09
10	4076.66	10	3959.9	10	3846.73
20	5643.56	20	5406.21	20	5215.66
50	7871.1	50	7489.42	50	7157.72
100	9421.3	100	8953	100	8523.89
200	10915.84	200	10364.61	200	9839.68
500	12847.33	500	12187.99	500	11549.85
1000	14300.12	1000	13566.71	1000	12827.55
2000	15747.35	2000	14934.91	2000	14095.43
5000	17617.61	5000	16745.14	5000	15785.94
10000	19042.57	10000	18092.29	10000	17122.62

DIA 13		DIA 14		DIA 15	
EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS	EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS	EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS
2	1980.67	2	1934.48	2	1899.65
5	2859.58	5	2785.03	5	2726.3
10	3737.66	10	3639.18	10	3557.47
20	5062.15	20	4924.96	20	4783.61
50	6943.49	50	6733.22	50	6481.71
100	8266.35	100	8001.31	100	7674.05
200	9542.2	200	9223.74	200	8822.39
500	11196.52	500	10807.99	500	10316.3
1000	12434.28	1000	11995.04	1000	11432.45
2000	13672.04	2000	13182.09	2000	12548.59
5000	15290.66	5000	14716.13	5000	13990.99
10000	16585.55	10000	15884.92	10000	15158.65

TABLA 5.4 CONTINUACIÓN

DIA 16			DIA 17			DIA 18		
EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS	
2	1866.03	P	2	1839.01	P	2	1815.03	P
5	2669.36	0.92	5	2629.2	0.92	5	2592.65	0.92
10	3477.33	ALPHA 1	10	3418.21	ALPHA 1	10	3366.03	ALPHA 1
20	4636.52	0.001892	20	4516.27	0.001927	20	4396.63	0.001968
50	6212.21	BETA 1	50	5994.94	BETA 1	50	5753.19	BETA 1
100	7319.24	1588.1767	100	7037.22	1565.7169	100	6710.78	1546.6547
200	8389.34	ALPHA 2	200	8044.66	ALPHA 2	200	7637.57	ALPHA 2
500	9770.88	0.000672	500	9351.51	0.000713	500	8842.05	0.000774
1000	10817.02	BETA 2	1000	10334.47	BETA 2	1000	9744.54	BETA 2
2000	11855.17	3969.2648	2000	11313.66	3876.7631	2000	10640.09	3797.9992
5000	13196.79	E.E.	5000	12609.21	E.E.	5000	11806.39	E.E.
10000	14282.85	189.094	10000	13513.08	184.965	10000	12695	179.415

DIA 19			DIA 20			DIA 21		
EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS	
2	1791.67	P	2	1774.02	P	2	1754.39	P
5	2557.42	0.92	5	2532.14	0.92	5	2499.05	0.92
10	3316.45	ALPHA 1	10	3265.56	ALPHA 1	10	3216.23	ALPHA 1
20	4297.82	0.002005	20	4185.93	0.002018	20	4100.71	0.002057
50	5571.1	BETA 1	50	5388.86	BETA 1	50	5248.98	BETA 1
100	6471.57	1527.8333	100	6246.04	1511.9672	100	6068.1	1497.1552
200	7342.62	ALPHA 2	200	7077.42	ALPHA 2	200	6864.78	ALPHA 2
500	8476.79	0.000822	500	8161.98	0.00086	500	7898.6	0.000898
1000	9320.06	BETA 2	1000	8968.37	BETA 2	1000	8676.58	BETA 2
2000	10169.87	3727.4898	2000	9781	3620.0497	2000	9448.57	3553.5063
5000	11268.08	E.E.	5000	10831.18	E.E.	5000	10453.96	E.E.
10000	12104.81	171.88	10000	11631.31	162.511	10000	11267.84	154.028

DIA 22			DIA 23			DIA 24		
EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		EXP/DGUMBEL	ESTADISTICOS		DGUMBEL	ESTADISTICOS	
2	1735.29	P	2	1717.51	P	2	1699.74	P
5	2471.13	0.92	5	2448.35	0.92	5	2425.88	0.92
10	3173.11	ALPHA 1	10	3134.63	ALPHA 1	10	3096.65	ALPHA 1
20	4014.87	0.002085	20	3934.22	0.002099	20	3856.97	0.002112
50	5098.02	BETA 1	50	4957.98	BETA 1	50	4826.05	BETA 1
100	5872.39	1481.2673	100	5692.76	1465.0639	100	5523.4	1448.7274
200	6626.53	ALPHA 2	200	6409.29	ALPHA 2	200	6205.9	ALPHA 2
500	7606.99	0.000947	500	7342.13	0.000994	500	7096.12	0.001042
1000	8341.98	BETA 2	1000	8042.43	BETA 2	1000	7761.85	BETA 2
2000	9085.48	3485.8394	2000	8740.03	3415.532	2000	8422.43	3347.1712
5000	10038.99	E.E.	5000	9648.54	E.E.	5000	9310.07	E.E.
10000	10810.87	147.714	10000	10340.73	141.222	10000	9991.28	136.094

TABLA 5.4 CONTINUACIÓN

DIA 25			DIA 26			DIA 27		
DGUMBEL	ESTADISTICOS		DGUMBEL	ESTADISTICOS		DGUMBEL	ESTADISTICOS	
2	1679.76	P	2	1662	P	2	1646.54	P
5	2395.22	0.92	5	2369.49	0.92	5	2348.83	0.92
10	3058.97	ALPHA 1	10	3015.9	ALPHA 1	10	2971.84	ALPHA 1
20	3799.18	0.002153	20	3722.32	0.002175	20	3637.55	0.00218
50	4729.49	BETA 1	50	4608.56	BETA 1	50	4476.85	BETA 1
100	5397.48	1433.3227	100	5246.6	1418.0567	100	5084.97	1403.2247
200	6050.02	ALPHA 2	200	5870.71	ALPHA 2	200	5682.28	ALPHA 2
500	6901.54	0.001088	500	6687.45	0.001135	500	6461.22	0.001181
1000	7539.26	BETA 2	1000	7299.12	BETA 2	1000	7048.85	BETA 2
2000	8181.91	3312.0362	2000	7910.78	3242.7314	2000	7631.92	3153.2648
5000	9022.31	E.E.	5000	8735.82	E.E.	5000	8415.42	E.E.
10000	9674.86	133.914	10000	9304.81	131.234	10000	9034.93	126.44

DIA 28			DIA 29			DIA 30		
DGUMBEL	ESTADISTICOS		DGUMBEL	ESTADISTICOS		DGUMBEL	ESTADISTICOS	
2	1630.1	P	2	1614.48	P	2	1598.91	P
5	2323.7	0.92	5	2300.99	0.92	5	2278.84	0.92
10	2936.38	ALPHA 1	10	2904.9	ALPHA 1	10	2875.55	ALPHA 1
20	3575.86	0.002216	20	3520.67	0.002247	20	3468.9	0.002278
50	4371.57	BETA 1	50	4277.73	BETA 1	50	4188.34	BETA 1
100	4946.59	1390.5561	100	4823.61	1378.1331	100	4705.56	1365.7811
200	5511.35	ALPHA 2	200	5359.72	ALPHA 2	200	5212.8	ALPHA 2
500	6252.13	0.001246	500	6061.19	0.001311	500	5878.39	0.001382
1000	6805.01	BETA 2	1000	6589.09	BETA 2	1000	6377.34	BETA 2
2000	7366.54	3111.7094	2000	7114.94	3074.5798	2000	6876.3	3042.0707
5000	8092.2	E.E.	5000	7805.11	E.E.	5000	7531.17	E.E.
10000	8645.08	121.342	10000	8363.82	115.715	10000	8061.31	110.541

Así mismo se presentan las gráficas para las duraciones de 1, 2, 5 y 10 días de la función de distribución Doble Gumbel en la que se consideró una $p = 0.92$.

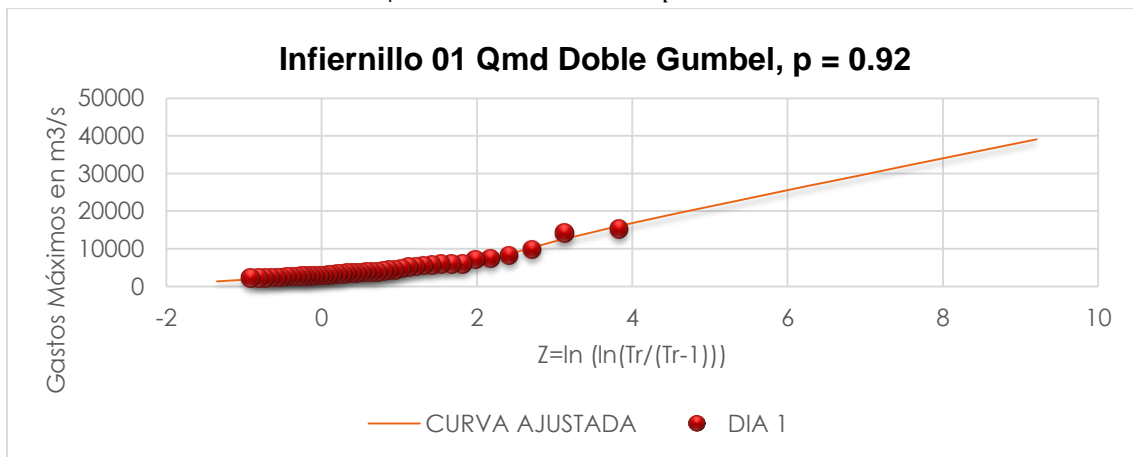


FIGURA 5.4. RESULTADOS DE LA EXTRAPOLACIÓN PROBABILÍSTICA. 1 DÍA DE DURACIÓN. PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

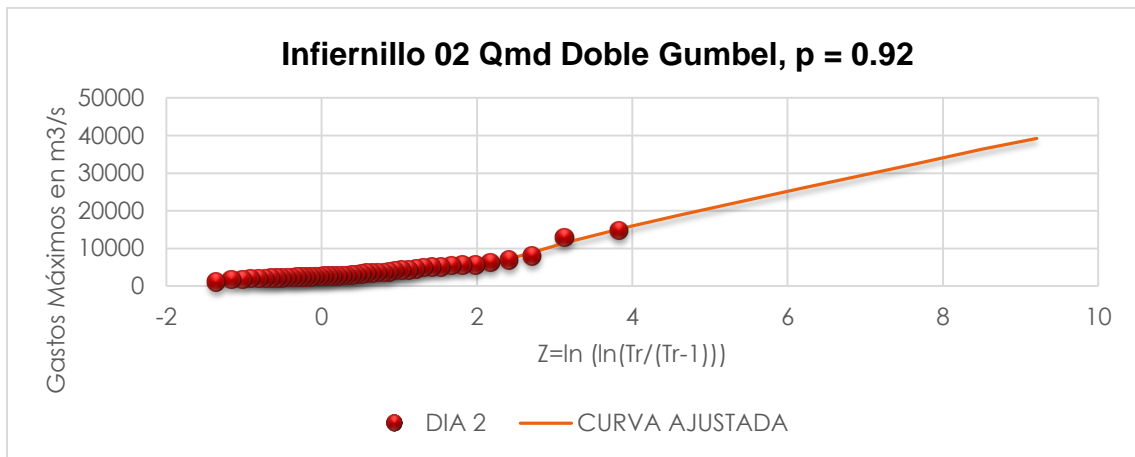


FIGURA 5.5. RESULTADOS DE LA EXTRAPOLACIÓN PROBABILÍSTICA. 2 DÍAS DE DURACIÓN. PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

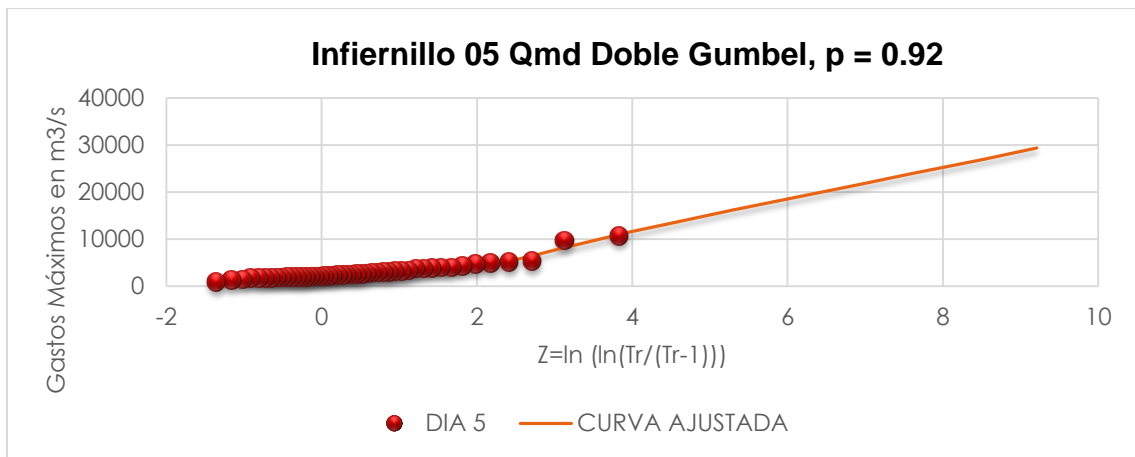


FIGURA 5.6. RESULTADOS DE LA EXTRAPOLACIÓN PROBABILÍSTICA. 5 DÍAS DE DURACIÓN. PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

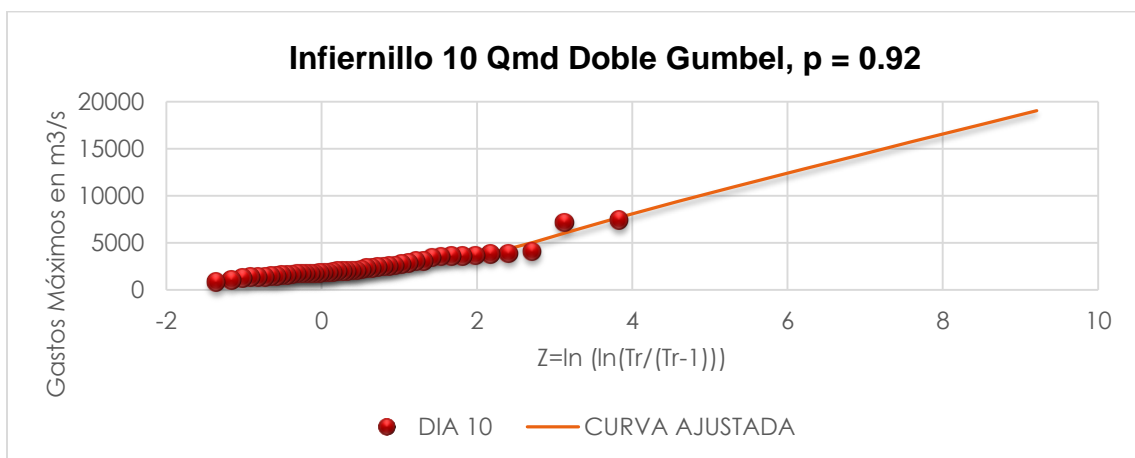


FIGURA 5.7. RESULTADOS DE LA EXTRAPOLACIÓN PROBABILÍSTICA. 10 DÍAS DE DURACIÓN. PRESA EL INFIERNILLO, MICH.

Tomando en cuenta datos extrapolados para duraciones de 1 a 15 días se construyeron curvas gasto – duración – periodo de retorno. (Tabla 5.5 y Figura 5.8)

TABLA 5.5. CURVA GASTO-DURACIÓN-PERIDO DE RETORNO. PRESA INFIERNILLO, MICH.

Tr/DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
2	3538	3100	2860	2688	2530	2439	2348	2252	2187	2128	2079	2029	1981	1934	1900
5	5426	4654	4224	3925	3699	3554	3418	3284	3185	3093	3020	2938	2860	2785	2726
10	7786	6500	5753	5299	4973	4747	4544	4360	4211	4077	3960	3847	3738	3639	3557
20	11745	10516	9259	8298	7590	7035	6564	6179	5885	5644	5406	5216	5062	4925	4784
50	16096	15484	14129	12478	11294	10304	9457	8752	8263	7871	7489	7158	6943	6733	6482
100	19014	18802	17389	15285	13795	12526	11438	10526	9912	9421	8953	8524	8266	8001	7674
200	21815	21987	20515	17976	16193	14660	13341	12232	11500	10916	10365	9840	9542	9224	8822
500	25448	26099	24567	21470	19306	17424	15808	14437	13552	12847	12188	11550	11197	10808	10316
1000	28162	29203	27593	24076	21628	19489	17651	16089	15102	14300	13567	12828	12434	11995	11432
2000	30898	32237	30620	26682	23951	21554	19508	17741	16615	15747	14935	14095	13672	13182	12549
5000	34405	36408	34579	30131	26988	24254	21890	19927	18650	17618	16745	15786	15291	14716	13991
10000	37245	39252	37559	32857	29417	26287	23818	21554	20116	19043	18092	17123	16586	15885	15159

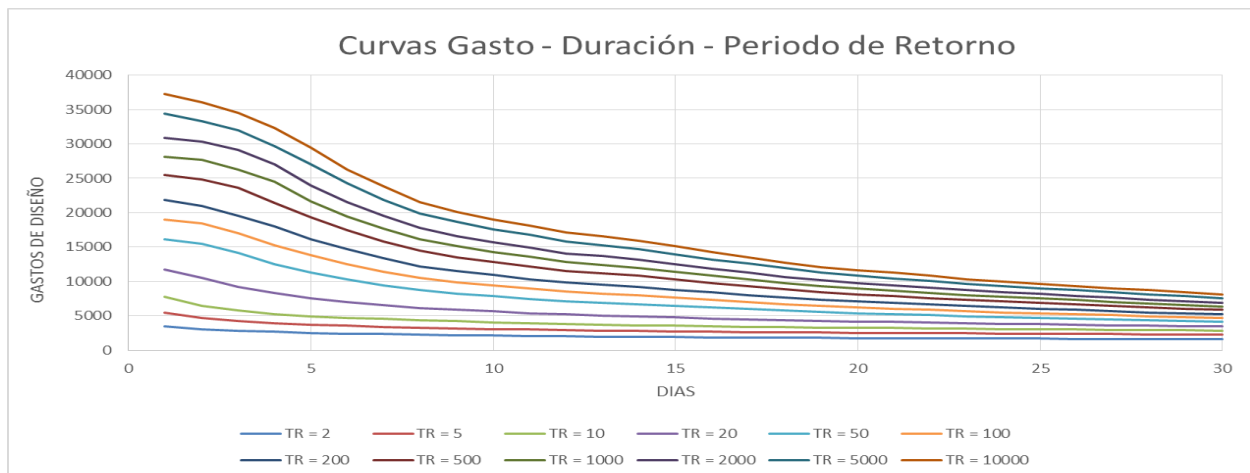


FIGURA 5.8. CURVAS GASTO - DURACIÓN - PERIODO DE RETORNO

5.1.2 OBTENCIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Siguiendo los pasos descritos en el capítulo 3 para el cálculo de la avenida de diseño, tenemos lo siguiente:

- » La avenida de diseño será aquella que corresponda con $Tr = 10\ 000$ años para las duraciones de 1 a 30 días (columna 1 y 2 de la Tabla 5.6).
- » Se calculan los gastos individuales mediante la ecuación $Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i$ de la siguiente manera:

$$Q_1 = (1)\bar{Q}_1 - \sum_{i=1}^{1-1} Q_i = (1)(37245.02) - 0 = 37245.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = (2)\bar{Q}_2 - \sum_{i=1}^{2-1} Q_i = (2)(39251.75^*) - 37245.02 = 34754.98 \text{ m}^3/s$$

$$Q_3 = (3)\bar{Q}_3 - \sum_{i=1}^{3-1} Q_i = (3)(37559.06^*) - 37245.02 - 34754.98 = 31500 \text{ m}^3/s$$

Hasta n=30

$$Q_{30} = (30)\bar{Q}_{30} - \sum_{i=1}^{30-1} Q_i = (30)(8061.31^*) - 37245.02 - 34754.98 - \dots - 8363.82 = 15 \text{ m}^3/s$$

*En algunos casos los datos del gasto de diseño se modificaron ligeramente (suavizaron) para evitar obtener ordenadas negativas en los gastos individuales.

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 5.6.

TABLA 5.6. GASTOS INDIVIDUALES CORRESPONDIENTES A UN TR=10 000 AÑOS

TR = 10 000					
DIA	GASTO DE DISEÑO	GASTOS INDIVIDUALES	DIA	GASTO DE DISEÑO	GASTOS INDIVIDUALES
1	37245.02	37245.02	16	14282.85	1145.85
2	36000	34754.98	17	13513.08	1196.76
3	34500	31500	18	12765	47.64
4	32300	25700	19	12104.81	221.39
5	29417.05	17885.25	20	11631.31	2634.81
6	26286.98	10636.63	21	11267.84	3998.44
7	23818.19	9005.45	22	10810.87	1214.5
8	21553.62	5701.63	23	10345	95.86
9	20116.2	8616.84	24	9991.28	1855.72
10	19042.57	9379.9	25	9674.86	2080.78
11	18092.29	8589.49	26	9304.81	53.56
12	17122.62	6456.25	27	9034.93	2018.05
13	16585.55	10140.71	28	8715	76.89
14	15884.92	6776.73	29	8415	15
15	15158.65	4990.87	30	8135	15

- » Ordenando los gastos individuales de la manera descrita anteriormente en el capítulo 3, se obtiene la avenida de diseño o el hidrograma de diseño para un periodo de retorno Tr=10 000 años.

TABLA 5.7. HIDROGRAMA DE DISEÑO PARA Tr=10 000AÑOS

d (días)	Q (m ³ /s)	Qmod (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)
1	37245.02	37245.02	37245.02
2	39251.75	36000	34754.98
3	37559.06	34500	31500
4	32857.42	32300	25700
5	29417.05	29417.05	17885.25
6	26286.98	26286.98	10636.63
7	23818.19	23818.19	9005.45
8	21553.62	21553.62	5701.63
9	20116.2	20116.2	8616.84
10	19042.57	19042.57	9379.9
11	18092.29	18092.29	8589.49
12	17122.62	17122.62	6456.25
13	16585.55	16585.55	10140.71
14	15884.92	15884.92	6776.73
15	15158.65	15158.65	4990.87
16	14282.85	14282.85	1145.85
17	13513.08	13513.08	1196.76
18	12695	12765	47.64
19	12104.81	12104.81	221.39
20	11631.31	11631.31	2634.81
21	11267.84	11267.84	3998.44
22	10810.87	10810.87	1214.5
23	10340.73	10345	95.86
24	9991.28	9991.28	1855.72
25	9674.86	9674.86	2080.78
26	9304.81	9304.81	53.56
27	9034.93	9034.93	2018.05
28	8645.08	8715	76.89
29	8363.82	8415	15
30	8061.31	8135	15

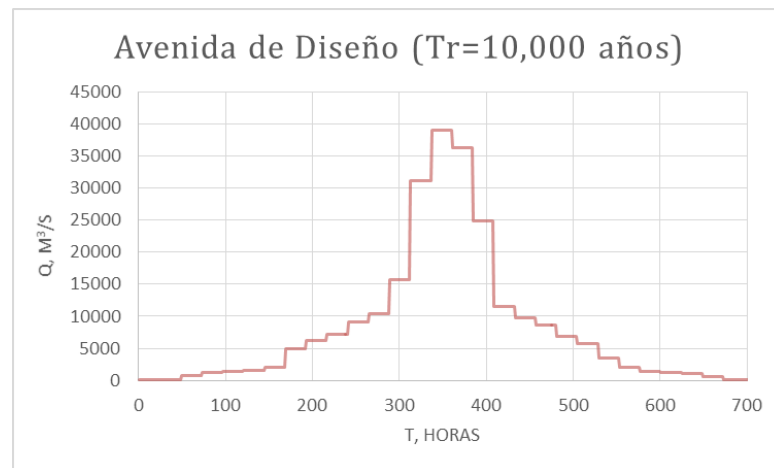


FIGURA 5.9. HIDROGRAMA DE DISEÑO PARA Tr=10 000AÑOS

De la misma manera se presentan las avenidas de diseño correspondientes a periodos de retorno de 10, 50, 100 y 1000 años en las Figura 5.10 a la Figura 5.13 y en el caso especial de la Figura 5.11 y la Figura 5.12 se muestra la comparativa con la avenida de diseño presentada en el año 2013 a causa de los fenómenos tropicales Manuel e Ingrid, la cual es ligeramente menor que las avenidas de diseño calculadas, lo cual resulta congruente si se considera que el periodo de retorno de registro es de 44 años.

TABLA 5.8. AVENIDA DE DISEÑO Tr = 10 AÑOS.

d (días)	Q (m ³ /s)	Gastos individuales
1	7786.1	7786.1
2	6499.68	5213.26
3	5753.17	4260.15
4	5299.4	3938.09
5	4973.13	3668.05
6	4747.25	3617.85
7	4543.66	3322.12
8	4359.62	3071.34
9	4210.86	3020.78
10	4076.66	2868.86
11	3959.9	2792.3
12	3846.73	2601.86
13	3737.66	2428.82
14	3639.18	2358.94
15	3557.47	2413.53
16	3477.33	2275.23
17	3418.21	2472.29
18	3366.03	2478.97
19	3316.45	2424.01
20	3265.56	2298.65
21	3216.23	2229.63
22	3173.11	2267.59
23	3134.63	2288.07
24	3096.65	2223.11
25	3058.97	2154.65
26	3015.9	1939.15
27	2971.84	1826.28
28	2936.38	1978.96
29	2904.9	2023.46
30	2875.55	2024.4

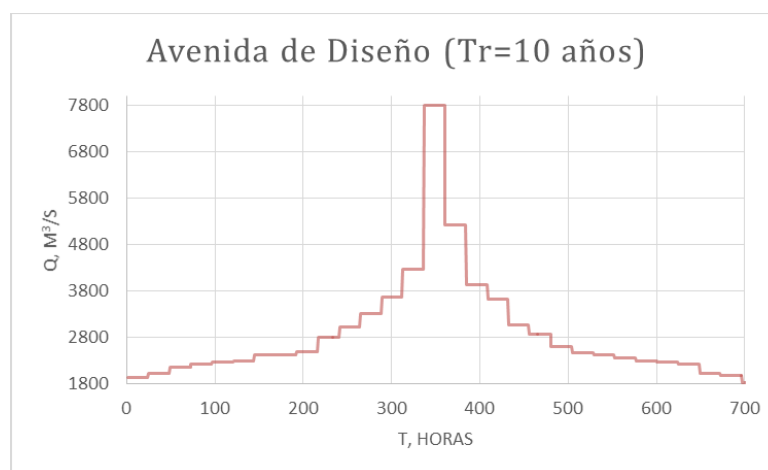


FIGURA 5.10. AVENIDA DE DISEÑO Tr = 10 AÑOS. PRESA INFIERNILLO, MICH.

TABLA 5.9. AVENIDA DE DISEÑO $Tr = 50$ AÑOS.

d (días)	Q (m ³ /s)	Qmod (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)
1	16096.3	16096.3	16096.3
2	15484.31	15484.31	14872.32
3	14129.44	14129.44	11419.7
4	12477.92	12477.92	7523.36
5	11293.95	11293.95	658.07
6	10304.05	10304.05	5354.55
7	9456.71	9456.71	4372.67
8	8751.99	8751.99	3818.95
9	8263.28	8263.28	4353.6
10	7871.1	7871.1	4341.48
11	7489.42	7489.42	3672.62
12	7157.72	7157.72	3509.02
13	6943.49	6943.49	4372.73
14	6733.22	6733.22	3999.71
15	6481.71	6481.71	2960.57
16	6212.21	6212.21	2169.71
17	5994.94	5994.94	2518.62
18	5753.19	5753.19	1643.44
19	5571.1	5571.1	2293.48
20	5388.86	5388.86	1926.3
21	5248.98	5248.98	2451.38
22	5098.02	5098.02	1927.86
23	4957.98	4957.98	1877.1
24	4826.05	4826.05	1791.66
25	4729.49	4729.49	2412.05
26	4608.56	4608.56	1585.31
27	4476.85	4476.85	1052.39
28	4371.57	4371.57	1529.01
29	4277.73	4277.73	1650.21
30	4188.34	4188.34	1596.03

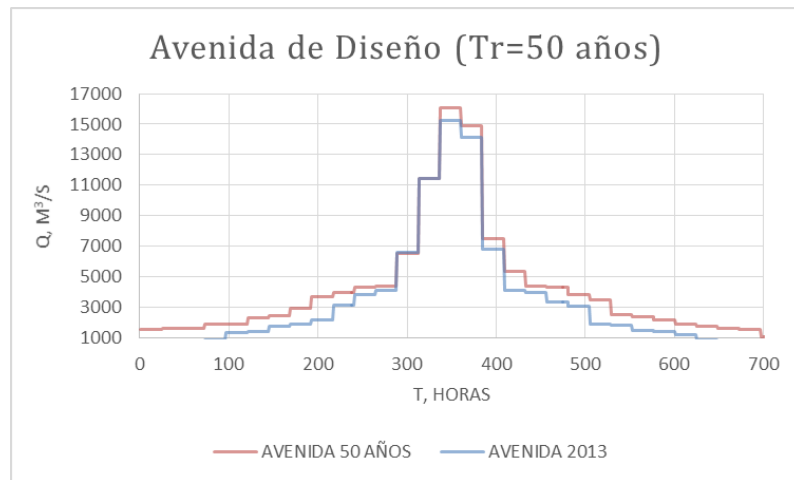


FIGURA 5.11. AVENIDA DE DISEÑO $Tr = 50$ AÑOS COMPARADO CON LA AVENIDA OCURRIDA EN 2013. PRESA INFIERNILLO, MICH.

TABLA 5.10. AVENIDA DE DISEÑO $Tr = 100$ AÑOS.

d (días)	Q (m ³ /s)	Qmod (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)
1	19014.26	19014.26	19014.26
2	18802.21	18400	17785.74
3	17389.21	17000	14200
4	15284.74	15284.74	10138.96
5	13794.92	13794.92	7835.64
6	12525.77	12525.77	6180.02
7	11437.97	11437.97	4911.17
8	10526.33	10526.33	4144.85
9	9912.42	9912.42	5001.14
10	9421.3	9421.3	5001.22
11	8953	8953	4270
12	8523.89	8523.89	3803.68
13	8266.35	8266.35	5175.87
14	8001.31	8001.31	4555.79
15	7674.05	7674.05	3092.41
16	7319.24	7319.24	1997.09
17	7037.22	7037.22	2524.9
18	6710.78	6710.78	1161.3
19	6471.57	6471.57	2165.79
20	6246.04	6246.04	1960.97
21	6068.1	6068.1	2509.3
22	5872.39	5872.39	1762.48
23	5692.76	5692.76	1740.9
24	5523.4	5523.4	1628.12
25	5397.48	5397.48	2375.4
26	5246.6	5246.6	1474.6
27	5084.97	5084.97	882.59
28	4946.59	4946.59	1210.33
29	4823.61	4823.61	1380.17
30	4705.56	4705.56	1282.11

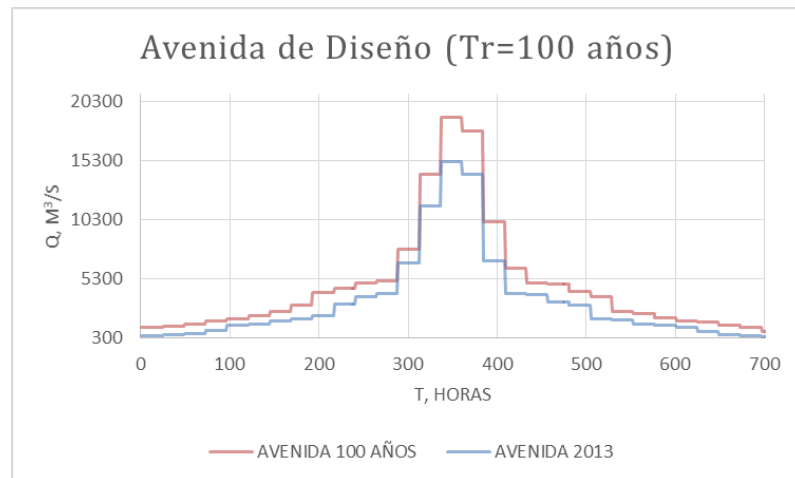


FIGURA 5.12. AVENIDA DE DISEÑO $Tr = 100$ AÑOS COMPARADO CON LA AVENIDA OCURRIDA EN 2013. PRESA INFIERNILLO, MICH.

TABLA 5.11. AVENIDA DE DISEÑO $T_r = 1000$ AÑOS.

d (días)	Q (m ³ /s)	Qmod (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)
1	28162.26	28162.26	28162.26
2	29203.24	27650	27137.74
3	27593.47	26300	23600
4	24076.09	24500	19100
5	21628.31	21628.31	10141.55
6	19488.77	19488.77	8791.07
7	17651.12	17651.12	6625.22
8	16089.22	16089.22	5155.92
9	15101.53	15101.53	7200.01
10	14300.12	14300.12	7087.43
11	13566.71	13566.71	6232.61
12	12827.55	12827.55	4696.79
13	12434.28	12434.28	7715.04
14	11995.04	11995.04	6284.92
15	11432.45	11432.45	3556.19
16	10817.02	10817.02	1585.57
17	10334.47	10334.47	2613.67
18	9744.54	9765	84.01
19	9320.06	9320.06	1311.14
20	8968.37	8968.37	2286.26
21	8676.58	8676.58	2840.78
22	8341.98	8341.98	1315.38
23	8042.43	8042.43	1452.33
24	7761.85	7761.85	1308.51
25	7539.26	7539.26	2197.1
26	7299.12	7299.12	1295.62
27	7048.85	7048.85	541.83
28	6805.01	6805.01	221.33
29	6589.09	6589.09	543.33
30	6377.34	6377.34	236.59

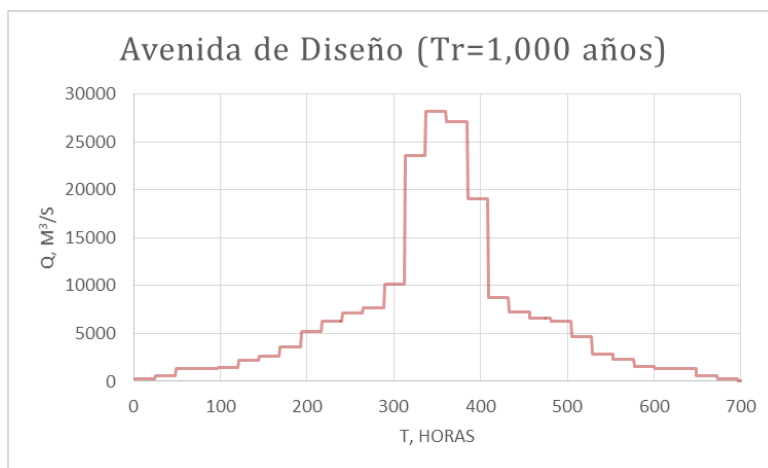


FIGURA 5.13. AVENIDA DE DISEÑO $T_r = 1000$ AÑOS. PRESA INFIERNILLO, MICH.

5.2 POLÍTICA DE OPERACIÓN DE LOS VERTEDORES

Se realizaron 6 pruebas empleando diferentes políticas de operación en los vertedores, con la intención de obtener la óptima para la presa el Infiernillo, con la avenida de diseño con periodo de retorno de 10,000 años, que se enlistan de la siguiente manera:

1. Con una descarga máxima de $6000 \text{ m}^3/\text{s}$
2. Con descarga máxima de $9000 \text{ m}^3/\text{s}$
3. Los tres vertedores abiertos al mismo tiempo
4. Con 4 vertedores
5. Con descarga máxima de $15,000 \text{ m}^3/\text{s}$
6. Política de operación propuesta por CFE

5.2.1 POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE $6000 \text{ m}^3/\text{s}$

La política de operación para una descarga máxima de $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ para la presa El Infiernillo se muestra en la Tabla 5.12; consiste en ir incrementando gradualmente los gastos de descarga hasta alcanzar el límite de $6000 \text{ m}^3/\text{s}$. El gráfico correspondiente al tránsito de la avenida se muestra en la Figura 5.14.

TABLA 5.12. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 6000 m³/s

VOLUMEN EN MILLONES DE m ³	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDEDOR DE EXCEDENCIAS EN m ³ /s
1375	150	0
2135	154	0
2343.75	155	0
3500	160	0
4843.75	165	1160
4872.54	165.1	1160
5135	166	1160
5433.75	167	1160
5740	168	1160
6053.75	169	1227.27
6375	170	1352.02
6703.75	171	1480.74
7040	172	3226.59
7383.75	173	3499.17
7735	174	3779.02
8093.75	175	4065.96
8460	176	4359.82
8608.6	176.4	4479.26
10000	180	6000
10403.75	181	6000
10815	182	6000
11318.4	183.2	6000
11660	184	6000
14375	190	6000
19447.8	196	000

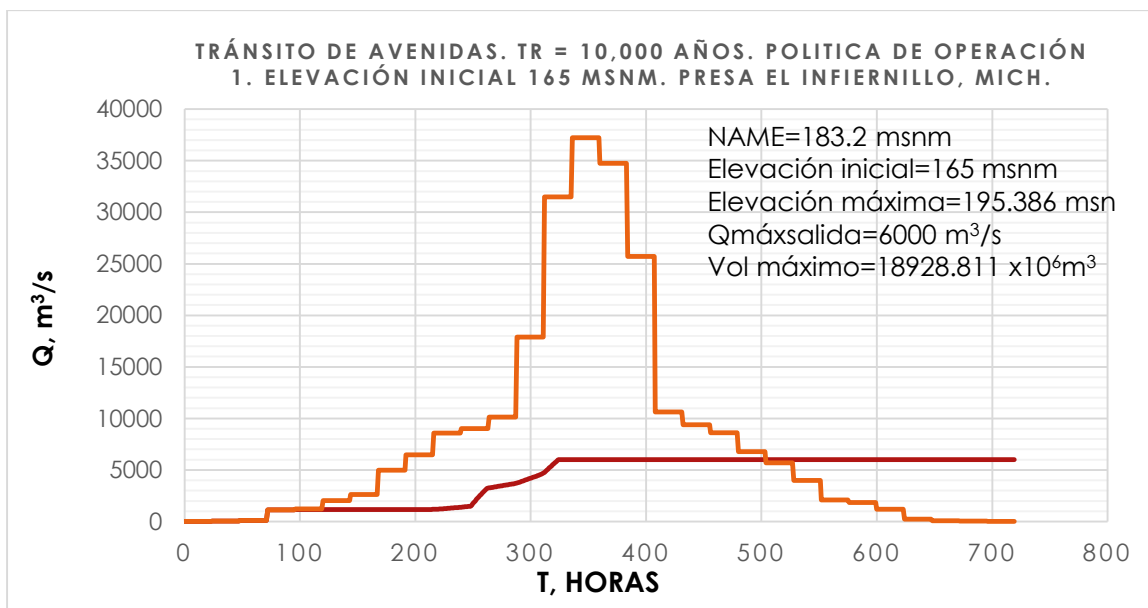


FIGURA 5.14. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 6000 m³/s

La política de operación 1 del vertedor, no es adecuada ya que los niveles del vaso sobrepasan los niveles del NAME, por lo que al presentarse la avenida propuesta ($Tr = 10\ 000$ años) esta se desbordaría por la presa, por lo que es necesario probar con una política de operación diferente.

5.2.2 POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE $9000\ m^3/s$

Al estar muy por arriba del nivel del NAME se propone aumentar la descarga máxima gradualmente a $9\ 000\ m^3/s$, empezando a descargar desde la cota 165. (Tabla 5.13). EL tránsito de la avenida se muestra en la Figura 5.15.

TABLA 5.13. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE $9000\ m^3/s$

VOLUMEN EN MILLONES DE m^3	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDEDOR DE EXCEDENCIAS EN m^3/s
0	140	0
593.75	145	0
1375	150	0
2135	154	0
2343.75	155	0
3500	160	0
4843.75	165	1160
4872.54	165.1	1160
5135	166	1160
5433.75	167	1160
5740	168	1160
6053.75	169	1227.27
6375	170	1352.02
6703.75	171	1480.74
7040	172	1613.29
7383.75	173	2624.38
7735	174	2834.26
8093.75	175	3049.47
8460	176	3269.86
8608.6	176.4	3359.45
10000	180	8402.06
10403.75	181	8891.42
10815	182	9000
11318.4	183.2	9000
11660	184	9000
14375	190	9000
19447.8	196	9000

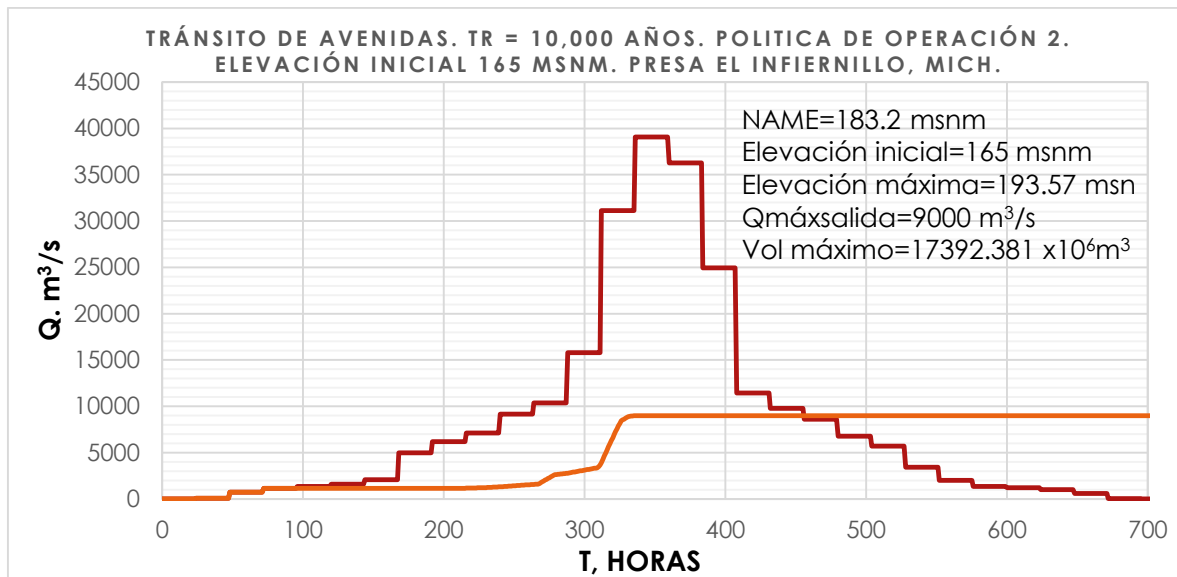


FIGURA 5.15. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 9000 m³/s

De la misma manera, la política de operación 2 a 9000 m³/s no es adecuada ya que el nivel del NAME (183.2 msnm) es menor que la elevación máxima alcanzada, de 193.57 msnm, por lo que el agua se desbordaría por la presa.

5.2.3 POLÍTICA DE OPERACIÓN CON LOS TRES VERTEDORES ABIERTOS

Se propone abrir gradualmente los 3 vertedores con la intención de que se logre alcanzar una descarga máxima por debajo del NAME, de manera que utilizando como base la política de operación 2, se empezará a descargar el triple desde la cota 169 hasta llegar a la descarga máxima (Tabla 5.14). Los resultados del tránsito se muestran en la Figura 5.16.

TABLA 5.14. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON LOS 3 VERTEDORES ABIERTOS

VOLUMEN EN MILLONES DE m ³	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN m ³ /s
0	140	0
593.75	145	0
1375	150	0
2135	154	0
2343.75	155	0
3500	160	0
4843.75	165	1160
4872.54	165.1	1160
5135	166	1160
5433.75	167	1160
5740	168	1160
6053.75	169	3681.82
6375	170	4056.07
6703.75	171	4442.21
7040	172	4839.88
7383.75	173	5248.75

VOLUMEN EN MILLONES DE m^3	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN m^3/s
7735	174	5668.53
8093.75	175	6098.94
8460	176	6539.73
8608.6	176.4	6718.89
10000	180	8402.06
10403.75	181	8891.42
10815	182	9000
11318.4	183.2	9000
11660	184	9000
14375	190	9000
19447.8	196	9000



FIGURA 5.16. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON LOS 3 VERTEDORES ABIERTOS

Una vez más no se logran los resultados esperados ya que el nivel del NAME (183.2 msnm) sigue estando por debajo de la elevación máxima que no disminuye de 192.679 msnm.

Ante estos resultados se propone aumentar un vertedor más a la presa.

5.2.4 POLÍTICA DE OPERACIÓN CON CUATRO VERTEDORES

Ya que no se ha logrado alcanzar los resultados deseados, se propone construir un vertedor más en la presa con la intención de alcanzar una descarga máxima de 12 000 m^3/s , siguiendo la misma metodología que en la propuesta 3 en donde a partir de la cota 165 se elevaría la descarga considerando ahora 4 vertedores (Tabla 5.15). Los resultados del tránsito se muestran en la Figura 5.17.

TABLA 5.15. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON 4 VERTEDORES

VOLUMEN EN MILLONES DE m^3	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEADOR DE EXCEDENCIAS EN m^3/s
0	140	0
593.75	145	0
1375	150	0
2135	154	0
2343.75	155	0
3500	160	0
4843.75	165	1160
4872.54	165.1	1160
5135	166	1160
5433.75	167	1160
5740	168	1160
6053.75	169	4909.08
6375	170	5408.08
6703.75	171	5922.96
7040	172	6453.16
7383.75	173	7873.14
7735	174	8502.78
8093.75	175	9148.41
8460	176	9809.58
8608.6	176.4	10078.35
10000	180	11202.746
10403.75	181	11855.226
10815	182	12000
11318.4	183.2	12000
11660	184	12000
14375	190	12000
19447.8	196	12000



FIGURA 5.17. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON 4 VERTEDORES

Como se aprecia en la Figura 5.17 el aumentar un vertedor más en la presa El Infiernillo y abrir gradualmente sus compuertas, no resuelve el problema, sino que la elevación máxima alcanzada disminuye solamente 2 m aun aumentando la descarga máxima a 12 000 m³/s.

En la siguiente propuesta se recurre aumentar la descargar máxima a 15 000 m³/s

5.2.5 POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 15 000 m³/s

Al no alcanzar las metas propuestas se decide aumentar la descarga máxima a 15 000 m³/s, abriendo gradualmente las compuertas, pero aun así no se logra alcanzar el objetivo como se muestra en la Figura 5.18, en donde el nivel máximo alcanzado sigue siendo aún por arriba del NAME, con un valor de 188.648 msnm.

TABLA 5.16. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 15 000 m³/s

VOLUMEN EN MILLONES DE m ³	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEADOR DE EXCEDENCIAS EN m ³ /S
0	0	0
593.75	145	0
1375	150	0
2135	154	0
2343.75	155	0
3500	160	0
4843.75	165	1160
4872.54	165.1	1160
5135	166	1160
5433.75	167	1160
5740	168	1160
6053.75	169	4909.09
6375	170	5408.09
6703.75	171	5922.95
7040	172	6453.17
7383.75	173	6500
7735	174	6600
8093.75	175	6650
8460	176	6690
8608.6	176.4	6718.89
10000	180	11202.75
10403.75	181	11855.23
10815	182	12000
11318.4	183.2	13000
11660	184	14000
14375	190	15000
19447.8	196	15000

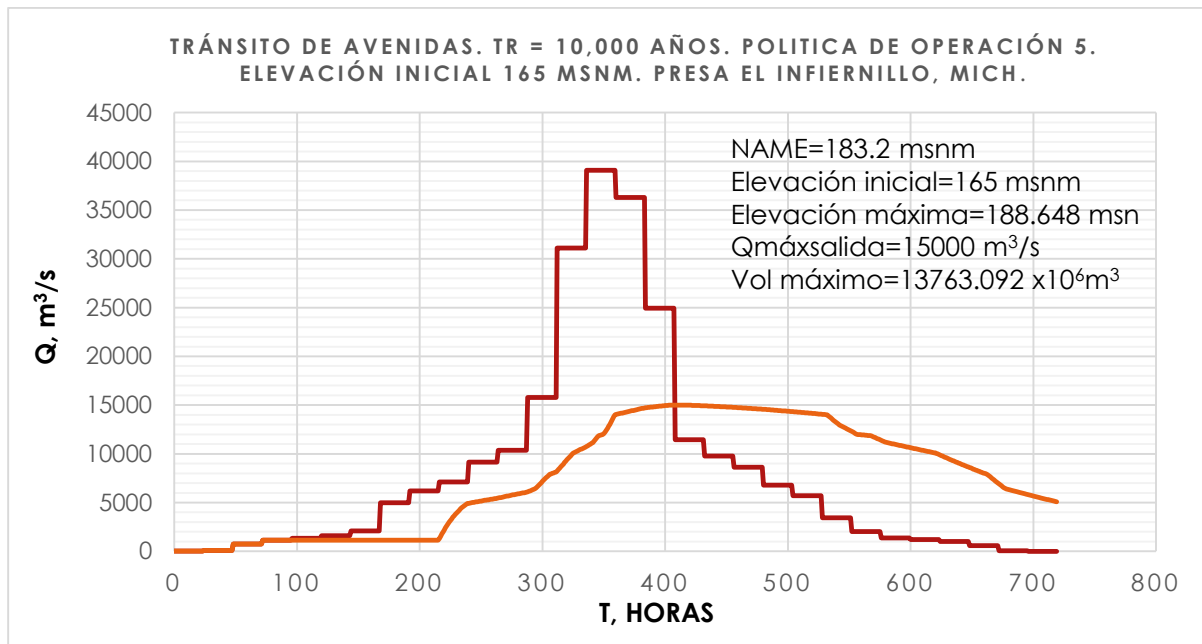


FIGURA 5.18. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 15 000 m³/s

5.2.6 POLÍTICA DE OPERACIÓN PROPUESTA POR CFE

5.2.6.1 PROPUESTA MARZO 2014

Comisión Federal de Electricidad (CFE) presentó en Marzo de 2014 un informe titulado "Hidrología de la CH Infiernillo. Actualización 2013", en donde presenta una propuesta para operar los vertedores de la presa el Infiernillo, en donde, a diferencia de las políticas anteriormente mostradas, la descarga mínima será de 2300 m³/s desde la cota 161.5, alcanzando una descarga máxima de 10000 m³/s (Tabla 5.17). Los resultados del tránsito se muestran en la Figura 5.19.

TABLA 5.17. POLÍTICA DE OPERACIÓN CFE MARZO 2014.

VOLUMEN EN MILLONES DE m³	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN m³/s
3903.13	161.5	2300
4037.5	162	2520
4306.25	163	2960
4575	164	3400
4843.75	165	3950
5135	166	4500
5433.75	167	5341
5740	168	6182
6053.75	169	6437.25
6375	170	7083
6703.75	171	7485.33
7040	172	7887.67
7383.75	173	8290
7916.25	174.5	8723.81

VOLUMEN EN MILLONES DE m^3	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS EN m^3/s
8093.75	175	8906.13
8627.5	176.4	9493
8856.25	177	9683.13
9237.5	178	10000
10000	180	10000
11312.5	183	10000
12187.5	185	10000
30665	190	10000
46955	196	10000

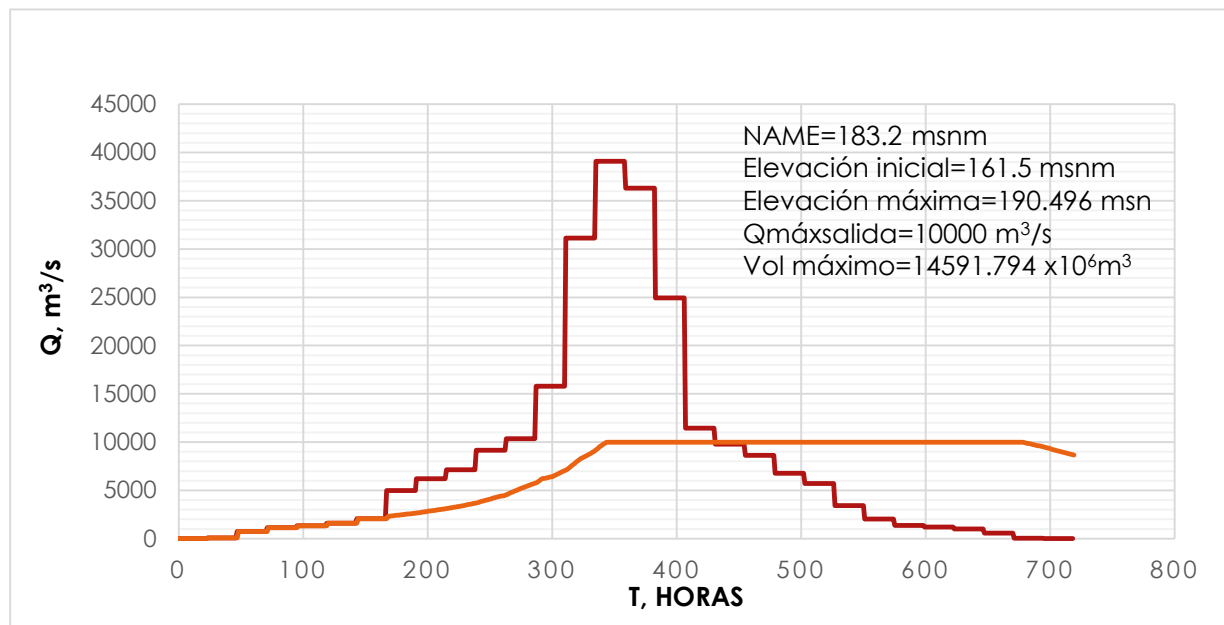


FIGURA 5.19. POLÍTICA DE OPERACIÓN CFE MARZO 2014.

Con la política de operación antes mencionada con descarga máxima de $10,000 m^3/s$ se alcanza una elevación máxima de 190.496 que aún se encuentra por arriba del NAME.

Los resultados que CFE obtiene en su informe de marzo de 2014 difieren de los calculados en este informe debido a que la avenida de diseño usada para el cálculo, es mucho menor que la calculada en este trabajo. En la Figura 5.20 y la Figura 5.21 se puede apreciar la avenida de diseño usada por CFE y el gráfico del tránsito calculado con dicha avenida. Los valores de elevación, gasto y volumen máximo se muestran en la Tabla 5.18.

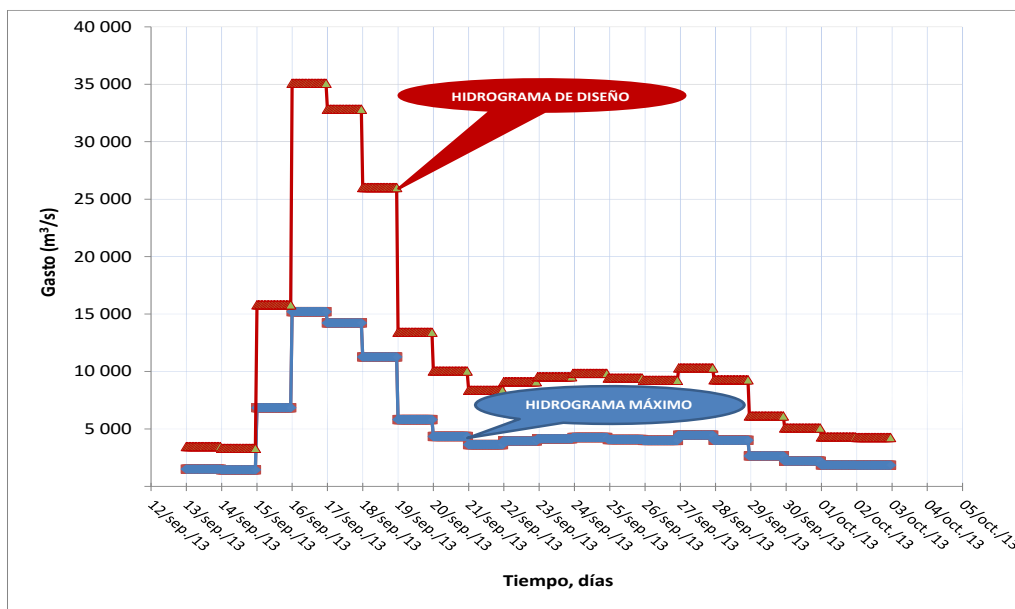


FIGURA 5.20. HIDROGRAMA DE DISEÑO. INFORME CFE DE MARZO DE 2014

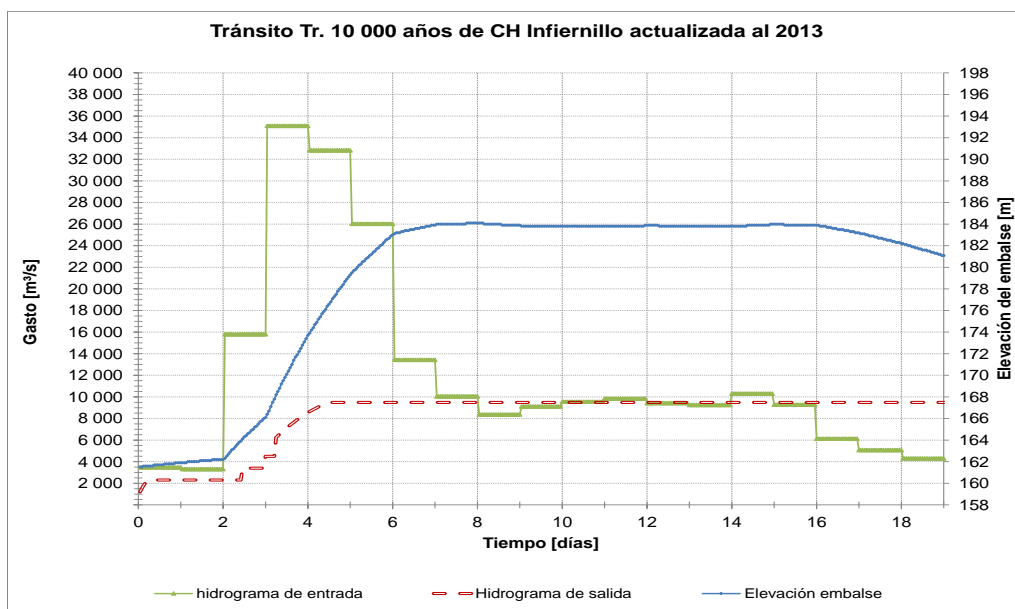


FIGURA 5.21. TRÁNSITO DE CH INFIERNILLO. INFORME CFE DE MARZO DE 2014

TABLA 5.18. VALORES ENCONTRADOS POR CFE EN LA PROPUESTA DE MARZO DE 2014

Hidrograma	Q _{máx} m ³ /s	Vol. ingreso Hm ³	Vol. descargado Hm ³	Q _{máx} m ³ /s	Elev. Máx. msnm
TR. 10 000	35 094	20 296	13 539	9 493	184,1

5.2.6.2 PROPUESTA JUNIO 2014

CFE presenta otro informe titulado de la misma manera pero actualizado a Junio de 2014, en donde muestra una política de operación de los vertedores de manera diferente. En esta propuesta la descarga inicial será de 10 071 m^3/s desde la elevación 165m y la máxima alcanzará un gasto de 15167 m^3/s . (Tabla 5.19). Los resultados del tránsito se muestran en la Figura 5.22.

TABLA 5.19. POLÍTICA DE OPERACIÓN CFE JUNIO 2014.

VOLUMEN EN MILLONES DE m^3	ELEVACIÓN EN METROS	GASTO DEL VERTEADOR DE EXCEDENCIAS EN m^3/S
4843.75	165	10071
4872.54	166	10105
5135	167	11639
5433.75	168	11673
5740	169	13207
6053.75	170	13240
6375	171	13273
6703.75	172	14806
7040	173	14839
7383.75	174	14872
7735	175	14905
8093.75	176	14937
8460	177	14969
8608.6	178	15002
10000	179	15034
10403.75	180	15066
10815	181	15098
11318.4	182	15129
11660	183	15161
14375	184	15167
17090	185	15167
30665	190	15167
46955	196	15167

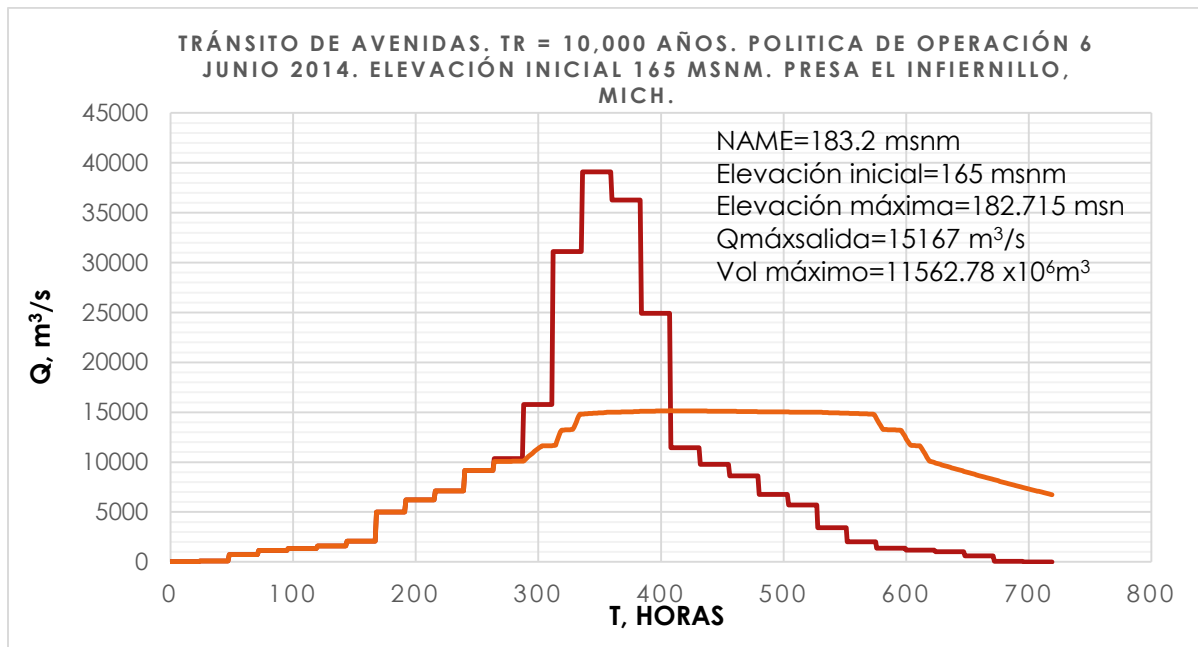


FIGURA 5.22. POLÍTICA DE OPERACIÓN CFE JUNIO 2014.

En esta ocasión, como se aprecia en la Figura 5.22 ya no existiría rebase del NAME, ya que la elevación máxima alcanzada es de 182.715 msnm con descarga máxima de 15167 m^3/s y con la avenida de 10,000 años propuesta en el inciso 4.2. Al comparar los resultados de la Figura 5.18 con la Figura 5.22 (en donde en ambos casos se tiene una descarga máxima de 15000 m^3/s) se puede apreciar que al modificar la política de operación de manera que en lugar de extracciones graduales se extraen gastos máximos desde el principio del tránsito se alcanza una elevación máxima por debajo del NAME, por lo que es de suma importancia operar los vertedores desde el inicio de la avenida.

Dado que la elevación máxima alcanzada queda casi 50 cm abajo del NAME, se probó seguir la misma política de operación pero limitando la descarga máximo a 13000 m^3/s , con lo que se alcanzó una elevación máxima de 183.17, es decir, prácticamente la del NAME (Figura 5.23).

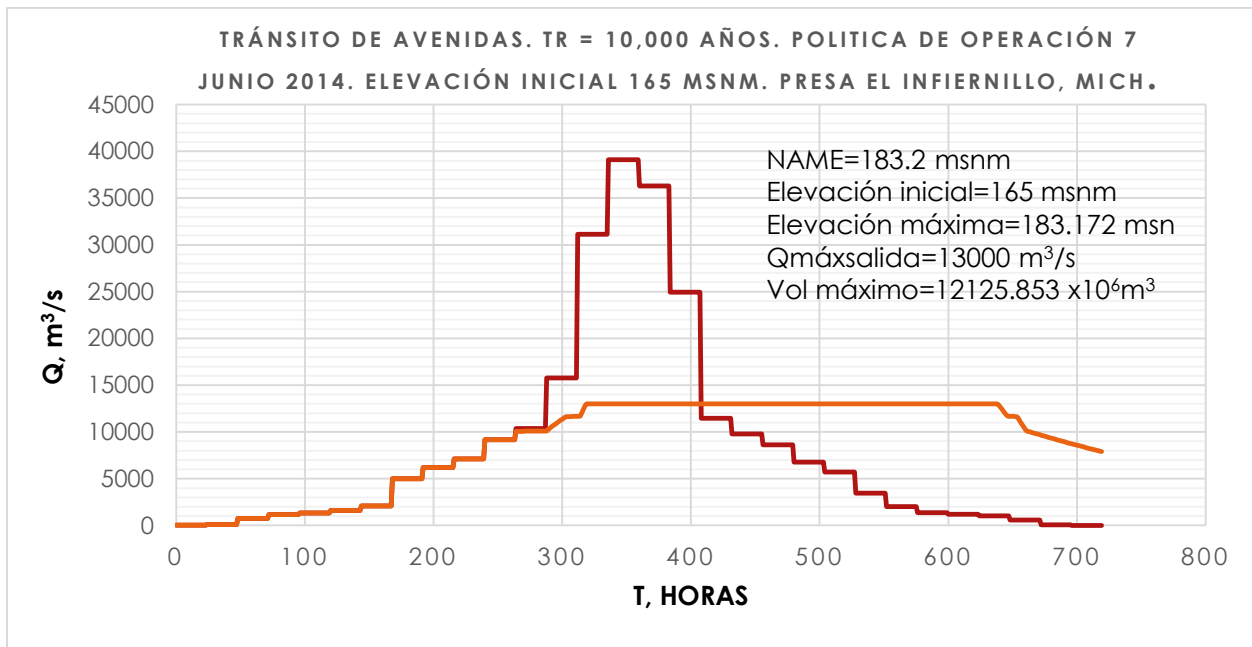


FIGURA 5.23. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE 13 000 m³/s

Los datos obtenidos por CFE se muestran en la Tabla 5.20 calculados con la avenida de diseño mostrada en la Figura 5.24.

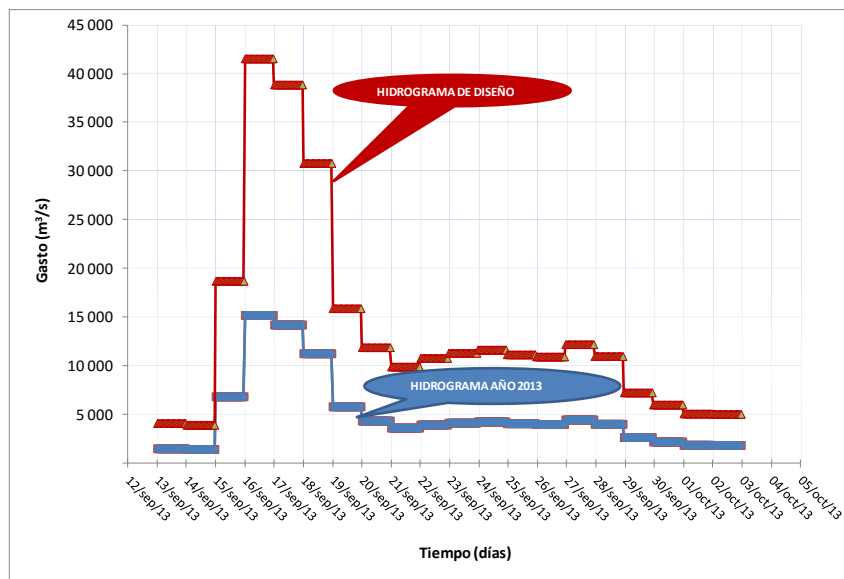


FIGURA 5.24. HIDROGRAMA DE DISEÑO. INFORME CFE DE JUNIO DE 2014

TABLA 5.20. VALORES ENCONTRADOS POR CFE EN LA PROPUESTA DE JUNIO DE 2014

Hidrograma	NAME msnm	Elev. Inicial msnm	Elev. Máx. msnm	Q máx. m ³ /s	Vol. Máx. × 10 ⁶ m ³
TR 10 000	183.2	165	182.747	15 167	11 573.717

Se observa que, en este caso, los resultados son muy similares a los obtenidos con la avenida de diseño estimada por este Instituto que se muestran en la figura 2.19

5.2.7 ESTIMACIÓN DEL PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA QUE NO CAUSA DAÑOS AGUAS DEBAJO DE LA PRESA LA VILLITA

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) tiene como proyecto la construcción de una obra de protección aguas abajo de la presa La Villita (localizada 55 km aguas abajo de la presa El Infiernillo), la cual, tiene como propósito conducir sin problemas de desbordamiento un gasto máximo de $10\,000\text{ m}^3/\text{s}$.

Al tomar en cuenta que la presa La Villita únicamente utiliza el agua para la generación de energía, en otras palabras, no tiene capacidad para regular avenidas grandes, el gasto descargado por la presa El Infiernillo que no cause daños aguas abajo, deberá de ser máximo de $10\,000\text{ m}^3/\text{s}$.

Anteriormente se concluyó que para transitar la avenida de diseño igual a 10 000 años de periodo de retorno, el gasto máximo de salida debería ser de no menos de $13\,000\text{ m}^3/\text{s}$, por lo que para tener una descarga que no sobrepase los $10\,000\text{ m}^3/\text{s}$ es necesario hacer pruebas con avenidas de diseño menores.

Se realizaron pruebas con las avenidas de diseño de 2000 y 5000 años de periodo de retorno limitando la descarga máxima a $10\,000\text{ m}^3/\text{s}$ y descargando gastos grandes desde el principio, de donde fue posible concluir que, al transitar una avenida de 5000 años de periodo de retorno, se alcanza una altura máxima de 183.2 msnm, prácticamente igual a la altura del NAME. (Figura 5.25)

Por lo que para que la obra de protección, que será construida sobre el río Balsas, funcione correctamente, es necesario que no se presente una avenida de diseño mayor a 5000 años de periodo de retorno.

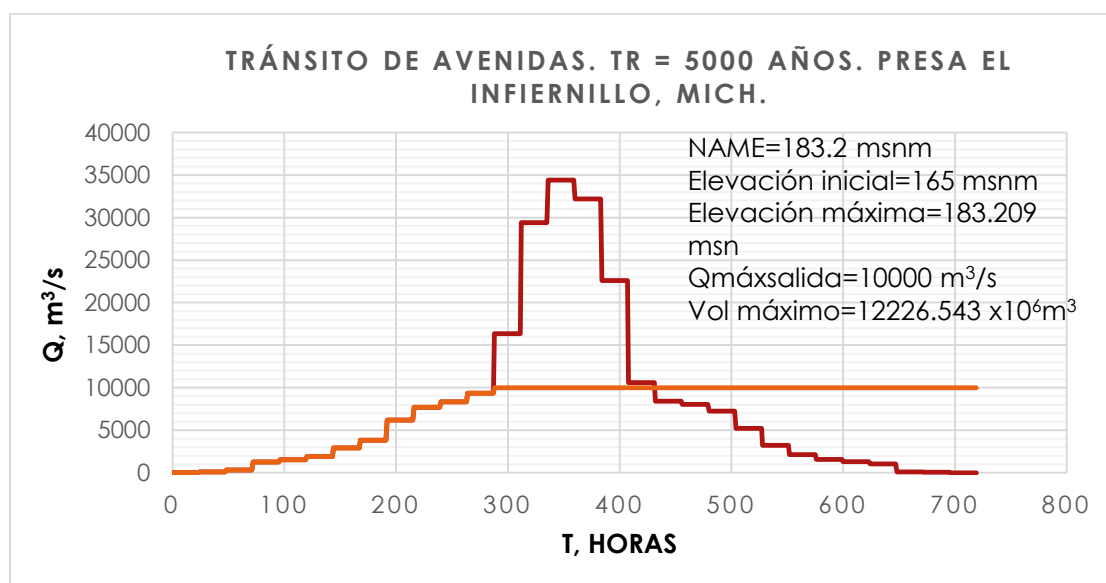


FIGURA 5.25. POLÍTICA DE OPERACIÓN CON DESCARGA MÁXIMA DE $10\,000\text{ m}^3/\text{s}$

**U
N
A
M**



CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6 CONCLUSIONES

Se comprobó que las avenidas de diseño calculadas, correspondientes a periodos de retorno pequeños, se encuentran dentro del rango según lo ocurrido en la vida real, lo que permite tener confianza en los resultados obtenidos (Figura 5.12 y la Figura 5.13).

TABLA 6.1. VOLUMEN CALCULADO PARA 8 Y 12 DÍAS DE DURACIÓN Y PERIODO DE RETORNO DE 100, 1000 Y 10000 AÑOS.

Tr/Día	8	12
100	72418.88	87967.68
1000	110692.32	132384.96
10000	148291.52	176709.36

Después de haber realizado pruebas con diferentes políticas de operación para la presa El Infiernillo se puede concluir lo siguiente:

1. Con la política de operación propuesta por CFE en su informe de Junio de 2014 y limitando la descarga máxima a $13\ 000\ m^3/s$, se alcanza una elevación máxima de 183.172 msnm prácticamente igual a la del NAME. Por lo que es necesario contar con vertedores adicionales hasta alcanzar una capacidad máxima de al menos $13\ 000\ m^3/s$.
2. Es importante que los vertedores puedan operarse desde el inicio de la avenida (en cuanto el nivel en el vaso esté arriba del NAMO) abriéndolos hasta igualar el gasto de ingreso, de manera que, mientras esto sea posible, el nivel en el vaso no se aleje del NAMO. La relevancia de esta recomendación se aprecia al comparar los incisos 6.5 y 6.6, en donde se tiene una descarga máxima de $15\ 000\ m^3/s$ en ambos casos y sin embargo, los resultados obtenidos son muy diferentes. (Figura 5.18 y Figura 5.22)
3. Es indispensable mantener funcionando de manera continua el modelo de pronóstico de lluvias- escurrimientos para la cuenca de la presa Adolfo López Mateos (C.H. Infiernillo) y adecuarlo para alimentarlo con los resultados de modelos de pronóstico de lluvias cuando exista sospecha de que pueda ingresar un huracán a la cuenca.

BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio Mijares, F. J. (2009). *FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE*. México, D.F.: Limusa.
- Arganis Juárez, M. L. (1998). *Tránsito de Avenidas en Embalses y Cauces. Tesis de Maestría*. Mexico, D.F.: DEPMI.UNAM.
- CFE. (2014). Datos electrónicos proporcionados por CFE. Mexico, D.F.
- Domínguez M., R., & Arganis J., M. L. (2012). Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity. *Hydrological Sciences Journal*, 1-20.
- Dominguez Mora, R., Arganis Juárez, M. L., González Villareal, F., Fuentes Mariles, O., Franco, V., Carrizosa Elizondo, E., . . . Reyes Mercado, H. (2012). *Avenidas de diseño, Capítulo A.1.8 del Manual de Diseño de Obras Civiles*. México, D.F.: CFE.
- Electricidad, C. F. (Junio, 2014). *Hidrología de la CH Infiernillo. Actualización al año 2013*. México, D.F.: CFE.
- Electricidad, C. F. (Marzo, 2014). *Hidrología de la CH Infiernillo. Actualización al año 2013*. México, D.F.: CFE.
- Escalante Sandoval, C. A., & Reyes Chavez, L. (2008). *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. Mexico, D.F.: UNAM.
- Escalante Sandoval, C. A., & Reyes Chavez, L. (2013). *Apuntes de Clase*. Mexico, D.F.: UNAM.
- Paz Soldán, G. A., Marengo, H., & Arreguín, F. (2005). *Las Presas y el Hombre*. Mexico, D.F.: Foro Internacional.
- Vázquez, C. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Ciudad de México, D.F.: Tesis de Maestría.

