



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
CIVIL – OBRAS HIDRÁULICAS

POLÍTICAS DE OPERACIÓN A LARGO PLAZO DE UN SISTEMA DE PRESAS
DE PROPÓSITO MÚLTIPLE

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

PRESENTA:
SADO TH FABIÁN HUERTA LOERA

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
DR. CARLOS AGUSTÍN ESCALANTE SANDOVAL, FACULTAD DE INGENIERÍA
DR. OSCAR FUENTES MARILES, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO D.F. NOVIEMBRE 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Oscar Fuentes Mariles**

Secretario: **Dr. Carlos A. Escalante Sandoval**

Vocal: **Dr. Ramón Domínguez Mora**

1 **er.** Suplente: **Dr. Jesús Gracia Sánchez**

2 **do.** Suplente: **Dr. Rafael Bernardo Carmona Paredes**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: FACULTAD DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA



FIRMA

POLÍTICAS DE OPERACIÓN DE UN SISTEMA DE PRESAS DE PROPÓSITO MÚLTIPLE



HUERTA LOERA SADO TH FABIÁN
NOVIEMBRE, 2015

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México por llevar acabo mi formación académica y darme la oportunidad de proyectar mis sueños.

A mi esposa Gayra Gabriela Zaragoza López, mi hijo Aizen Santiago Huerta Zaragoza y Jr Jr (nuestro próximo hijo), por ser una motivación de superación y crecimiento.

Al Dr. Ramón Domínguez Mora por todo su apoyo a lo largo de mis estudios.

A mis profesores por su gran enseñanza y comprensión.

A mis padres Socorro Loera Vivar y Horacio Huerta Solís por apoyar e impulsar mi formación profesional.

A mis hermanos Helí Damián Huerta Loera y Hamed Iván Huerta Loera por ser un apoyo dentro de mi formación personal.

A Conacyt por todo el apoyo brindado durante mis estudios.

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS.....	15
ÍNDICE DE TABLAS	21
INTRODUCCIÓN	25
ZONA DE ESTUDIO.....	26
ANTECEDENTES.....	29
EVENTOS MÁXIMOS HISTÓRICOS REGISTRADOS.....	33
HURACÁN BEULAH (1967)	33
HURACÁN GILBERTO (1988)	35
HURACÁN ALEX (2010)	37
1. ESTADO DEL ARTE.....	41
1.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE GASTOS MÁXIMOS	41
1.1.1. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN A PARTIR DE REGISTROS HIDROMÉTRICOS	41
1.1.1.1. METODOLOGÍA DE LA REGIONALIZACIÓN	47
1.1.1.2. ANÁLISIS DE SIMULTANEIDAD	49
1.1.2. MÉTODO DE ESTIMACIÓN PARA SITIOS NO AFORADOS.....	49
1.2. TRÁNSITO DE AVENIDAS	51
1.2.1. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS	51
1.2.1.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO	52
1.2.1.2. RELACIÓN ENTRE ALMACENAMIENTO Y GASTOS DE SALIDA.....	54
1.2.2. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES.....	58
1.2.2.1. MÉTODOS HIDROLÓGICOS	58
1.2.2.1.1. MÉTODO DE MUSKINGUM	62
1.2.2.2. MÉTODO DE MUSKINGUM - CUNGE	63
1.2.3. MÉTODOS HIDRÁULICOS	65
1.2.3.1. TIPOS DE ESQUEMAS EN DIFERENCIAS FINITAS	65

1.2.3.2. ESQUEMA DEL TIPO DE CRUICKSHANK	67
1.2.3.3. ESQUEMAS DEL TIPO DE PREISSMANN.....	72
1.2.3.3.1. VERSIÓN INTEGRAL	72
1.2.3.3.2. VERSIÓN DIFERENCIAL	73
1.2.3.4. ESQUEMA DEL TIPO DE SÁNCHEZ Y FUENTES	75
1.3. MÉTODO DE OPERACIÓN ÓPTIMA (OPOP) (GONZÁLEZ, V. F., 1969).....	79
1.3.1. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE OPERACIÓN PARA UNA AVENIDA DADA	79
1.3.2. IDENTIFICACIÓN DE AVENIDAS.....	84
1.3.3. SEGURIDAD DE LA OBRA.....	86
1.3.4. CONDICIONES INICIALES	87
1.3.5. POLÍTICAS ÓPTIMAS SUPONIENDO CONOCIDA LA AVENIDA (BOLAÑOS 2010).....	89
1.4. OPERACIÓN SISTEMÁTICA DE COMPUERTAS (PALOMAS, 1992)	91
1.5. POLÍTICAS DE OPERACIÓN	95
1.5.1. MANEJO ÓPTIMO DE PRESAS	97
1.5.2. PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN Y SIMULACIÓN	98
1.6. TEORÍA DE CONFIABILIDAD (JIMÉNEZ, M., 1993)	101
1.7. ANÁLISIS DE RIESGO (MARENGO, H., 2006).....	107
1.8. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS DE INUNDACIÓN	109
2. CARACTERÍSTICAS DE LAS PRESAS	115
2.1. PRESA CERRO PRIETO, NUEVO LEÓN.....	119
2.1.1. OBRA DE EXCEDENCIAS	119
2.1.2. CONSTRUCCIÓN.....	120
2.1.3. OPERACIÓN.....	120
2.2. PRESA LA BOCA, NUEVO LEÓN.....	125
2.2.1. HIDROLOGÍA.....	126
2.2.2. CLIMATOLOGÍA	127
2.2.3. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.....	127
2.2.4. CONSTRUCCIÓN.....	128
2.2.5. OPERACIÓN.....	128
2.3. PRESA EL CUCHILLO, NUEVO LEÓN	133

2.3.1.	<i>HIDROLOGÍA</i>	133
2.3.2.	<i>OBRA DE EXCEDENCIAS</i>	134
2.3.3.	<i>OPERACIÓN</i>	134
2.4.	PRESA MARTE R. GÓMEZ, TAMAULIPAS	139
2.4.1.	<i>OBRA DE EXCEDENCIAS</i>	140
2.4.2.	<i>OPERACIÓN</i>	141
3.	PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	145
4.	DESARROLLO - METODOLOGÍA	149
4.1.	PRESA CERRO PRIETO	155
4.1.1.	<i>ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES</i>	155
4.1.2.	<i>ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS</i>	160
4.1.3.	<i>OPERACIÓN ÓPTIMA</i>	162
4.1.4.	<i>TRÁNSITO DE AVENIDAS</i>	173
4.1.4.1.	ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 282,52 MSNM (NAMO)	176
4.1.4.2.	ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE.....	179
4.1.4.2.1.	NIVEL INICIAL 262 MSNM	180
4.1.4.2.2.	NIVEL INICIAL 265 MSNM	183
4.1.4.2.3.	NIVEL INICIAL 268 MSNM	185
4.1.4.2.4.	NIVEL INICIAL 271 MSNM	187
4.1.4.2.5.	NIVEL INICIAL 274 MSNM	189
4.1.4.2.6.	NIVEL INICIAL 277 MSNM	191
4.1.4.2.7.	NIVEL INICIAL 280 MSNM	193
4.1.4.2.8.	NIVEL INICIAL 282,52 MSNM (NAMO).....	195
4.1.4.2.9.	NIVEL INICIAL 283 MSNM	197
4.1.4.2.10.	RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES 199	
4.1.5.	<i>ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA</i>	200
4.1.6.	<i>TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE</i>	205
4.1.7.	<i>COSTOS POR AFECTACIÓN</i>	208
4.1.8.	<i>CONCLUSIONES</i>	211
4.2.	PRESA LA BOCA	215
4.2.1.	<i>ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES</i>	215
4.2.2.	<i>ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS</i>	216

4.2.3. MAYORACIÓN DE LA AVENIDA	219
4.2.4. OPERACIÓN ÓPTIMA	222
4.2.5. TRÁNSITO DE AVENIDAS	229
4.2.5.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 448,50 MSNM.....	231
4.2.5.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE.....	234
4.2.5.2.1. NIVEL INICIAL 439,5 MSNM.....	234
4.2.5.2.2. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES	235
4.2.6. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA	236
4.2.7. REVISIÓN DEL VERTEDOR	238
4.2.7.1. ELEVACIÓN INICIAL 448,50 MSNM (NAMO).....	238
4.2.7.2. RESUMEN GENERAL DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN ASOCIADAS A DIVERSOS NIVELES INICIALES.....	241
4.2.8. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE	242
4.2.9. COSTOS POR AFECTACIÓN	243
4.2.10. CONCLUSIONES	245
4.3. PRESA EL CUCHILLO	247
4.3.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES	247
4.3.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS	247
4.3.3. OPERACIÓN ÓPTIMA	250
4.3.4. TRÁNSITO DE AVENIDAS	256
4.3.4.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 162,35 MSNM.....	258
4.3.4.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE.....	261
4.3.4.2.1. NIVEL INICIAL 156 MSNM.....	261
4.3.4.2.2. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES	262
4.3.5. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA	263
4.3.6. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE	265
4.3.7. COSTOS POR AFECTACIÓN	266
4.3.8. CONCLUSIONES	268
4.4. PRESA MARTE R. GÓMEZ	269
4.4.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES	269
4.4.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS	270
4.4.3. OPERACIÓN ÓPTIMA	273
4.4.4. TRÁNSITO DE AVENIDAS	281
4.4.4.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 76,34 MSNM.....	283
4.4.4.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE.....	286

4.4.4.2.1.	NIVEL INICIAL 61 MSNM.....	287
4.4.4.2.2.	RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES	288
4.4.5.	ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA.....	290
4.4.6.	TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE.....	291
4.4.7.	COSTOS POR AFECTACIÓN.....	292
4.4.8.	CONCLUSIONES.....	294
5.	CONCLUSIONES.....	297
5.1.	PRESA CERRO PRIETO.....	298
5.2.	PRESA LA BOCA.....	300
5.3.	PRESA EL CUCHILLO.....	302
5.4.	PRESA MARTE R. GÓMEZ.....	303
5.5.	CONCLUSIÓN GENERAL.....	305
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	309

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura I.1.</i>	<i>Cuenca y características generales del río Bravo.</i>	<i>27</i>
<i>Figura I.2.</i>	<i>Sistema de presas en estudio.</i>	<i>28</i>
<i>Figura A.1.</i>	<i>Presa Guadalupe en un periodo con escurrimiento normal y durante las inundaciones ocasionadas por Beulah.</i>	<i>33</i>
<i>Figura A.2.</i>	<i>Hidrograma de descarga para cada estación sobre el Río Bravo, aguas abajo de la presa Falcón.</i>	<i>34</i>
<i>Figura A.3.</i>	<i>Vista aérea de la presa Marte R. Gómez descargando aprox. 4 250 m³/s.</i>	<i>35</i>
<i>Figura A.4.</i>	<i>Barco de gran tonelaje, arrojado dentro de la zona costera de Yucatán, debido a los vientos con velocidades mayores a los 300 km/h, que ocasionaron una marejada de 5 msnm.</i>	<i>36</i>
<i>Figura A.5.</i>	<i>Huracán Alex al día 3 de Julio (National Weather Service).</i>	<i>38</i>
<i>Figuras A.6 – 11.</i>	<i>Afectaciones provocadas por la presencia del huracán Alex.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 1.1.</i>	<i>Ejemplo de distribuciones de probabilidad.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 1.2.</i>	<i>Distribución Bivariada Gasto – Volumen.</i>	<i>43</i>
<i>Figura 1.3.</i>	<i>Tránsito de una avenida con gasto de pico grande y poco volumen.</i>	<i>45</i>
<i>Figura 1.4.</i>	<i>Tránsito de avenida con gasto de pico grande y gran volumen.</i>	<i>45</i>
<i>Figura 1.5.</i>	<i>Hidrograma de entrada y salida de un vaso.</i>	<i>52</i>
<i>Figura 1.6.</i>	<i>Relación invariable.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 1.7.</i>	<i>Vertedor con cresta libre.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 1.8.</i>	<i>Vertedor con cresta controlada.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 1.9.</i>	<i>Relación entre el gasto de entrada y salida, así como el almacenamiento en un tramo de canal al presentarse una avenida.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 1.10.</i>	<i>Relación almacenamiento-gasto de salida.</i>	<i>61</i>
<i>Figura 1.11.</i>	<i>Discretización espacio-tiempo empleada en el método de Muskingum – Cunge.</i>	<i>64</i>
<i>Figura 1.12.</i>	<i>Propagación de disturbios en flujo subcrítico en un canal.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 1.13.</i>	<i>Volumen de control para la ecuación de continuidad.</i>	<i>69</i>
<i>Figura 1.14.</i>	<i>Volumen de control para la ecuación de cantidad de movimiento.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 1.15.</i>	<i>Malla en el plano (x, t) del esquema de Preissmann.</i>	<i>73</i>
<i>Figura 1.16.</i>	<i>Secciones a lo largo del cauce.</i>	<i>76</i>
<i>Figura 1.17.</i>	<i>Esquema de la presa y vertedor, e hidrograma de entrada.</i>	<i>81</i>
<i>Figura 1.18.</i>	<i>Mínimo gasto máximo con que puede desalojar una avenida de periodo de retorno T_R.</i>	<i>83</i>
<i>Figura 1.19.</i>	<i>Hidrogramas para avenidas de periodo de retorno T_1, T_2, T_3.</i>	<i>84</i>
<i>Figura 1.20.</i>	<i>Operación de acuerdo con la política para avenida con periodo de retorno T_1, pero cuando la avenida de entrada tiene un periodo de retorno T_2.</i>	<i>85</i>

Figura 1.21.	<i>Política de operación para la avenida de diseño.</i>	87
Figura 1.22.	<i>Gastos máximos para diferentes almacenamientos iniciales S y periodos de retorno T_R.</i>	88
Figura 1.23.	<i>Comparación de la evolución en el almacenamiento para T_r 100 y 10 000 años.</i>	90
Figura 1.24.	<i>Hidrograma representativo de una avenida.</i>	91
Figura 1.25.	<i>Curva tipo de descenso de avenidas.</i>	93
Figura 1.26.	<i>Hidrograma con curva tipo de descenso de avenidas.</i>	94
Figura 1.27.	<i>Procedimiento de programación dinámica.</i>	97
Figura 1.28.	<i>Gasto máximo vs magnitud del daño.</i>	112
Figura 1.29.	<i>Gasto máximo vs probabilidad de excedencia.</i>	113
Figura 1.30.	<i>Daño esperado.</i>	113
Figura 2.1.	<i>Sistema de presas en estudio.</i>	117
Figura 2.2.	<i>Presa Cerro Prieto.</i>	119
Figura 2.3.	<i>Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Cerro Prieto.</i>	124
Figura 2.4.	<i>Presa Rodrigo Gómez (La Boca).</i>	126
Figura 2.5.	<i>Obra de excedencias. Presa La Boca.</i>	128
Figura 2.6.	<i>Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa La Boca.</i>	131
Figura 2.7.	<i>Presa El Cuchillo.</i>	132
Figura 2.8.	<i>Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa El Cuchillo.</i>	137
Figura 2.9.	<i>Presa Marte R. Gómez.</i>	138
Figura 2.10.	<i>Obra de excedencias. Presa Marte R. Gómez.</i>	140
Figura 2.11.	<i>Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.</i>	143
Figura 3.1.	<i>Interfaz de inicio, Base de Datos. Presa Cerro Prieto.</i>	145
Figura 3.2.	<i>Características, Base de Datos. Presa Cerro Prieto.</i>	146
Figura 3.3.	<i>Curva EAC, Base de Datos. Presa Cerro Prieto.</i>	146
Figura 3.4.	<i>Niveles en el embalse con errores (1991 – 2000), Presa Cerro Prieto.</i>	147
Figura 3.5.	<i>Niveles en el embalse corregidos (1991 – 2000), Presa Cerro Prieto.</i>	148
Figura 4.1.	<i>Curva gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia.</i>	153
Figura 4.2.	<i>Curva de permanencia de gastos.</i>	158
Figura 4.3.	<i>Gastos medios mensuales.</i>	159
Figura 4.4.	<i>Gastos medios anuales.</i>	159
Figura 4.5.	<i>Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa Cerro Prieto.</i>	160
Figura 4.6.	<i>Avenidas de diseño. Presa Cerro Prieto.</i>	161
Figura 4.7.	<i>Frecuencias Relativas. Presa Cerro Prieto.</i>	168
Figura 4.8.	<i>Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa Cerro Prieto.</i>	172

Figura 4.9.	Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa Cerro Prieto.	173
Figura 4.10.	Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Cerro Prieto.	174
Figura 4.11.	Curva Elevaciones – Gastos. Presa Cerro Prieto.	175
Figura 4.12.	Tránsito de la Avenida de la Presa Cerro Prieto. Elevación inicial $h = 282,52$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	176
Figura 4.13.	Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa Cerro Prieto. Elevación inicial $h = 282,52$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	177
Figura 4.14.	Curva Tr - Elevaciones. Presa Cerro Prieto.	179
Figura 4.15.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 262 msnm.	182
Figura 4.16.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 265 msnm.	184
Figura 4.17.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 268 msnm.	186
Figura 4.18.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 271 msnm.	188
Figura 4.19.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 274 msnm.	190
Figura 4.20.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 277 msnm.	192
Figura 4.21.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 280 msnm.	194
Figura 4.22.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 282,52 msnm.	196
Figura 4.23.	Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 283 msnm.	198
Figura 4.24.	Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.	199
Figura 4.25.	Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.	205
Figura 4.26.	Perfil del nivel del agua.	206
Figura 4.27.	Modelación en el programa LAMINA.	207
Figura 4.28.	Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.	210
Figura 4.29.	Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa La Boca.	217
Figura 4.30.	Avenidas de diseño. Presa La Boca.	218
Figura 4.31.	Avenidas Junio – Julio 2010. Presa La Boca.	220
Figura 4.32.	Avenidas de diseño Mayoradas. Presa La Boca.	222
Figura 4.33.	Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa La Boca.	228
Figura 4.34.	Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa La Boca.	229
Figura 4.35.	Curva Elevaciones – Capacidades. Presa La Boca.	230
Figura 4.36.	Curva Elevaciones – Gastos. Presa La Boca.	230
Figura 4.37.	Tránsito de la Avenida de la Presa La Boca. Elevación inicial $h = 448,50$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	231

Figura 4.38.	Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa La Boca. Elevación inicial $h = 448,50$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	232
Figura 4.39.	Curva Tr - Elevaciones. Presa La Boca.	233
Figura 4.40.	Curva Qdes Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 439,5 msnm.	235
Figura 4.41.	Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.	236
Figura 4.42.	Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa La Boca.	238
Figura 4.43.	Almacenamientos máximos ante diversas avenidas (448,50 msnm NAMO).	239
Figura 4.44.	Tránsito de la avenida conjunta (448,50 msnm NAMO).	240
Figura 4.45.	Almacenamiento máximo de la avenida conjunta (448,50 msnm NAMO).	240
Figura 4.46.	Política de Operación óptima (448,50 msnm NAMO).	241
Figura 4.47.	Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.	244
Figura 4.48.	Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa El Cuchillo.	248
Figura 4.49.	Avenidas de diseño. Presa El Cuchillo.	249
Figura 4.50.	Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa El Cuchillo.	255
Figura 4.51.	Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa El Cuchillo.	256
Figura 4.52.	Curva Elevaciones – Capacidades. Presa El Cuchillo.	257
Figura 4.53.	Curva Elevaciones – Gastos. Presa El Cuchillo.	257
Figura 4.54.	Tránsito de la Avenida de la Presa El Cuchillo. Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	258
Figura 4.55.	Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa El Cuchillo. Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.	259
Figura 4.56.	Curva Tr - Elevaciones. Presa El Cuchillo.	260
Figura 4.57.	Curva Qdes Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 156 msnm.	262
Figura 4.58.	Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.	263
Figura 4.59.	Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa El Cuchillo.	265
Figura 4.60.	Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.	267
Figura 4.61.	Curva de gastos - duración - periodo de retorno. Presa Marte R. Gómez.	271
Figura 4.62.	Avenidas de diseño. Presa Marte R. Gómez.	272
Figura 4.63.	Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa Marte R. Gómez.	280
Figura 4.64.	Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa Marte R. Gómez.	281
Figura 4.65.	Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.	282
Figura 4.66.	Curva Elevaciones – Gastos. Presa Marte R. Gómez.	282

<i>Figura 4.67.</i>	<i>Tránsito de la Avenida de la Presa Marte R. Gómez. Elevación inicial $h = 76,34$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.</i>	<i>283</i>
<i>Figura 4.68.</i>	<i>Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa Marte R. Gómez. Elevación inicial $h = 76,34$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.</i>	<i>284</i>
<i>Figura 4.69.</i>	<i>Curva Tr - Elevaciones. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>286</i>
<i>Figura 4.70.</i>	<i>Curva Qdes Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 61 msnm.</i>	<i>288</i>
<i>Figura 4.71.</i>	<i>Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.</i>	<i>289</i>
<i>Figura 4.72.</i>	<i>Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>291</i>
<i>Figura 4.73.</i>	<i>Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.</i>	<i>293</i>
<i>Figura 5.1.</i>	<i>Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia. Presa Cerro Prieto</i>	<i>298</i>
<i>Figura 5.2.</i>	<i>Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia. Presa La Boca</i>	<i>300</i>
<i>Figura 5.3.</i>	<i>Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia. Presa El Cuchillo</i>	<i>302</i>
<i>Figura 5.4.</i>	<i>Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>303</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla A.1.	Gastos máximos registrados por el paso del huracán Gilberto.	37
Tabla 2.1.	Características generales. Presa Cerro Prieto.	121
Tabla 2.2.	Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Cerro Prieto.	123
Tabla 2.3.	Características generales. Presa La Boca.	129
Tabla 2.4.	Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa La Boca.	132
Tabla 2.5.	Características generales. Presa El Cuchillo.	135
Tabla 2.6.	Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa El Cuchillo.	137
Tabla 2.7.	Características generales. Presa Marte R. Gómez.	142
Tabla 2.8.	Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.	143
Tabla 4.1.	Probabilidad de excedencia conjunta.	154
Tabla 4.2.	Gastos medios mensuales. Presa Cerro Prieto.	156
Tabla 4.3.	Permanencia de gastos medios mensuales. Presa Cerro Prieto.	157
Tabla 4.4.	Gastos medios diarios para distintos eventos de diseño. Presa Cerro Prieto.	162
Tabla 4.5.	Matriz de grupos. Presa Cerro Prieto.	164
Tabla 4.6.	Frecuencias Relativas. Presa Cerro Prieto.	165
Tabla 4.7.	Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Anual Presa Cerro Prieto.	170
Tabla 4.8.	Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Quincenal. Presa Cerro Prieto.	171
Tabla 4.9.	Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Cerro Prieto.	174
Tabla 4.10.	Curva Elevaciones – Gastos. Presa Cerro Prieto.	175
Tabla 4.11.	Resumen del tránsito de avenidas. Presa Cerro Prieto.	178
Tabla 4.12.	Frecuencias absolutas - relativas. Presa Cerro Prieto.	180
Tabla 4.13.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 262 msnm. Presa Cerro Prieto.	181
Tabla 4.14.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 265 msnm. Presa Cerro Prieto.	183
Tabla 4.15.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 268 msnm. Presa Cerro Prieto.	185
Tabla 4.16.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 271 msnm. Presa Cerro Prieto.	187
Tabla 4.17.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 274 msnm. Presa Cerro Prieto.	189
Tabla 4.18.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 277 msnm. Presa Cerro Prieto.	191
Tabla 4.19.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 280 msnm. Presa Cerro Prieto.	193
Tabla 4.20.	Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 282,52 msnm. Presa Cerro Prieto.	195

Tabla 4.21.	<i>Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 283 msnm. Presa Cerro Prieto.</i>	197
Tabla 4.22.	<i>Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.</i>	200
Tabla 4.23.	<i>Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.</i>	204
Tabla 4.24.	<i>Áreas de afectación.</i>	207
Tabla 4.25.	<i>Costo por área de afectación.</i>	209
Tabla 4.26.	<i>Costo total de riesgo esperado.</i>	211
Tabla 4.27.	<i>Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor.</i>	213
Tabla 4.28.	<i>Gastos medios mensuales. Presa La Boca.</i>	215
Tabla 4.29.	<i>Gastos individuales para distintos eventos de diseño. Presa La Boca.</i>	219
Tabla 4.30.	<i>Factor de Mayoración. Presa La Boca.</i>	220
Tabla 4.31.	<i>Gastos de diseño mayorados. Presa La Boca.</i>	221
Tabla 4.32.	<i>Matriz de grupos. Presa La Boca.</i>	223
Tabla 4.33.	<i>Frecuencias Relativas. Presa La Boca.</i>	224
Tabla 4.34.	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Anual. Presa La Boca.</i>	226
Tabla 4.35.	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Quincenal. Presa La Boca.</i>	227
Tabla 4.36.	<i>Resumen del tránsito de avenidas. Presa La Boca.</i>	233
Tabla 4.37.	<i>Frecuencias absolutas - relativas. Presa La Boca.</i>	234
Tabla 4.38.	<i>Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa La Boca.</i>	237
Tabla 4.39.	<i>Tránsitos de avenida con política de operación óptima.</i>	242
Tabla 4.40.	<i>Costo por área de afectación.</i>	243
Tabla 4.41.	<i>Costo total de riesgo esperado.</i>	244
Tabla 4.42.	<i>Gastos medios mensuales. Presa El Cuchillo.</i>	247
Tabla 4.43.	<i>Gastos individuales para distintos eventos de diseño. Presa El Cuchillo.</i>	250
Tabla 4.44.	<i>Matriz de grupos. Presa El Cuchillo.</i>	251
Tabla 4.45.	<i>Frecuencias Relativas. Presa El Cuchillo.</i>	252
Tabla 4.46.	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Anual. Presa El Cuchillo.</i>	253
Tabla 4.47.	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Quincenal. Presa El Cuchillo.</i>	254
Tabla 4.48.	<i>Resumen del tránsito de avenidas. Presa El Cuchillo.</i>	260
Tabla 4.49.	<i>Frecuencias absolutas - relativas. Presa El Cuchillo.</i>	261
Tabla 4.50.	<i>Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa El Cuchillo.</i>	264
Tabla 4.51.	<i>Costo por área de afectación.</i>	266
Tabla 4.52.	<i>Costo total de riesgo esperado.</i>	267
Tabla 4.53.	<i>Gastos medios mensuales. Presa Marte R. Gómez.</i>	269
Tabla 4.54.	<i>Gastos individuales para distintos eventos de diseño. Presa Marte R. Gómez.</i>	272

<i>Tabla 4.55.</i>	<i>Matriz de grupos. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>273</i>
<i>Tabla 4.56.</i>	<i>Frecuencias Relativas. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>276</i>
<i>Tabla 4.57.</i>	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>277</i>
<i>Tabla 4.58.</i>	<i>Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>278</i>
<i>Tabla 4.59.</i>	<i>Resumen del tránsito de avenidas. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>285</i>
<i>Tabla 4.60.</i>	<i>Frecuencias absolutas - relativas. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>287</i>
<i>Tabla 4.61.</i>	<i>Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>290</i>
<i>Tabla 4.62.</i>	<i>Costo por área de afectación.</i>	<i>292</i>
<i>Tabla 4.63.</i>	<i>Costo total de riesgo esperado.</i>	<i>293</i>
<i>Tabla 4.64.</i>	<i>Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor.</i>	<i>295</i>
<i>Tabla 5.1.</i>	<i>Costo total de riesgo esperado. Presa Cerro Prieto.</i>	<i>299</i>
<i>Tabla 5.2.</i>	<i>Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor. Presa Cerro Prieto.</i>	<i>299</i>
<i>Tabla 5.3.</i>	<i>Costo total de riesgo esperado. Presa La Boca.</i>	<i>300</i>
<i>Tabla 5.4.</i>	<i>Tránsitos de avenida – Políticas de operación óptima. Presa La Boca.</i>	<i>301</i>
<i>Tabla 5.5.</i>	<i>Costo total de riesgo esperado. Presa El Cuchillo.</i>	<i>302</i>
<i>Tabla 5.6.</i>	<i>Costo total de riesgo esperado. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>303</i>
<i>Tabla 5.7.</i>	<i>Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor. Presa Marte R. Gómez.</i>	<i>304</i>

INTRODUCCIÓN

Actualmente se considera que las avenidas de diseño y políticas de operación de las obras de excedencias y de toma del sistema de presas conformado por Marte R. Gómez, La Boca, El Cuchillo (Cuenca del río Bravo) y Cerro Prieto (Cuenca del río San Fernando), ya no cumplen con las demandas de infraestructura actuales, así como con las expectativas de aprovechamiento sostenible para los usuarios del agua y el medio ambiente.

Por lo cual se desarrolló el presente estudio, que permite optimizar la operación del sistema de presas mencionado, en forma consistente con las condiciones hidrometeorológicas que puedan resultar para el control de avenidas, abastecimiento de agua potable y riego, incorporando de manera tangible un manual para la operación de las mismas.

Para ello se desarrollaron, aplicaron y adaptaron diversos modelos de optimización, simulación y evaluación, así como otras herramientas de apoyo en la toma de decisiones asociadas con la operación del sistema de presas en estudio, enfocando su análisis a dos rubros:

- Políticas de operación a corto plazo (diarias) de las obras de excedencias, las cuales parten de la metodología del OPOP, **González, V. F. (1969)**, siendo aplicada a casos reales, realizando una comparativa ante las avenidas máximas históricas (Huracán Alex, Gilberto, Beulah).
- Políticas de operación a largo plazo (quincenales o mensuales), optimizando la operación de las obras de toma en los embalses ante eventos de larga duración.

De lo anterior se plantearon los siguientes objetivos:

- Políticas de operación a corto plazo.- con la finalidad de mantener los niveles óptimos en el sistema de presas ante algún evento emergente, se elaboró un manual guía para la operación de los embalses.

- Políticas de operación a largo plazo.- del análisis efectuado se obtuvieron dos enfoques de curvas guía:
- Estimación del riesgo por inundaciones aguas abajo de las presas, mediante el desarrollo de una metodología que, a diferencia de la tradicional, vincula ambas políticas en la estimación de dicho riesgo.

ZONA DE ESTUDIO

La cuenca Hidrológica del río Bravo se ubica al norte del territorio nacional y se comparte con los Estados Unidos de América, cubre una superficie total de 457 275 km², de los cuales 226 275 km² (49,5%) pertenecen a los Estados Unidos Mexicanos representando el 11,6% del territorio nacional y 231 000 km² (50,5%) del territorio de los Estados Unidos de América.

El río Bravo a lo largo de 2 000 km constituye el límite entre los Estados Unidos Mexicanos y los Estados Unidos de América, por lo que la distribución de sus aguas se rige por el Tratado sobre Distribución de Aguas Internacionales entre los Estados Unidos Mexicanos y los Estados Unidos de América, suscrito el 3 de febrero de 1944 y publicado en el Diario Oficial de la Federación de fecha 30 de marzo de 1946. Para facilitar el cumplimiento de los compromisos del Tratado de 1944, se creó la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA).



Superficie en la parte mexicana	226 275	km ²
Número de municipios	124	
Longitud del Río Bravo (de Cd. Juárez al Golfo de México)	2 000	km ²
Escorrentamiento medio anual	6 800	hm ³
Precipitación media anual	425	mm
Recarga anual de acuíferos	2 530	hm ³
Descarga de aguas residuales	625	hm ³

Figura I.1. Cuenca y características generales del río Bravo.

Este río ha marcado desde 1848 la frontera entre México y Estados Unidos de América desde las ciudades de El Paso, Texas y Ciudad Juárez, Chihuahua, hasta el Golfo de México.

Actualmente el río Bravo es sobreexplotado, es decir, existen más consumidores del agua que la cantidad de agua misma que contiene el río. Los ecologistas temen que, a menos que la precipitación pluvial regrese a sus niveles normales durante los próximos años y se restrinja el consumo de agua o se tomen medidas estrictas de conservación de la misma, el río Bravo pronto puede extinguirse.

El río Bravo nace en montañas a gran altitud y mantiene su flujo en una elevación alta durante gran parte de su longitud; El Paso está a 1 147 msnm. En Nuevo México el río atraviesa las fracturas del Río Grande desde una cuenca hasta otras llenas de sedimentos, sosteniendo un frágil ecosistema en su base. Desde El Paso hacia el este el río fluye a través del desierto. El río desemboca en un delta arenoso en el golfo de México, en donde en períodos extensivos de clima seco el río cesa de fluir hacia el golfo.

En la cuenca del Río Bravo/Grande se han construido un gran número de presas como La Amistad, Caballo, El Cuchillo, Elephant Butte, F. Madero, Falcón, Luis L. León, Red Bluff y San Gabriel, entre otras; dentro de las cuales, para el objetivo de esta investigación destacan las presas La Boca, El Cuchillo, Cerro Prieto y Marte R. Gómez, ubicadas en la Fig I.2.

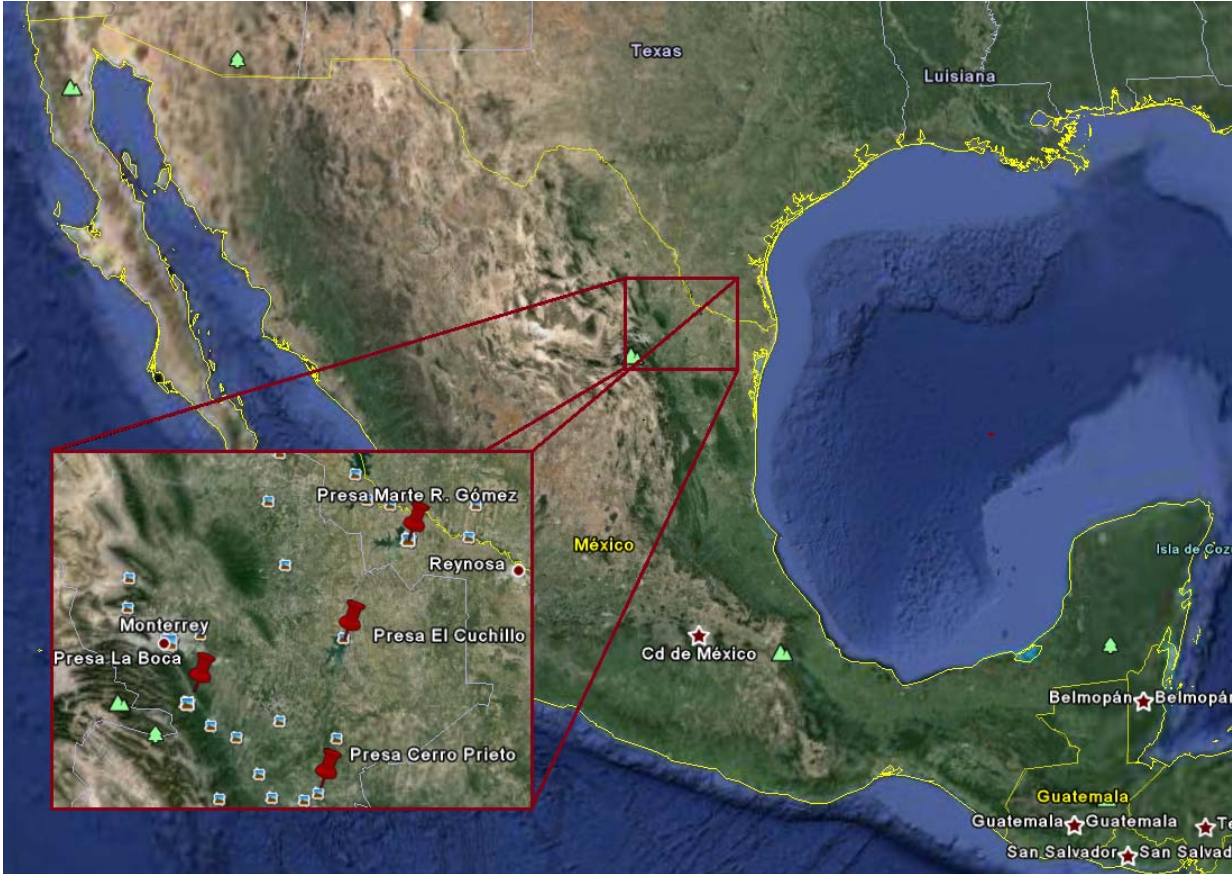


Figura 1.2. Sistema de presas en estudio.

ANTECEDENTES

El problema de determinar la política de operación óptima a largo plazo en un sistema de presas ha sido el tema de numerosas investigaciones y publicaciones en los últimos sesenta años. A continuación se presentan trabajos de investigación y publicaciones referentes al tema, realizados en México y en el extranjero.

González V. F. (1960), demostró que dada una avenida de entrada, la política que hace mínimo el gasto máximo de salida (y por lo tanto los daños) consiste en abrir totalmente las compuertas, hasta alcanzar un gasto de salida que se mantenga constante y cuyo valor depende del nivel máximo que no debe sobrepasarse.

El método para la operación sistemática de compuertas en vertedores de presas, **Palomas (1992)**, permite que la información hidrológica de horas antes y la información meteorológica del estado del tiempo en horas siguientes, se pueda utilizar de un modo sistemático, para operar las compuertas de vertedores a partir de decisiones seguras por parte del operador.

En la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se encuentran los trabajos de **Rebolledo S. (1990)**, que analiza la “Operación óptima de un sistema hidráulico formado por dos presas en paralelo”; **Avilés H. R. (1994)** con la “Optimización en línea de presas hidroeléctricas”; **Contreras C. C. (1999)** con la “Operación óptima de sistema de presas en cascada”; **Arganis J. M. (2004)** con la “Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico”.

En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua se encuentran los trabajos de **Sánchez C. y Wagner G., en el 2003**, los cuales presentan la “Determinación de reglas de operación óptima para dos embalses, utilizando un algoritmo genético” y en el 2004 “Modelo numérico para la operación óptima de un hidrosistema de aguas superficiales”.

En particular la operación óptima del sistema de presas del río Grijalva ha sido objeto de estudio para el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En dicho instituto se encuentran los trabajos de **Domínguez et al (1993)** en el que se planteó el problema de determinar políticas de operación mensual, que hicieran máxima a una función objetivo que toma en cuenta la generación de energía a largo plazo y que procura evitar derrames y déficit; **Domínguez et al (1998)** complementa el estudio de 1993, definiendo políticas de extracción trabajando el sistema de presas La Angostura y Malpaso, en función del almacenamiento final del mes previo, en ambas presas; **Domínguez et al (2000)** hace una revisión del funcionamiento y operación de las presas del río Grijalva; **Domínguez et al (2001)** adapta el modelo de optimación de políticas de extracciones del sistema de presas, considerando el valor relativo de la energía “de pico” respecto a la “de base”, incorporando restricciones de energía mínima propuesta por CFE; **Domínguez et al (2006)** generan nuevas políticas de operación, que toman en cuenta los eventos hidrológicos ocurridos en el 2005.

La mayoría de los problemas de tránsito de avenidas en cauces y canales, se describen adecuadamente con las llamadas ecuaciones de **Saint Venant**, es decir, con las ecuaciones de flujo unidimensional no permanente a superficie libre. Existen diversas versiones de las ecuaciones fundamentales, como la versión integral, que matemáticamente es la más completa pues garantiza que se conserve la masa y la cantidad de movimiento sin importar si las variables son continuas o discontinuas; en la práctica, la mayoría de los modelos matemáticos se basan en las versiones en ecuaciones diferenciales parciales, como explican por ejemplo, **Chaudry (2008)**, **Cunge et al (1980)**, **Berezowsky y Jiménez (1995)**. Los métodos de tránsito hidrológico se basan en una relación de almacenamiento.

Los métodos de la **Teoría de confiabilidad** permiten tomar en cuenta las diversas variables aleatorias relacionadas con las demandas y las capacidades del sistema, a diferencia de los métodos normales de diseño, que consideran a un solo factor como variable aleatoria (definida mediante una determinada ley o distribución de probabilidad), y al resto se les considera solo sus valores promedio. Sin embargo, esto implica la

utilización de toda la información posible que sobre las variables se tenga, por lo que se deben adoptar criterios que permitan conocer la importancia de las variables analizadas, para evitar un estudio demasiado detallista y exhaustivo, **Jiménez (1993)**.

En los últimos años, la estimación de daños por inundaciones está cobrando fuerza en el mundo, siendo este un enfoque predominante en las políticas de operación de los embalses. **Merz et al (2010)**, en su artículo “Assessment of economic flood damage” clasifica las técnicas y líneas de investigación para la evaluación de daños económicos por inundaciones.

Marengo (2006) enfatizó que el ingeniero debe abordar significativamente su preocupación para tratar de conocer los factores más importantes que se deben considerar en un análisis de riesgo de falla de las mismas y establecer los criterios para que los efectos de los eventos extremos puedan ser reducidos.

Por otra parte, **Ordaz (2011)**, presentó técnicas con las cuales es posible la estimación del riesgo asociado a inundaciones generadas por el vertido controlado de las aguas excedentes de una presa, auxiliando en la planeación e implementación de medidas de prevención y mitigación contra inundaciones.

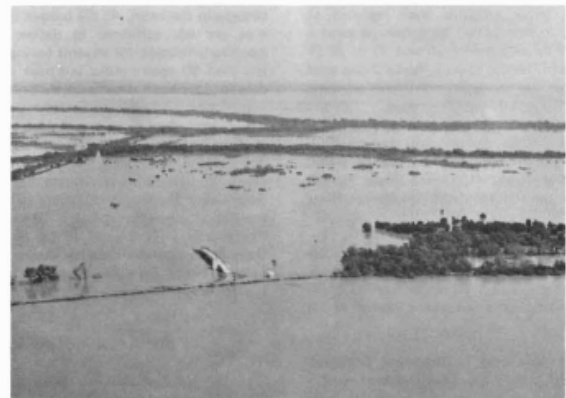
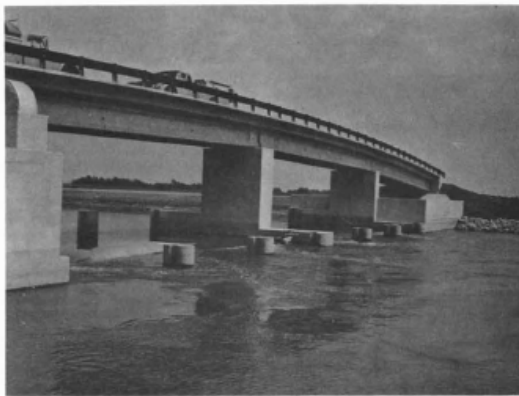
EVENTOS MÁXIMOS HISTÓRICOS REGISTRADOS

HURACÁN BEULAH (1967)

Las lluvias torrenciales producidas por el huracán Beulah causaron inundaciones que rompieron records por su magnitud en varios arroyos en un área de aproximadamente 128 000 km² en el noreste del país y el sur de Texas durante septiembre y octubre de 1967.

Beulah durante su recorrido causó daños en las islas de Santa Lucía, Martinica, Puerto Rico, República Dominicana y Haití, toca Cozumel el día 16 de septiembre con vientos de 160 km/h, donde aproximadamente el 40% de las casas en la isla fueron destruidas, para después continuar hacia el norte donde nuevamente toca tierra en la costa cerca de Brownsville, Texas el día 20 de septiembre, para finalmente disiparse en las montañas al norte de México el día 22.

Los daños causados en Estados Unidos por Beulah se estiman en 160 millones de dólares, incluyendo daños por viento, lluvia, mareas y erosión.



Photograph by Guadalupe-Blanco River Authority

Figura A.1. Presa Guadalupe en un periodo con escurrimiento normal y durante las inundaciones ocasionadas por Beulah.

Por el lado mexicano, no se cuenta con suficientes datos, ya que la mayor parte de las estaciones fueron destruidas por las inundaciones.

El gasto medio diario registrado en el río Bravo (Estación Ciudad Mier, Tamaulipas) fue de 1 951 m³/s.

El gasto pico de salida de la presa Marte R. Gómez fue de 4 530,7 m³/s (registrados el día 25 de septiembre).

El gasto máximo registrado en el cauce principal del río Bravo fue de 6 229,7 m³/s (registrado en la estación Fort Ringgold, perteneciente a Estados Unidos).

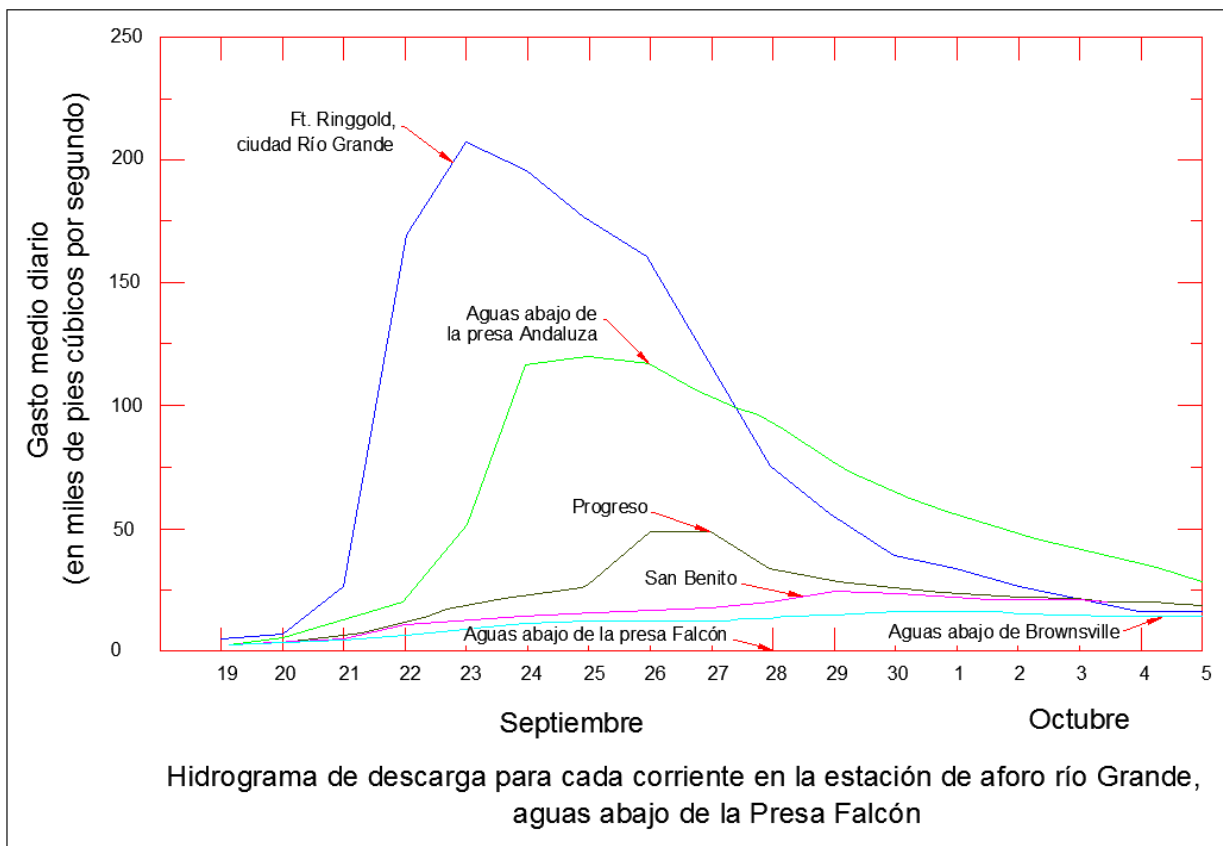


Figura A.2. Hidrograma de descarga para cada estación sobre el Río Bravo, aguas abajo de la presa Falcón.



U.S. Army Photograph

Figura A.3. Vista aérea de la presa Marte R. Gómez descargando aprox. $4\,250\text{ m}^3/\text{s}$.

HURACÁN GILBERTO (1988)

Durante la temporada ciclónica de 1988 se presentaron 19 ciclones, de los cuales 4 huracanes y 3 tormentas tropicales tocaron tierra.

El día 10 de septiembre, al sur de Puerto Rico, Gilberto alcanzó la categoría de huracán, presentando velocidades de vientos de hasta 295 km/h.

Gilberto a su paso ocasionó grandes daños en República Dominicana, Haití, Jamaica (con mareas de 2,7 m sobre el nivel del mar), Islas Caimán (mareas 1,5 m sobre el nivel del mar), Honduras, la península de Yucatán (tocó tierra el día 14 de septiembre, ocasionando una marejada 5 m sobre el nivel del mar y vientos de 324 km/h), Tamaulipas, Nuevo León y Texas.

A su paso por la península de Yucatán, el mayor daño ocasionado por Gilberto fue en las construcciones, en Cancún resultaron seriamente dañadas 3 977 plazas hoteleras y 1 362 en Cozumel.

El daño a los cultivos se estimó en 220 000 ha. cultivadas de maíz, 6 000 ha. de frijol y 10 000 ha de arroz totalmente destruidas en Quintana Roo, Yucatán y Campeche, así como 20 000 ha de maíz en Tamaulipas.

El 22 de septiembre, el gobierno mexicano contabilizaba 675 000 damnificados y 250 muertos, las pérdidas materiales se calcularon en 2,5 billones de pesos en infraestructura de comunicaciones y hotelera, viviendas, ganadería, pesca y agricultura.

Algunos datos de precipitaciones provocadas por Gilberto son los siguientes:

- 340 mm en San Nicolás, Tamaulipas, el día 17 de septiembre
- 280 mm en Nunkini , Campeche, el día 15 de septiembre
- 280 mm en Guadalupe, Tamaulipas, el día 17 de septiembre
- 278 mm en Xcupil, Campeche, el día 15 de septiembre.

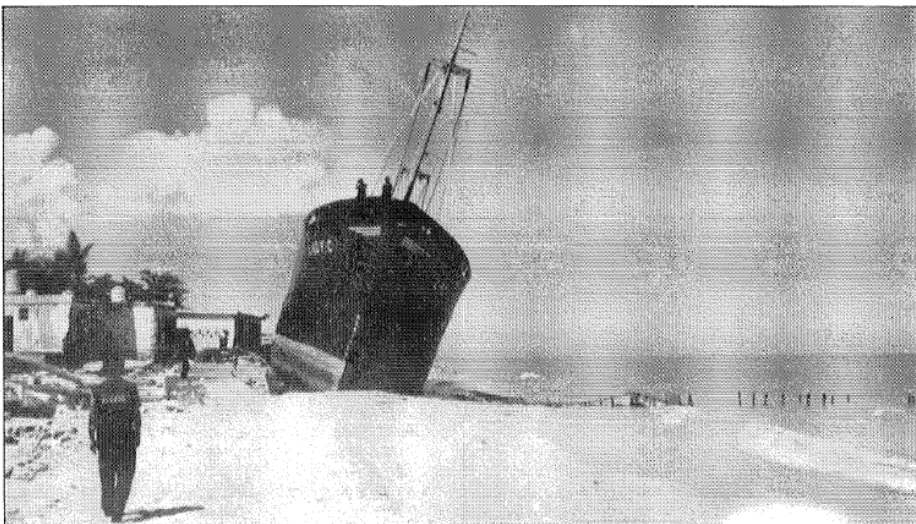


Figura A.4. Barco de gran tonelaje, arrojado dentro de la zona costera de Yucatán, debido a los vientos con velocidades mayores a los 300 km/h, que ocasionaron una marejada de 5 msnm.

A continuación en la Tabla A.1, se presentan los gastos máximos reportados en las estaciones hidrométricas de la región de Nuevo León y Tamaulipas durante el paso del huracán Gilberto.

Tabla A.1. Gastos máximos registrados por el paso del huracán Gilberto.

Estado	Río	Estación	Área km ²	Gasto		Gasto por unidad de área	
				Gilberto m ³ /s	Histórico m ³ /s	Gilberto m ³ /s/km ²	Histórico m ³ /s/km ²
Nuevo León	Santa Catarina	Puente Zaragoza	1 333	1 900	178	1,43	0,13
Nuevo León	San Juan	Tepehuaje	3 594	5 880	2 302	1,64	0,64
Nuevo León	Pesquería	Los Herrera	20 023	900	1 317	0,04	0,07
Nuevo León	Potosí	Cabezones	1 166	6 900	1 128	5,92	0,97
Nuevo León	Pablillo	Linares S	994	730	472	0,73	0,47
Nuevo León	Camacho	Linares N	428	1 090	1 086	2,55	2,54
Tamaulipas	San Fernando	San Fernando	14 797	4 400	2 258	0,30	0,15

HURACÁN ALEX (2010)

El huracán Alex fue el primer ciclón tropical de la temporada de huracanes en el Atlántico de 2010. Formado a partir de una potente onda tropical, se desarrolló lentamente en el mar Caribe y se desplazó hacia el Oeste mientras se organizaba e intensificaba hasta tocar tierra al Norte de la Ciudad de Belice. Su tránsito sobre tierra en la península de Yucatán lo debilitó, pero volvió a ganar intensidad de tormenta tropical al reingresar al mar en el Golfo de México. Alex fue el primer huracán que se formó en el océano Atlántico en el mes de junio desde el Huracán Allison de la temporada de 1995.

La presa El Cuchillo, reguló las crecientes generadas en el Río Santa Catarina y San Juan, lo cual ocasionó que el día 3 de julio se encontrara al 124 por ciento de su capacidad de llenado ordinario, desfogando 3 080 m³/s hacia la Presa Marte R. Gómez, ubicada en Tamaulipas, **Boletín 158 Comisión Nacional del AGUA (CONAGUA)**.

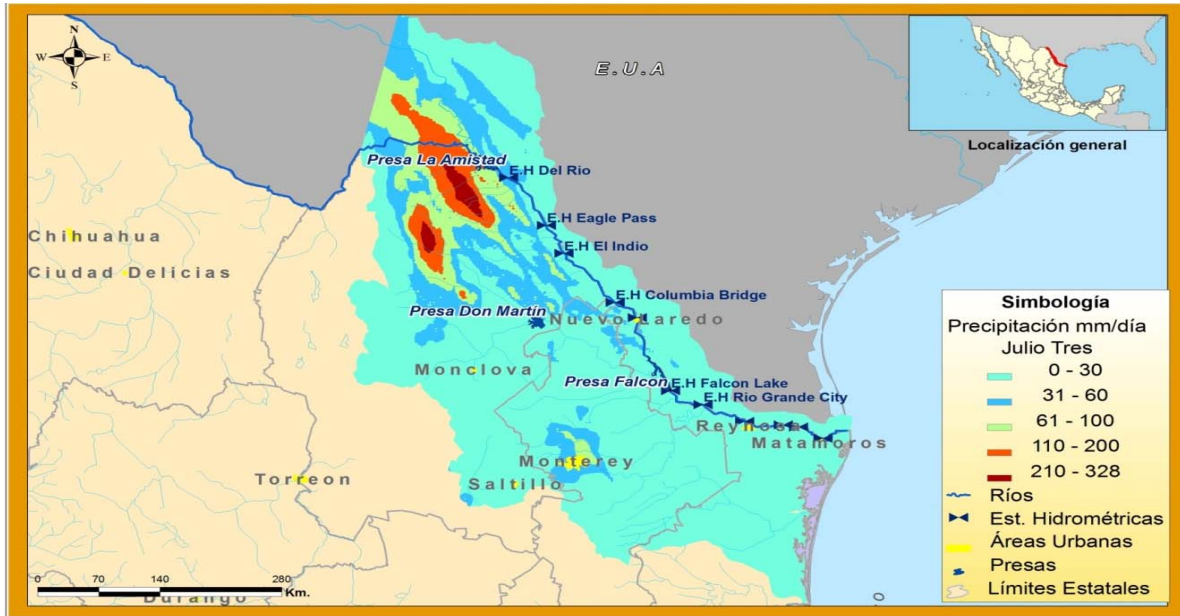


Figura A.5. Huracán Alex al día 3 de Julio (National Weather Service).

La onda tropical número 2, la cual se disipó la madrugada del viernes 9 de julio, generó precipitaciones torrenciales en puntos específicos, por lo que en estaciones climatológicas como La Estanzuela, ubicada en el sur de Monterrey, se registraron hasta 890 mm en 48 horas, en tanto la precipitación media anual es de 600 mm.

Debido a la presencia de estas lluvias extraordinarias, la CONAGUA realizó desfogues controlados de las presas Las Blancas, situada en Tamaulipas; así como Cerro Prieto y El Cuchillo, en Nuevo León, con lo cual se amortiguó hasta 50 por ciento de las crecientes aguas abajo de los ríos Santa Catarina, San Fernando y Bravo, lo que evitó que se presentaran grandes avenidas y generaran posibles inundaciones en las comunidades cercanas.

La óptima operación de la presa rompecicos Corral de Palma, ubicada en el cauce aguas arriba del río Santa Catarina, permitió que sólo transitaran por este 2 500 m³/s. De no haber existido esta infraestructura, la creciente hubiera superado los 5 000 m³/s generando una destrucción mayor en la Zona Metropolitana de Monterrey (**Boletín 171 CONAGUA**).



El canal de escape del Cerro Catarina fue rebasado desde las primeras horas del día y el agua se extendió hacia el resto del cauce, arrasando estructuras, puentes, botes e instalaciones deportivas.



El desbordamiento del Río La Silla a causa de las lluvias arrasó con algunas casas.



Figuras A.6 – 11. Afectaciones provocadas por la presencia del huracán Alex.

1. ESTADO DEL ARTE

1.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE GASTOS MÁXIMOS

Para la actualización de las avenidas de diseño se ajusta una función de distribución de probabilidades (*Escalante S. C. A. y Reyes C. L., 2002*), (*Domínguez M. R., 2011*), (*González V. F. J., 1970*), (*Shahin, M., 1993*) y (*Yevchevich, V., 1972*) para cada duración, entre 1 y 15 días; asimismo, se revisan las curvas gasto medio - duración - periodo de retorno para detectar posibles incongruencias. Dicha curva validada se emplea para desagregarla a fin de construir las avenidas para cada cuenca.

Así mismo se puede realizar un análisis con funciones bivariadas (*Ramírez, A. I. y Aldama, A. A., 2000*) y (*Escalante S. C. A. y Reyes C. L., 2002*) y comparar los resultados.

Por otro parte, el cálculo se repite para cuencas virtuales que incluyan más de una cuenca real, con objeto de construir escenarios que tomen en cuenta el grado de simultaneidad que puede esperarse.

Para el cálculo de tormentas de diseño se incorpora además un análisis regional que agrupe a las estaciones de medición de lluvias en las que el coeficiente de variación de las precipitaciones máximas anuales resulte similar.

A continuación se describen algunos métodos empleados en la estimación de eventos de diseño en cuencas aforadas, así como procedimientos útiles en la estimación de avenidas en sitios con poca o nula información hidrométrica.

1.1.1. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN A PARTIR DE REGISTROS HIDROMÉTRICOS

Con base en la información hidrométrica recopilada en las estaciones ubicadas en la cuenca en estudio, se realiza un análisis con la finalidad de obtener los gastos máximos anuales y máximos instantáneos. Cabe señalar la importancia de la revisión y exclusión

de valores, bajo criterios de información incompleta en la época de avenidas, así como por incongruencia de valores altos durante épocas de estiaje.

De lo anterior se realiza un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios máximos anuales y máximos instantáneos mediante el empleo de funciones de probabilidad (Fig 1.1), lo cual permite la obtención de valores extrapolados a diferentes periodos de retorno.

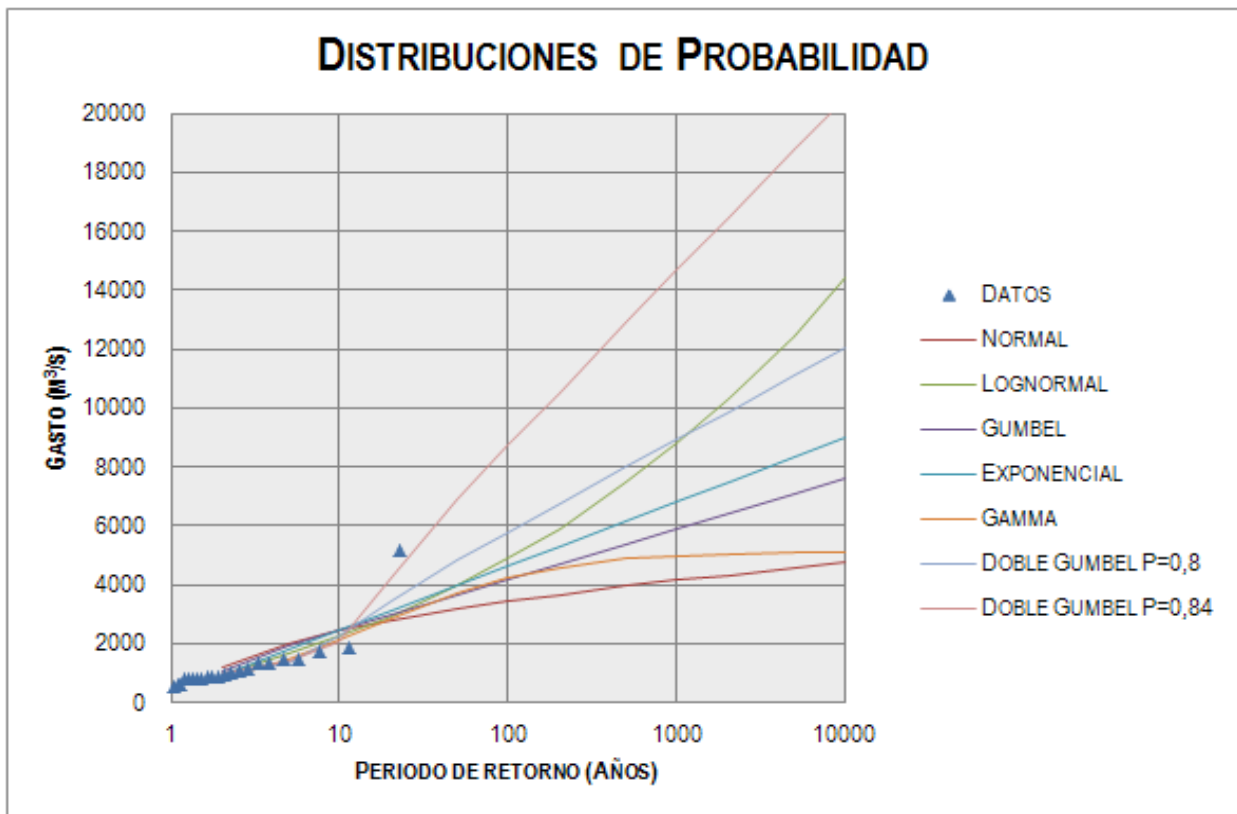


Figura 1.1. Ejemplo de distribuciones de probabilidad.

- A) El **Análisis estadístico de gastos máximos** permite estimar la probabilidad de que un determinado valor del gasto sea alcanzado o sobrepasado al menos una vez en un año cualquiera.

Los gastos máximos anuales constituyen una variable aleatoria cuya función de distribución es generalmente asimétrica. **Gumbel (1958)** realizó un análisis teórico

mediante el cual justifica el empleo de la función que tiene su nombre para caracterizar estadísticamente los valores máximos de una variable.

En México, sobretodo en el noroeste, es frecuente encontrar que los valores de los gastos máximos anuales, (**González Villareal 1969, Domínguez M., R., Fuentes M., G. E. y Arganis J., M. L., 2004**) y (**Domínguez M., R., y otros, 2009,**) tienen una distribución constituida por dos poblaciones (empleando generalmente la función de distribución Doble Gumbel).

- B)** En el **Análisis bivariado para gastos y volúmenes**, destaca el comportamiento de la obra de excedencias durante el tránsito de una avenida por el embalse, medido a través del gasto máximo de descarga, así como la elevación máxima que se alcanzará en el embalse y el volumen máximo almacenado (Fig 1.2), valores de los que dependen los daños que pueden causarse aguas abajo y el grado de seguridad de la presa.

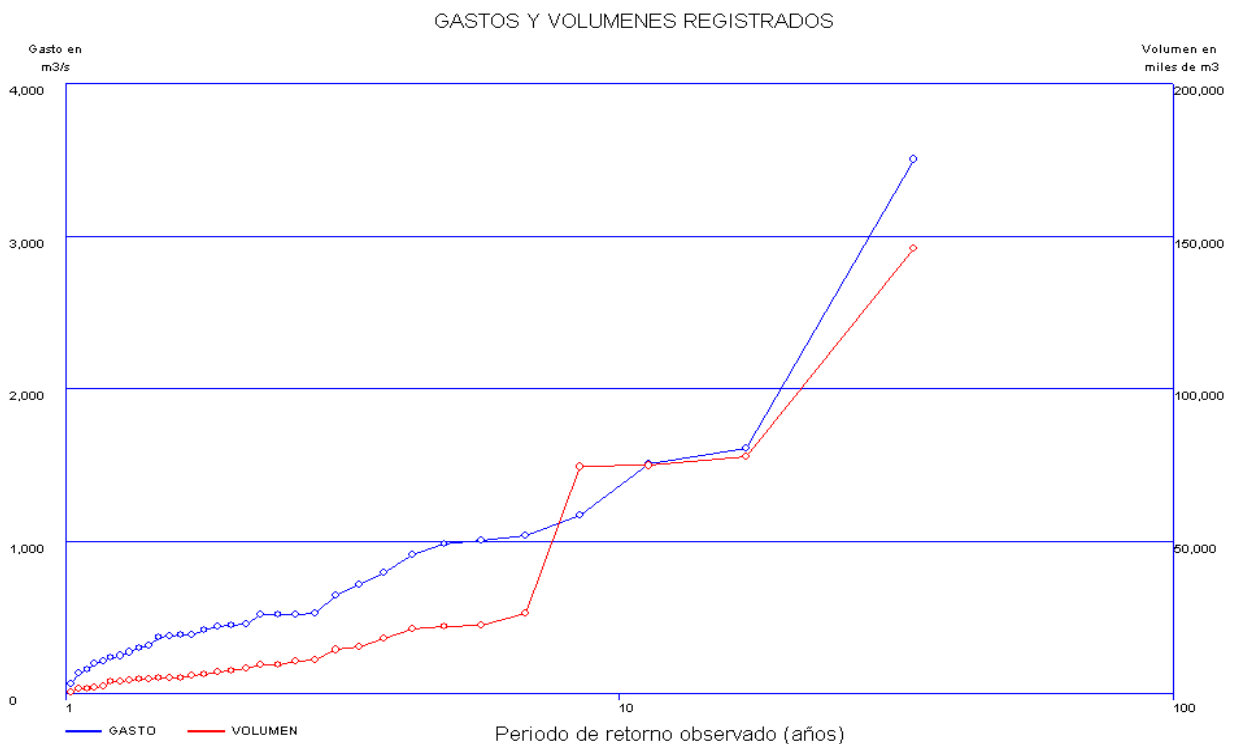


Figura 1.2. Distribución Bivariada Gasto – Volumen.

Aldama y Ramírez (2000), demostraron empleando una solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito en vasos, que la respuesta de un vaso de almacenamiento sujeto a un hidrograma de entrada, en términos de la elevación máxima de la superficie libre del agua almacenada, es igualmente sensible a las variaciones del gasto pico y del volumen, y mucho menos sensible a las variaciones en el tiempo pico.

La caracterización probabilista de un hidrograma biparamétrico puede construirse a través de una función de una distribución bivariada representada como $F(Q_p, V)$, la cual denota la probabilidad de no excedencia conjunta del gasto pico y volumen de escurrimiento del hidrograma.

Por otra parte, el Instituto de Ingeniería de la UNAM demostró que el comportamiento de la obra de excedencias durante el tránsito de una avenida por el embalse determina el gasto máximo de descarga, así como la elevación máxima que se alcanzará en el embalse y el volumen máximo almacenado, valores de los que dependen los daños que pueden causarse aguas abajo y el grado de seguridad de la presa. Sin embargo, como se muestra en las Figs 1.3 y 1.4, los resultados del tránsito dependen de que ingrese al vaso una avenida con gasto de pico grande y poco volumen (el volumen almacenado y el gasto máximo de descarga serían relativamente menores) que con una avenida con el mismo gasto de pico pero con un mayor volumen (lo que daría como resultado un gran volumen almacenado y un mayor gasto de descarga).

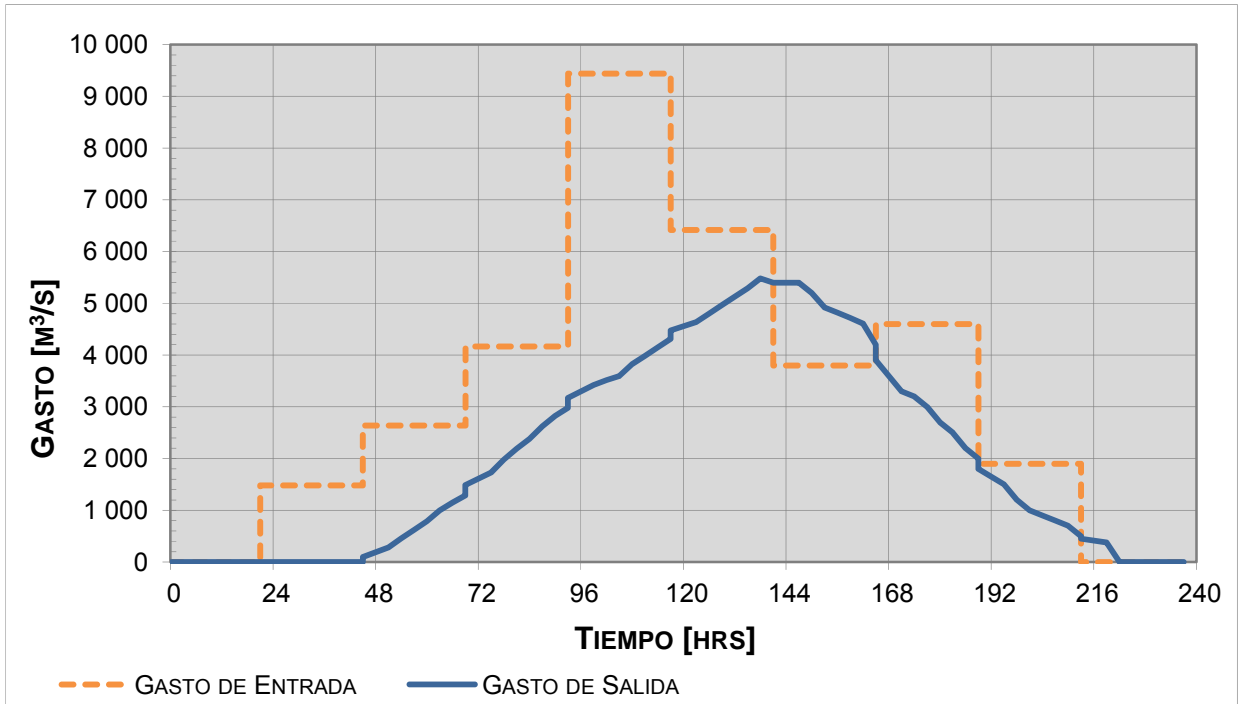


Figura 1.3. Tránsito de una avenida con gasto de pico grande y poco volumen.

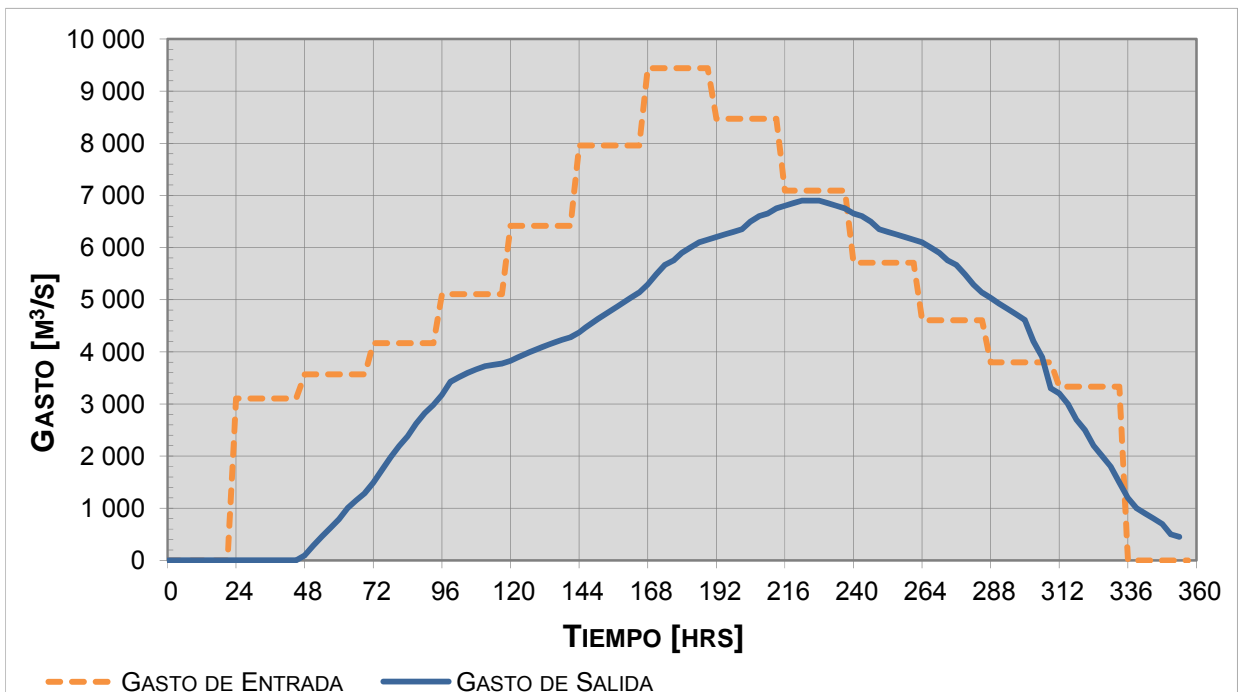


Figura 1.4. Tránsito de avenida con gasto de pico grande y gran volumen.

En 1998, **Escalante** propuso estimar hidrogramas asociados a un periodo de retorno T , por medio de la modelación conjunta de 4 variables aleatorias: el gasto pico Q_p , el volumen total V_t , el volumen acumulado antes del gasto pico V_p y el volumen acumulado posterior al gasto pico V_d . Ajustando las relaciones bivariadas $Q_p - V_t$, $Q_p - V_p$, $Q_p - V_d$ y $V_p - V_d$ a una distribución de probabilidad bivariada de valores extremos, llamada Modelo Logístico:

$$F(x, y, m) = \exp\{-[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m]^{1/m}\} \quad (1.1)$$

En el Instituto de Ingeniería de la **UNAM (II)**, se desarrolló un método que estima las avenidas de diseño considerando los escurrimientos máximos medios anuales registrados, para distintas duraciones.

El procedimiento mencionado permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados. Para ello se determinan los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones. El gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual. Para obtener los gastos medios máximos para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice:

$$\bar{Q}_{Mn} = \max\left(\frac{\sum_i^{i+n-1} Q_k}{n}\right) \quad (1.2)$$

donde

\bar{Q}_{Mn} gasto medio máximo para n días de duración

Q_k gasto medio diario el día k

n duración en días

i contador del día en que inicia el lapso de duración n .

Para cada duración se obtiene la función de distribución de probabilidades de mejor ajuste y con ella se determinan los gastos medios máximos para distintos periodos de retorno. La avenida de diseño se construye determinando en forma recursiva los gastos diarios, Q_n , a partir del concepto de gasto medio, es decir:

$$Q_n = n\bar{Q}_n - \sum_i^{n-1} Q_i \quad (1.3)$$

Para la forma de la avenida se usa el método de alternar bloques (**Domínguez et al., 1981**), en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (Q_1), hacia delante se coloca el gasto (Q_2), hacia atrás el gasto (Q_3), y así sucesivamente.

Se ha objetado que con este método se considera que ocurren simultáneamente los máximos asociados a distintas duraciones y que esto puede llevar a un sobre dimensionamiento de los vertedores; sin embargo, el método parte de la hipótesis de que las condiciones críticas para el vertedor (gasto máximo de descarga y elevación del nivel máximo del agua) están asociadas a una duración que se desconoce a priori, de tal forma que al considerar todas las duraciones el método incluye dicha duración crítica.

1.1.1.1. METODOLOGÍA DE LA REGIONALIZACIÓN

Consiste en dividir cada valor de gastos máximos medios diarios anuales e instantáneos anuales, de cada estación, entre su media correspondiente. Con esta información se forma una muestra de datos estaciones - años y se procede al ajuste mediante una función de probabilidad, lo que permite la extrapolación a diferentes periodos de retorno. Finalmente, estos valores se multiplican por la media de la estación que le corresponde.

En resumen, en el caso del análisis estadístico de gastos o lluvias máximas anuales, se denominará regionalización al proceso que se utiliza para que, con varias muestras de gastos o de lluvias máximas tomadas en distintos sitios, se forme una nueva muestra,

representativa de toda la región, con mayor número de datos, a partir de la cual se hacen inferencias estadísticas más confiables, que después pueden aplicarse en cada sitio que integra la región. El proceso de regionalización comprende los siguientes pasos:

- i. Se localiza geográficamente un grupo de cuencas o estaciones pluviométricas con algunas características comunes (por ejemplo que están expuestas a la incidencia directa de ciclones) aunque difieran en otras características, (área, pendiente, altitud, etc.).
- ii. Se utilizan funciones de transformación mediante las cuales se busca preservar las características comunes, eliminar el efecto de las características distintas y lograr una muestra de datos homogénea.
- iii. Se hacen pruebas estadísticas como la prueba de Fisher que permiten: seleccionar la(s) función(es) de transformación más adecuada(s), eliminar las cuencas o estaciones pluviométricas que tienen características distintivas que no pudieron ser eliminadas mediante ninguna función de transformación (por ejemplo cuencas reguladas por presas o estaciones pluviométricas donde el efecto orográfico es distinto).

La prueba de Fisher se basa en conocer las varianzas muestrales de dos conjuntos, con objeto de definir si ambos conjuntos parecen ser extraídos de la misma población. Para comparar las varianzas muestrales se utiliza el cociente entre dichas varianzas, poniendo en el numerador la mayor de ellas. Si el cociente supera un valor límite que corresponde a una probabilidad de no excedencia del 90% (en algunos textos se usa el 95% como límite) de la función F de Fisher, se considera que no hay evidencia estadística contundente para rechazar la hipótesis y se le acepta.

- iv. A la muestra homogénea se le ajusta una función de distribución de probabilidad y se estima la magnitud de los valores transformados para distintos períodos de retorno.

- v. A partir de la curva regional se estiman los gastos o las precipitaciones máximas correspondientes a diferentes períodos de retorno.

1.1.1.2. ANÁLISIS DE SIMULTANEIDAD

Dada la posibilidad de sobrevaluar la avenida de diseño con el ajuste de una función de probabilidad, es adecuado realizar un análisis de simultaneidad. Se procede a la suma de los gastos medios diarios de los registros disponibles cuyo periodo de ocurrencia sea común (siendo estos agrupados en una estación virtual), por lo que se obtienen valores diarios del gasto medio máximo acumulado. Posteriormente se realiza un nuevo ajuste mediante funciones de probabilidad, así como la extrapolación de los valores correspondientes a diferentes periodos de retorno.

Los valores obtenidos por simultaneidad de eventos se comparan con la suma de los individuales. Se obtiene el Factor de Ajuste por Simultaneidad (FAS), que es el cociente del valor extrapolado por simultaneidad entre el valor calculado de la suma de los eventos individuales. Cabe señalar que la comparación debe realizarse entre gastos relativos a un mismo periodo de retorno, y el FAS ha de calcularse con los gastos correspondientes al máximo periodo para el que sí existe confiabilidad en los datos; es decir, un periodo menor o igual a la cantidad de años de registros hidrométricos disponibles. El FAS se multiplica por el hidrograma sintético correspondiente a la cuenca en estudio.

1.1.2. MÉTODO DE ESTIMACIÓN PARA SITIOS NO AFORADOS

Es una técnica para la transferencia de información, desde sitios vecinos hacia la zona de estudio, donde la cantidad o calidad de la información es limitada. Para obtener estimaciones regionales de los hidrogramas de avenidas extremas, **Escalante y Reyes (2002)** proponen el empleo de las técnicas estaciones – año, de correlación y regresión múltiple, la metodología se describe a continuación:

- i. De cada registro disponible se obtienen las características de los hidrogramas de avenidas máximas anuales, como son los tiempos base y de pico, además de los volúmenes de escurrimiento directo y base.
- ii. Se deben definir las características fisiográficas de los sitios estudiados, delimitando regiones homogéneas para en caso de no contar con registros emplear la técnica de regresión múltiple para la generación de ecuaciones regionales, considerando como variables dependientes a las componentes principales de los hidrogramas (tiempos y volúmenes), y como variables independientes a los valores del gasto de pico y las características fisiográficas previamente definidas. Con estas ecuaciones se obtienen las características de los hidrogramas medidos y estimados regionalmente.
- iii. Empleando la técnica estaciones – año que considera el tratamiento de una sola muestra de datos de un registro estandarizado de eventos, se ajusta a un conjunto de distribuciones de probabilidad, obteniendo una curva regional de frecuencias para los gastos máximos anuales de cada región homogénea, logrando estimar un evento de diseño para un periodo de retorno determinado.

1.2. TRÁNSITO DE AVENIDAS

1.2.1. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS

El tránsito de avenidas en vasos se emplea para obtener el hidrograma de salida que se presenta en un embalse, a su vez determina la elevación máxima del agua que se alcanza a partir de un hidrograma conocido que entra a su almacenamiento. Por medio del tránsito de avenidas se determinan las magnitudes del gasto a la salida, volumen máximo almacenado y elevación máxima en el embalse.

Durante el tránsito de una avenida por un vaso los hidrogramas de entrada y salida son de la forma que se muestra en la Fig 1.5, en donde se observa que en el intervalo $t = 0$ y el t_p la entrada es mayor que la salida y de acuerdo con la Ec 1.4, aumenta el volumen almacenado y en nivel en el vaso, mientras que en el tiempo $t = t_t$ se alcanza el máximo volumen de almacenamiento y el máximo nivel en el vaso. El área que se forma entre los dos hidrogramas entre $t = 0$ y t_t es el volumen máximo almacenado que habrá en la presa, lo que significa que será el volumen de súper almacenamiento requerido para la avenida de entrada considerada, y el nivel que tiene el vaso en el tiempo t_t será el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias, NAME, necesario para la misma avenida. Cuando $t < t_t$ las salidas son mayores a las entradas y por la Ec 1.4 el volumen almacenado disminuye.

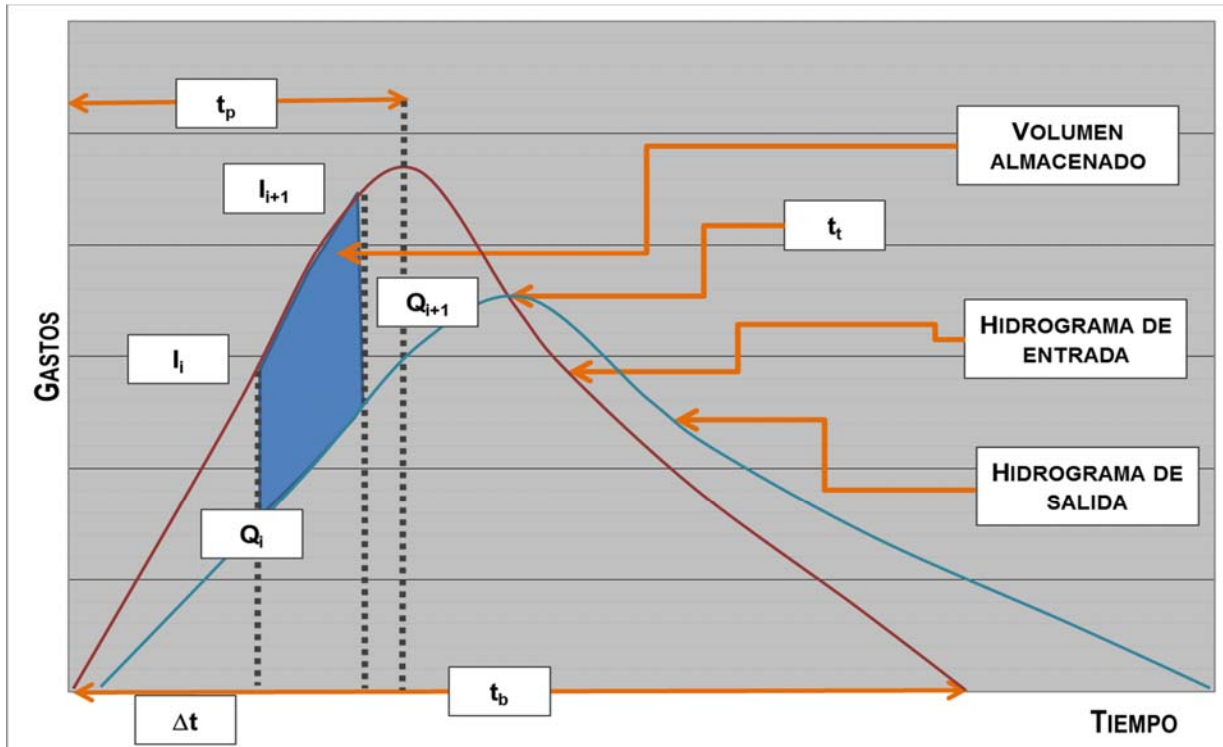


Figura 1.5. Hidrograma de entrada y salida de un vaso.

1.2.1.1. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO

En el vaso de almacenamiento de una presa, el gasto de entrada, el de salida y el volumen de agua almacenado (almacenamiento) V se relacionan por la ecuación de continuidad:

$$\frac{dV}{dt} = I - O \quad (1.4)$$

donde

I gasto de entrada al vaso, en m^3/s

O gasto de salida del vaso, en m^3/s

$\frac{dV}{dt}$ variación del almacenamiento V en el tiempo t .

Aunque el gasto de entrada al vaso es conocido, la Ec 1.4, no es suficiente para obtener el gasto de salida, porque también el almacenamiento es una incógnita, por lo tanto, para contar con una relación adicional entre volumen y gasto de salida, se emplea una función de almacenamiento que suele representarse mediante la curva elevaciones – capacidades – descargas del vaso, dado que existe una relación directa entre el volumen almacenado y la elevación del agua en el vaso. La función de almacenamiento junto con la ecuación de continuidad, forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas. Como este sistema de ecuaciones no tiene solución analítica, se recurre a una solución numérica.

Considérese que la Ec 1.4 se escribe en diferencias finitas de la manera siguiente:

$$\frac{V_{i+1}-V_i}{\Delta t} = \frac{I_i+I_{i+1}}{2} - \frac{O_i+O_{i+1}}{2} \quad (1.5)$$

donde

Δt intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito

I_i, I_{i+1} subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt , respectivamente.

Para tener una adecuada precisión de los cálculos, el intervalo de tiempo debe ser pequeño, se sugiere usar $\Delta t \leq 0,1 t_p$, donde t_p es el tiempo de pico del hidrograma de entrada (Fig 1.5).

Se consideran gastos de salida los que egresan por la obra de excedencias, por la obra de toma y por la obra de desvío, dependiendo del tipo de aprovechamiento hidráulico.

Al utilizar un intervalo Δt cercano a cero, la ecuación de diferencias finitas (Ec 1.5) se aproxima al concepto de derivada, en el cual se basa el esquema empleado para resolver la ecuación de continuidad. En casos excepcionales, por ejemplo en hidrogramas donde el cociente del tiempo base (t_b) entre el tiempo pico (t_p) sea próximo a 2, Δt podrá ser $\Delta t \leq 0,1 t_p$.

En el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento. Esto se manifiesta al considerar que el intervalo de tiempo que se suele utilizar en el tránsito de avenidas es pequeño, el cual puede ser de horas o días.

1.2.1.2. RELACIÓN ENTRE ALMACENAMIENTO Y GASTOS DE SALIDA

Como la superficie libre del vaso es prácticamente horizontal, es posible plantear una función entre el almacenamiento y la profundidad del agua en el vaso, como el gasto de salida también es una función de la elevación de la superficie del agua sobre la estructura de salida, la combinación de estas dos funciones, el almacenamiento en el embalse y el gasto de salida quedan ligados entre sí.

La relación entre el gasto de salida y el almacenamiento en un sistema hidrológico tiene una influencia importante en el tránsito de avenidas. Se afirma que ésta es una relación invariable cuando tiene la forma de una función monótona creciente (al aumentar el volumen de almacenamiento, el gasto aumenta Fig 1.6); la cual es consecuencia de que el embalse tenga una superficie de agua horizontal.

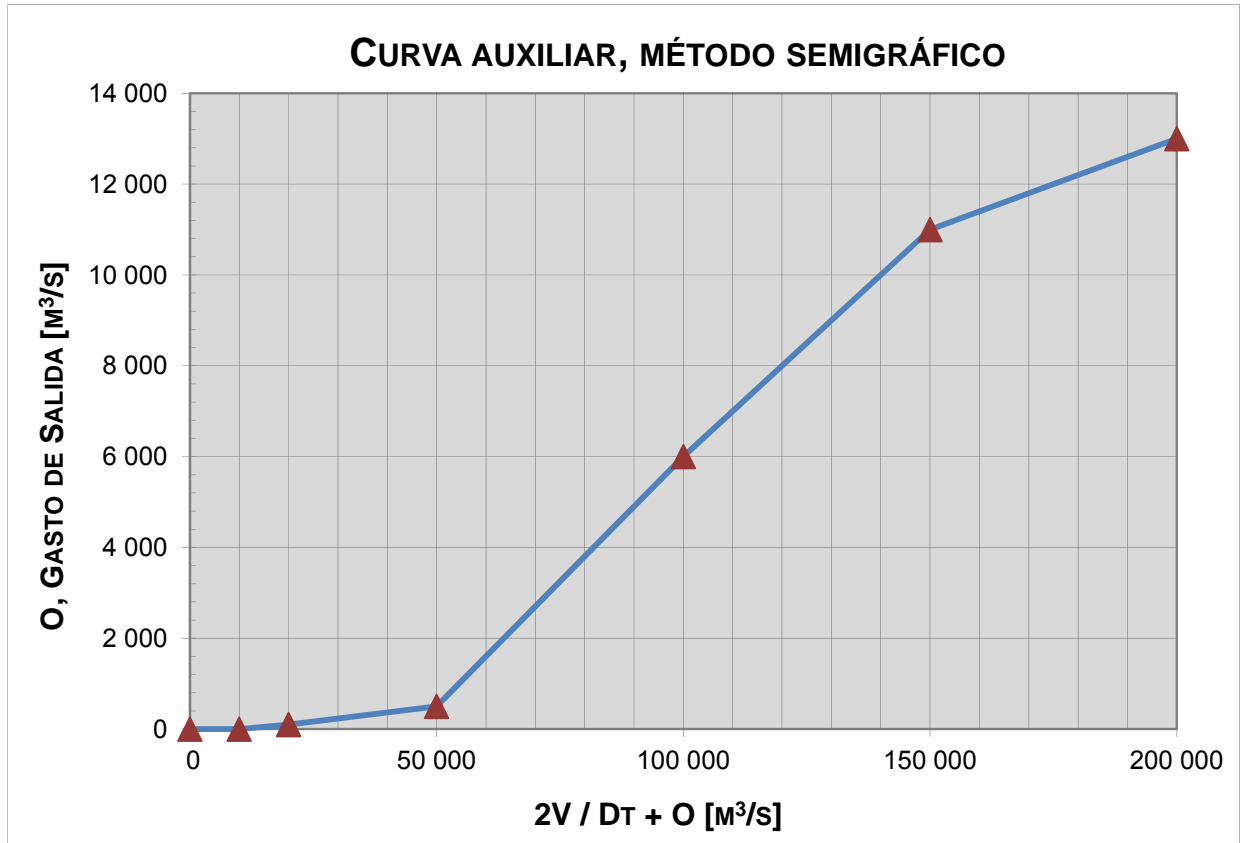


Figura 1.6. Relación invariable.

Los embalses que tienen un vaso ancho y profundo comparado con su longitud en la dirección de flujo, tienen relaciones invariables. La relación de almacenamiento invariable requiere la existencia de un gasto fijo de salida del embalse, para una elevación de la superficie del agua dada, tanto para estructuras de salida del embalse controladas por compuertas, una vez que éstas queden fijas en una posición, como para aquéllas que no tienen compuertas.

Para establecer las relaciones entre almacenamiento y gastos de salida es necesario manejar dos tipos de curvas: la de elevaciones – volúmenes de almacenamiento del vaso y la de elevaciones – gastos de salida.

- a) Curva elevaciones – volúmenes de almacenamiento: Se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso, al calcular el volumen de agua que se almacena desde la elevación del talón de la presa hasta la cota de interés.
- b) Curva elevaciones – gastos de salida: considera el gasto desalojado por las obras de excedencias, de toma, de desvío, desagüe de fondo, gasto turbinado, gasto ecológico.

Mediante las curvas elevaciones – volúmenes de almacenamiento y elevaciones – gastos de salida se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con ésta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento – gasto de salida.

Cuando el vertedor de la presa tiene compuertas (generalmente en proyectos hidroeléctricos), la relación entre almacenamiento de la presa y gasto de salida se debe dar mediante las reglas de operación; en caso contrario las salidas por la obra de excedencias serán solamente función de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor.

Para un vertedor de cresta libre (Fig 1.7) corresponde a la curva de descarga de la obra de excedencias dada por la ecuación

$$Q = CLH^{3/2} \quad (1.6)$$

Donde H , L y C son, la carga sobre la cresta del vertedor, longitud y coeficiente de descarga del vertedor, respectivamente; el coeficiente para fines del cálculo del tránsito vale 2.

Cuando el vertedor tiene compuertas (Fig 1.8), el gasto se obtiene tomando en cuenta la elevación del agua y la abertura disponible una vez fija la posición de las compuertas, según la ecuación

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_1 L \left(H_1^{3/2} - H_2^{3/2} \right) \quad (1.7)$$

Donde g , H_1 , H_2 , L y C_1 son la aceleración de la gravedad, la carga sobre la cresta del vertedor, carga con respecto a la parte superior de la abertura de la compuerta, longitud del vertedor y coeficiente de descarga, respectivamente. Esta relación elevación – gasto de salida estará dada por las reglas de operación de compuertas que se imponga a la obra de excedencias.

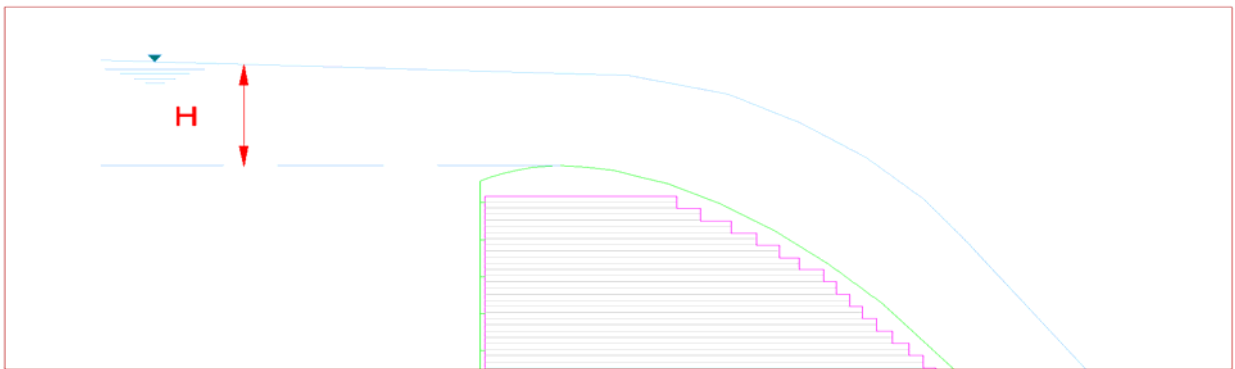


Figura 1.7. Vertedor con cresta libre.

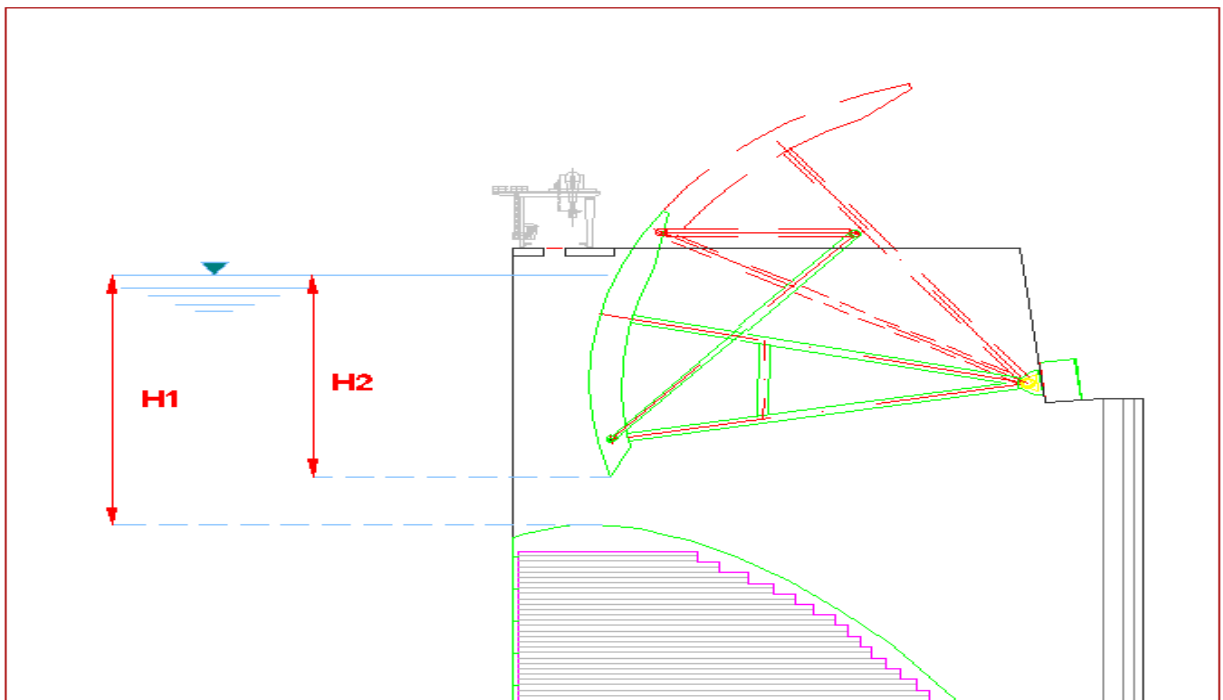


Figura 1.8. Vertedor con cresta controlada.

1.2.2. TRÁNSITO DE AVENIDAS EN CAUCES

1.2.2.1. MÉTODOS HIDROLÓGICOS

Los métodos hidrológicos para tránsito de avenidas en ríos y canales se basan en versiones simplificadas de las ecuaciones fundamentales de conservación de masa, cantidad de movimiento y energía. No toman en cuenta en forma explícita, los cambios de geometría de la sección transversal de los cauces, ni los efectos de remansos, por lo que son más simples en su aplicación al requerir pocos datos para calcular el almacenamiento en un cauce. En ellos se supone que la pérdida o ingreso de agua a lo largo de un tramo en estudio son despreciables.

Cuando se presenta una onda de avenida en el tramo de un cauce, los hidrogramas al inicio (entrada) y final (salida) del tramo pueden ser como se muestra en la Fig 1.9, en la que se aprecia que el pico de la creciente se atenúa y retrasa.

Según la Ec 1.8, la diferencia entre las ordenadas de los hidrogramas de flujo de entrada y de salida, representada por las áreas sombreadas en la Fig 1.9a, es igual a la tasa de almacenamiento en el tramo.

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (1.8)$$

donde

$\frac{dS}{dt}$ cambio en el almacenamiento durante el periodo Δt , en m^3/s

I gasto de entrada a un tramo de cauce al presentarse una avenida, en m^3/s

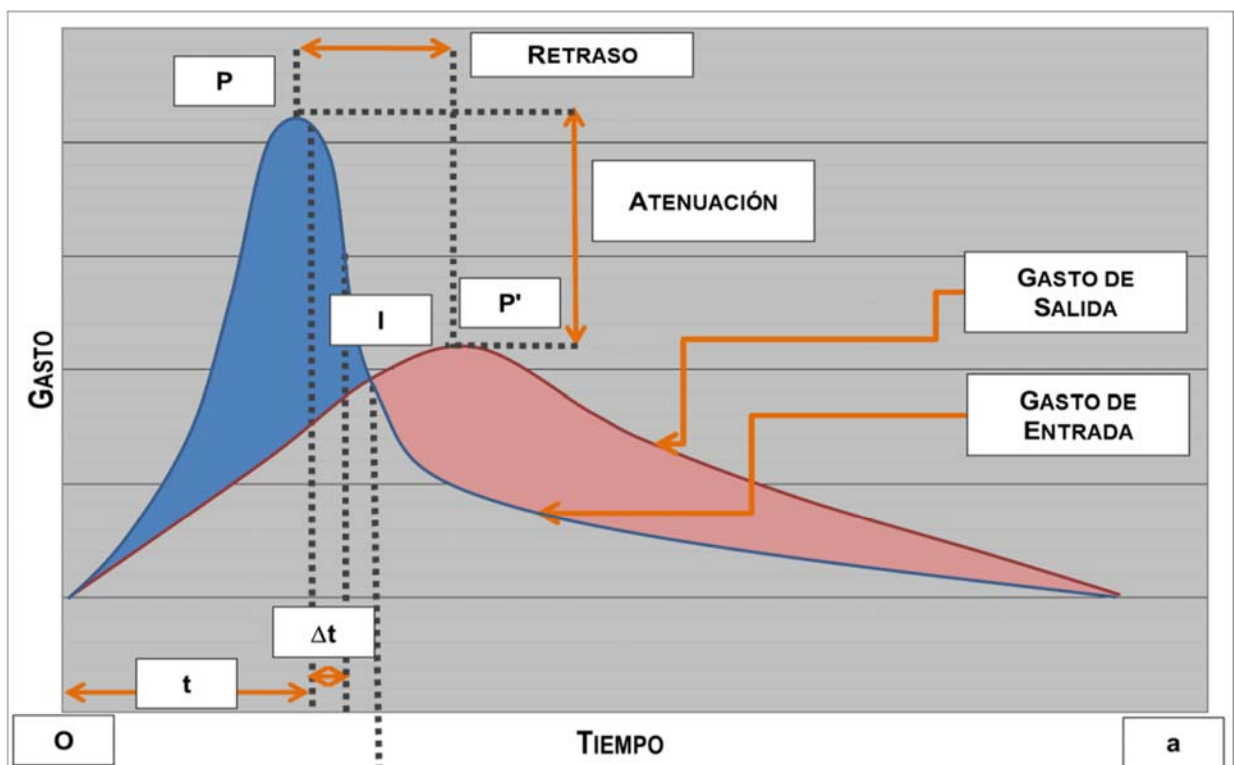
O gasto de salida de un tramo de cauce al presentarse una avenida, en m^3/s .

El valor $\frac{dS}{dt}$ es positivo cuando el almacenamiento aumenta, y negativo cuando disminuye.

La Ec 1.8 expresa el principio de conservación de la masa, y constituye la base para el análisis de tipo hidrológico de un tránsito.

En la Fig 1.9b se observa la variación de la tasa de almacenamiento con respecto al tiempo. Se nota que el almacenamiento se incrementa hasta el momento en que el flujo de entrada es igual al de salida, y a partir de entonces disminuye. El área acumulada por abajo de la curva representa el volumen de almacenamiento en un tiempo t después del inicio de la creciente. Cuando se dibuja la relación entre este volumen con respecto al tiempo, se obtiene una curva de almacenamiento – volumen, como la que se muestra en la Fig 1.9c. Esta curva tiene un máximo que representa el mayor volumen de almacenamiento, el cual ocurre cuando el flujo de entrada es igual al de salida.

Si el almacenamiento se relaciona con el gasto de salida se obtiene una curva con forma lazo, como la mostrada en la Fig 1.10. De acuerdo con este esquema, para un cierto gasto, el almacenamiento en la etapa creciente y decreciente es mayor y menor que el almacenamiento correspondiente a la condición de flujo permanente ($\frac{dS}{dt} = 0$), la cual está representada mediante una curva punteada en la misma Fig 1.10.



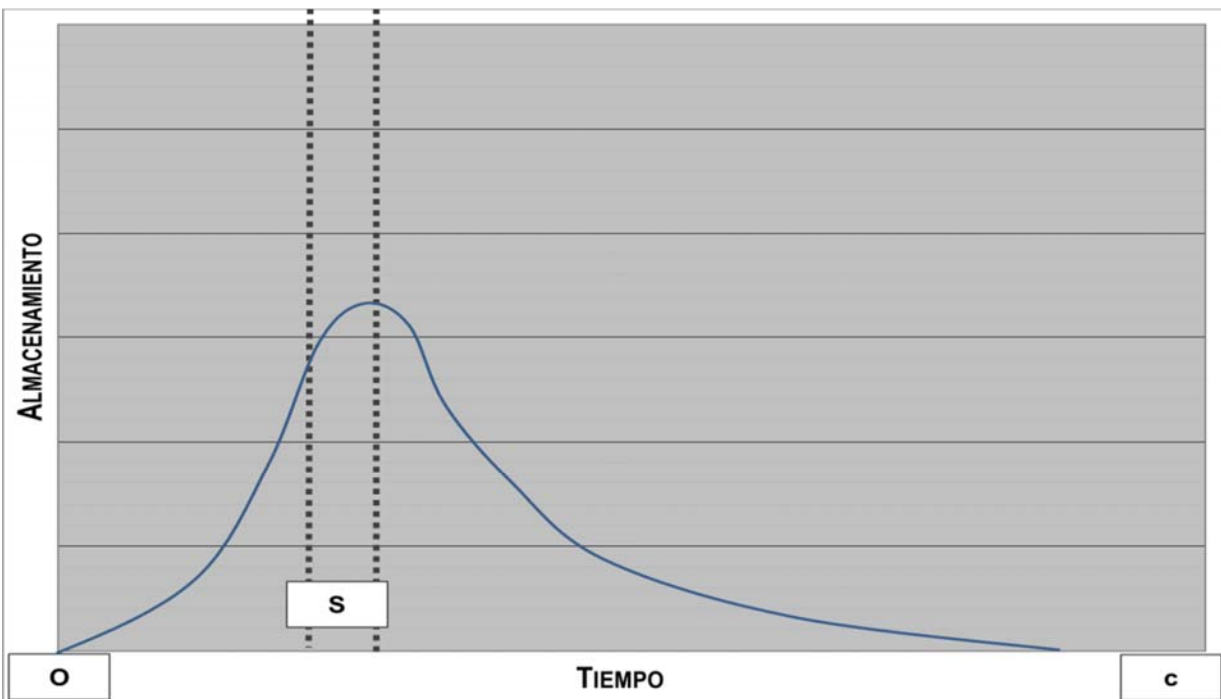
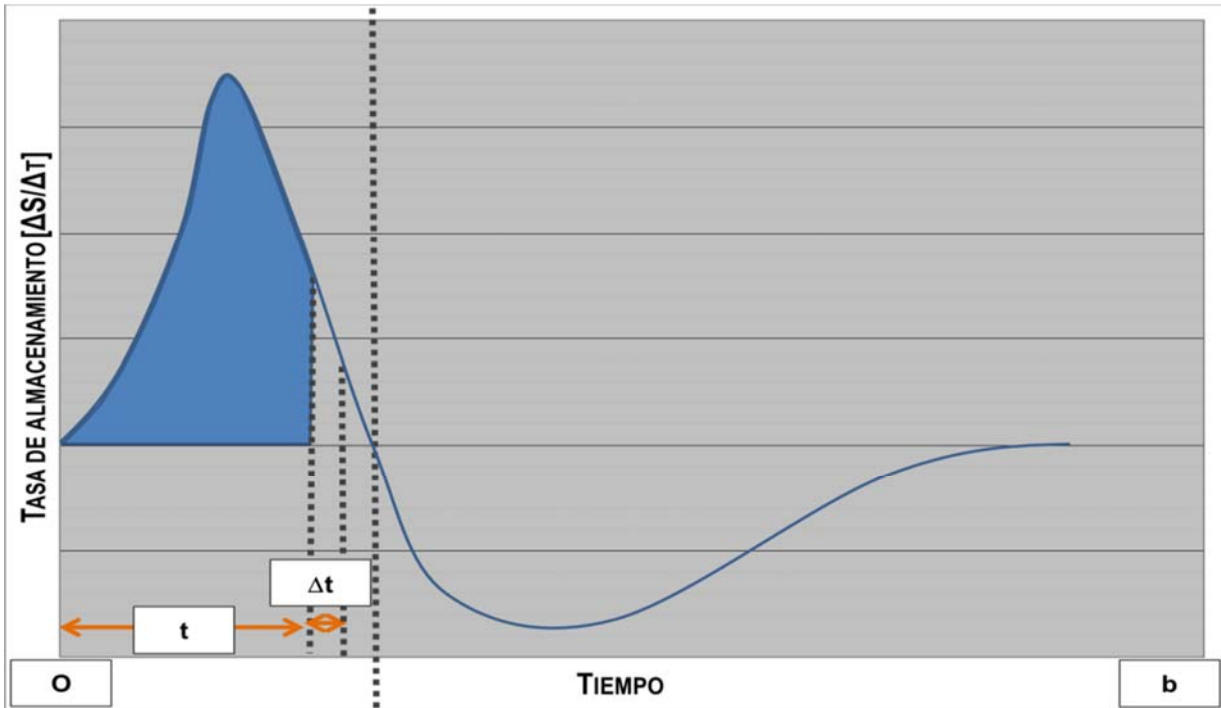


Figura 1.9. Relación entre el gasto de entrada y salida, así como el almacenamiento en un tramo de canal al presentarse una avenida.

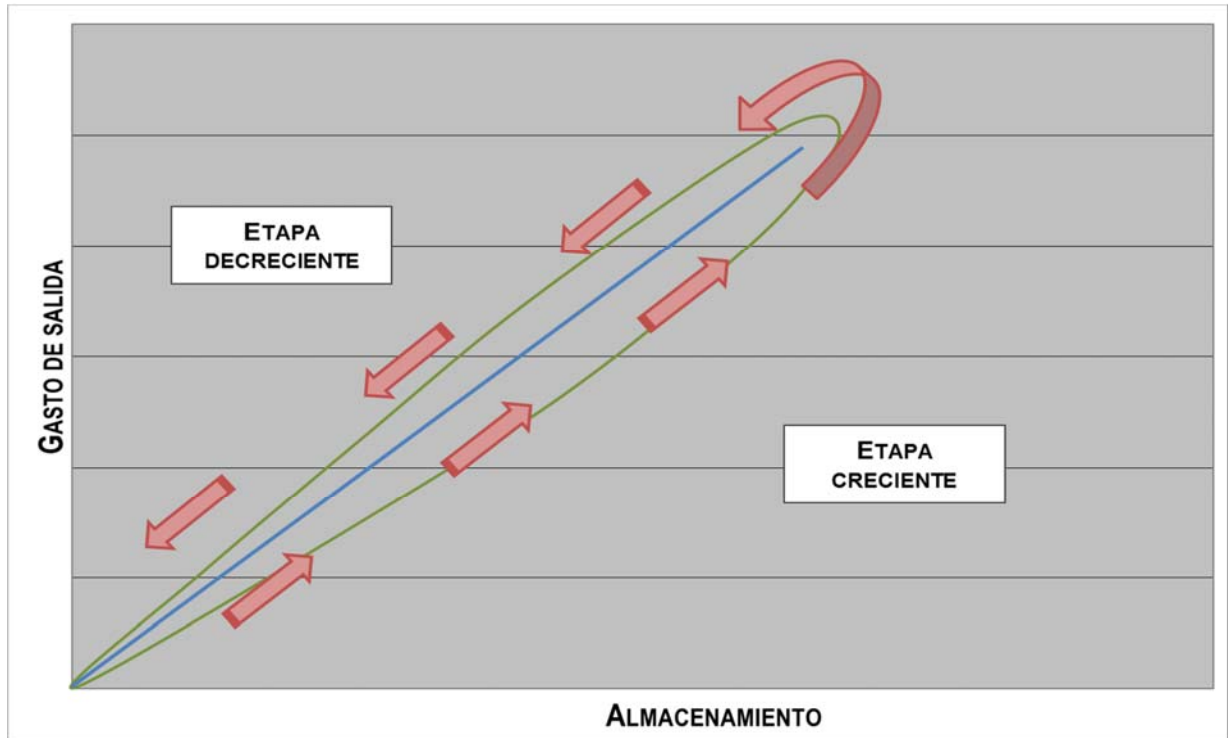


Figura 1.10. Relación almacenamiento-gasto de salida.

El almacenamiento en un tramo de cauce en condiciones de flujo no permanente ($\frac{dS}{dt} \neq 0$), es función de los gastos de entrada y salida, así como de las características geométricas e hidráulicas del cauce y sus estructuras de control.

La aproximación hidrológica al problema del tránsito de una avenida se basa en la relación almacenamiento – gasto descrita. Se supone que los efectos dinámicos del flujo son despreciables, y el almacenamiento es una función del gasto, lo que implica que el flujo cambia lentamente con respecto al tiempo. Por esta razón, los efectos debidos a pendientes superficiales que modifican el gasto y cambian el almacenamiento en el tramo del río son insignificantes.

El procedimiento hidrológico ofrece una aproximación adecuada para el análisis de corrientes ordinarias con pendientes suaves. Al establecer la relación del almacenamiento con el gasto (Fig 1.10), si la curva en forma de lazo es angosta, ésta se ajusta a una curva media que permite representar el almacenamiento como una función del gasto. Si la curva

no es angosta, la relación del gasto con el almacenamiento puede expresarse mediante un ajuste como el propuesto en el método de Muskingum.

Por el contrario, si las corrientes fluyen sobre pendientes fuertes, los efectos dinámicos del flujo no deben ignorarse, y por ello el método hidrológico para el tránsito de avenidas en este tipo de corrientes no es aplicable.

1.2.2.2. MÉTODO DE MUSKINGUM

El método de Muskingum fue desarrollado por McCarthy cuando se realizaba un proyecto de protección contra inundaciones en la cuenca del río Muskingum, Ohio, aproximadamente en el año de 1938. Es un procedimiento semi-empírico, útil solamente para transitar avenidas en tramos cortos, donde no hay efectos de remansos, ya sean naturales o causados por la entrada de tributarios.

Con base en el principio de conservación de la masa (Ec 1.8), la diferencia entre el ingreso (I) y la salida del agua del tramo analizado (O) es igual al cambio temporal en su almacenamiento ($\frac{dS}{dt}$):

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

En el método de Muskingum, el almacenamiento se considera como una función lineal de los flujos de entrada y salida:

$$S = K[XI + (1 - X)O] \quad (1.9)$$

donde

S volumen de almacenamiento, en m^3/s

I gasto de entrada, en m^3/s

- O gasto de salida, en m^3/s
- K constante de tiempo o coeficiente de atenuación por almacenamiento lineal de Muskingum, en h
- X factor de peso, adimensional.

Los parámetros K y X para el tránsito de avenidas están relacionados con las características del flujo y del cauce.

En el método de Muskingum, los valores de X se restringen en un intervalo de 0 a 0,5. Valores mayores que 0,5 provocan una ampliación en el hidrograma conocida como difusión negativa, que no corresponde al fenómeno físico del tránsito de una avenida. En el caso particular de que $K = \Delta t$ y $X = 0,5$, las condiciones de flujo son tales que el hidrograma de salida tiene la misma forma que el hidrograma de entrada, pero éste se trasladó hacia aguas abajo en un tiempo igual a K .

1.2.2.3. MÉTODO DE MUSKINGUM - CUNGE

A diferencia del método de Muskingum donde los parámetros K y X se obtienen de una calibración que requiere de registros hidrométricos, los parámetros en el método de Muskingum-Cunge se obtienen a partir de las características del flujo y de la geometría del cauce.

Cunge concluyó que el método de Muskingum es una solución lineal de la ecuación de la onda cinemática, y que la atenuación se debe a la difusión numérica propia del sistema. Para probar esta afirmación, se considera la discretización espacio – tiempo como la mostrada en la Fig 1.11.

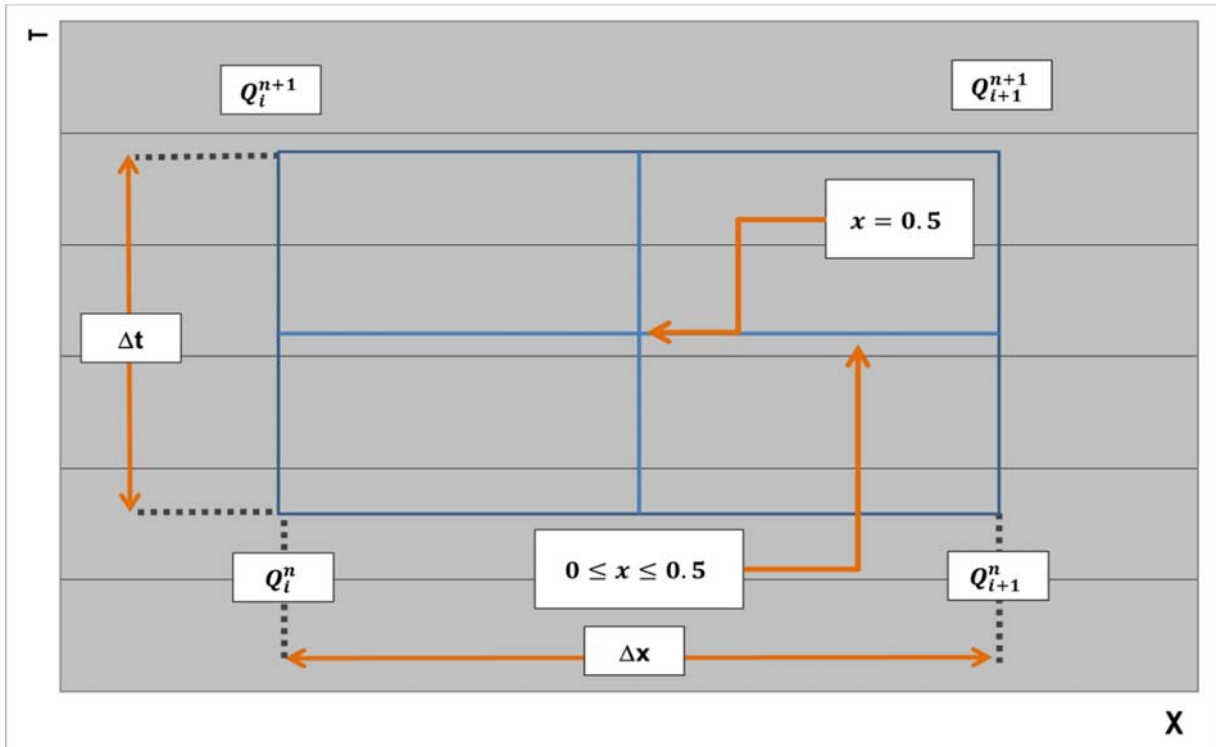


Figura 1.11. Discretización espacio-tiempo empleada en el método de Muskingum – Cunge.

En la aplicación de modelos para el tránsito de avenidas, es común la necesidad de considerar la inclusión de gasto lateral (que se obtendría por aportación de tributarios o por cuenca propia). El modelo de onda cinemática está definido por las ecuaciones de continuidad (1.10) y conservación de la cantidad de movimiento (1.11).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1.10)$$

$$S_f = S_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.11)$$

donde

$$\frac{\partial A}{\partial t} \quad \text{variación del área hidráulica del flujo respecto al espaciamiento temporal}$$

Δt , en m²/s

$\frac{\partial Q}{\partial x}$	variación del gasto Q respecto a un cambio en la posición o resolución espacial Δt , en $m^3/s/m$
q	gasto lateral por unidad de longitud de cauce, en $m^3/s/m$
S_f	pendiente de fricción, adimensional
S_0	pendiente de fondo del cauce, adimensional
$\frac{\partial h}{\partial x}$	cambio respecto a la resolución espacial de la distancia vertical medida desde la superficie libre del agua hasta el punto más bajo de la sección transversal del cauce, adimensional.

1.2.3. MÉTODOS HIDRÁULICOS

1.2.3.1. TIPOS DE ESQUEMAS EN DIFERENCIAS FINITAS

Las ecuaciones fundamentales del flujo no permanente a superficie libre no tienen solución general analítica, sean en su forma integral o diferencial, Por ello, es necesario resolverlas con ayuda de métodos numéricos como el de diferencias finitas, pues además de su relativa sencillez, da resultados suficientemente precisos. Otro método de este tipo es el elemento finito, pero no es tan eficiente para esta clase de evaluaciones.

Existen básicamente dos tipos de esquemas en diferencias finitas: explícitos e implícitos. En los esquemas explícitos, al aproximarse las derivadas por diferencias se obtiene, para cada tramo de un conducto o cauce, una sola incógnita en cada ecuación diferencial. Por tanto, para el flujo a superficie libre, es posible calcular los tirantes y velocidades en cada tramo de un conducto o cauce. En los esquemas implícitos, al sustituir las derivadas por cocientes de diferencias en todos los tramos de interés, se forma un sistema de ecuaciones que debe resolverse para obtener los valores de las incógnitas.

Para obtener resultados físicamente realistas en los esquemas explícitos (de los cuales el más popular es el de Lax), se tiene una restricción en el tamaño del paso de tiempo con respecto al tamaño de los tramos. Esta restricción, llamada restricción de Courant, está dada generalmente por la expresión 1.12

$$C = c \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) \leq 1 \quad (1.12)$$

donde la celeridad absoluta c puede obtenerse a partir de lo siguiente

$$c = V \pm \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad (1.13)$$

y tiene que ver con la región de dependencia de las curvas características, las que representan la trayectoria de los disturbios provocados por la alteración de un flujo. En la Fig 1.12, cualquier disturbio al flujo subcrítico fuera de la región sombreada no influirá en el punto P . Para que un esquema explícito sea estable, el punto P debe quedar en la zona de dependencia de los puntos a lo largo de la línea t constante.

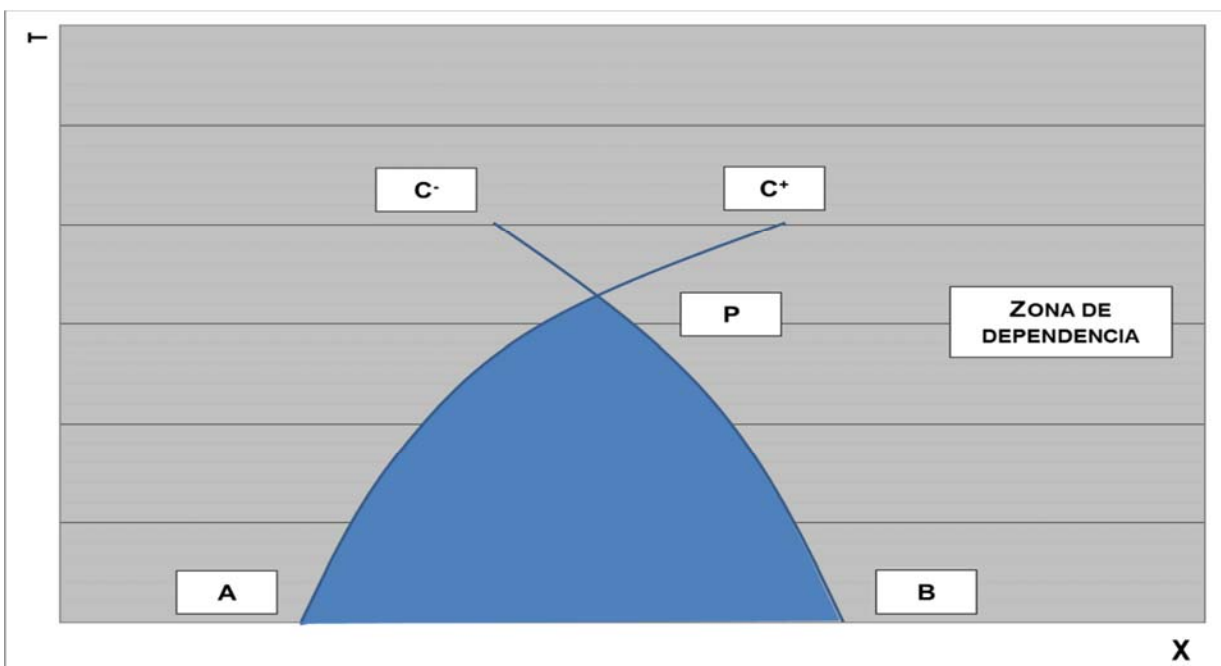


Figura 1.12. Propagación de disturbios en flujo subcrítico en un canal.

Por otra parte, los esquemas implícitos arrojan resultados correctos para cualquier tamaño del Δt , es decir, no están sujetos a la restricción de Courant. Existen muchos esquemas implícitos, y cada uno de ellos fue desarrollado para la versión de las ecuaciones que más convenía a su autor. Se aclara que dado que los métodos hidráulicos resuelven las ecuaciones completas, incluyen a los métodos hidrológicos como un caso particular.

1.2.3.2. ESQUEMA DEL TIPO DE CRUICKSHANK

En 1974, Cruickshank publicó su esquema, que se utiliza ampliamente en el país. Una de sus versiones se emplea para el tránsito de avenidas en redes de colectores. A continuación se presenta la versión llamada de Cruickshank – Berezowsky del año 1983.

Cruickshank propone que la variable dependiente que aparece en la derivada temporal de las ecuaciones 1.14 y 1.15 quede al centro del volumen de control respectivo, por lo que hay un volumen de control para la ecuación de continuidad y otro para la dinámica.

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{1.14}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g S_f = 0 \tag{1.15}$$

Así, en la Ec 1.14 se utiliza el volumen de control de la Fig 1.13, en el que la H aparece al centro del volumen y los gastos en los extremos; el cambio en el tiempo del nivel H es resultado del flujo neto de líquido en el volumen de control. En diferencias finitas, la Ec 1.14 se escribe como

$$\bar{B}_j \frac{H_j^{n+1} - H_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_{j+1}^{\frac{n+1}{2}} - Q_j^{\frac{n+1}{2}}}{\Delta x_j} = q_j^{n+1} \tag{1.16}$$

donde

$$\bar{B}_j = \frac{B_j + B_{j+1}}{2} \tag{1.17}$$

Δx_j longitud del tramo j .

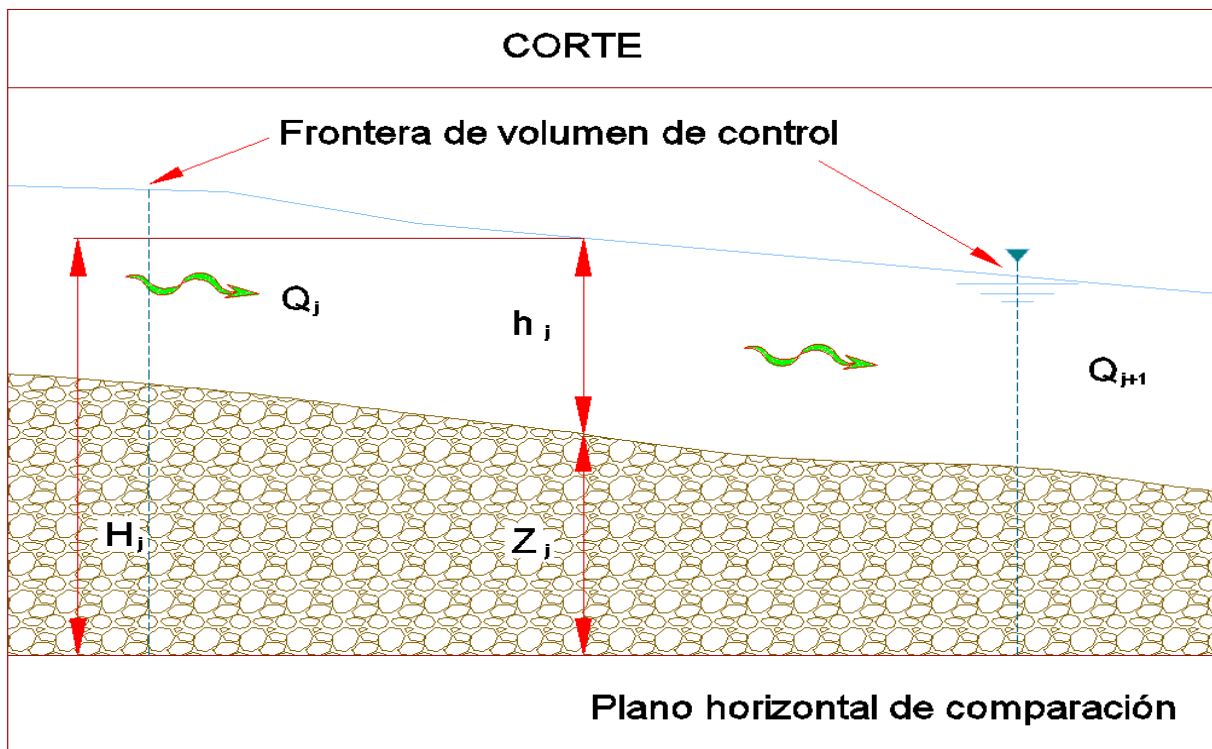
Dado que el gasto es el producto de dos variables, para que dicho término se conserve de segundo orden se hace $Q_j^{\frac{n+1}{2}} = A_j^n V_j^{n+1}$, es decir, se hace un promedio en el producto

$$-A_j^n V_j^{n+1} + E_j H_j^{n+1} + A_{j+1}^n V_{j+1}^{n+1} \quad (1.18)$$

donde

$$E_j = \frac{\bar{B}_j \Delta x_j}{\Delta t} \quad (1.19)$$

$$D_j = q_j^{n+1} \Delta x_j + E_j H_j^n \quad (1.20)$$



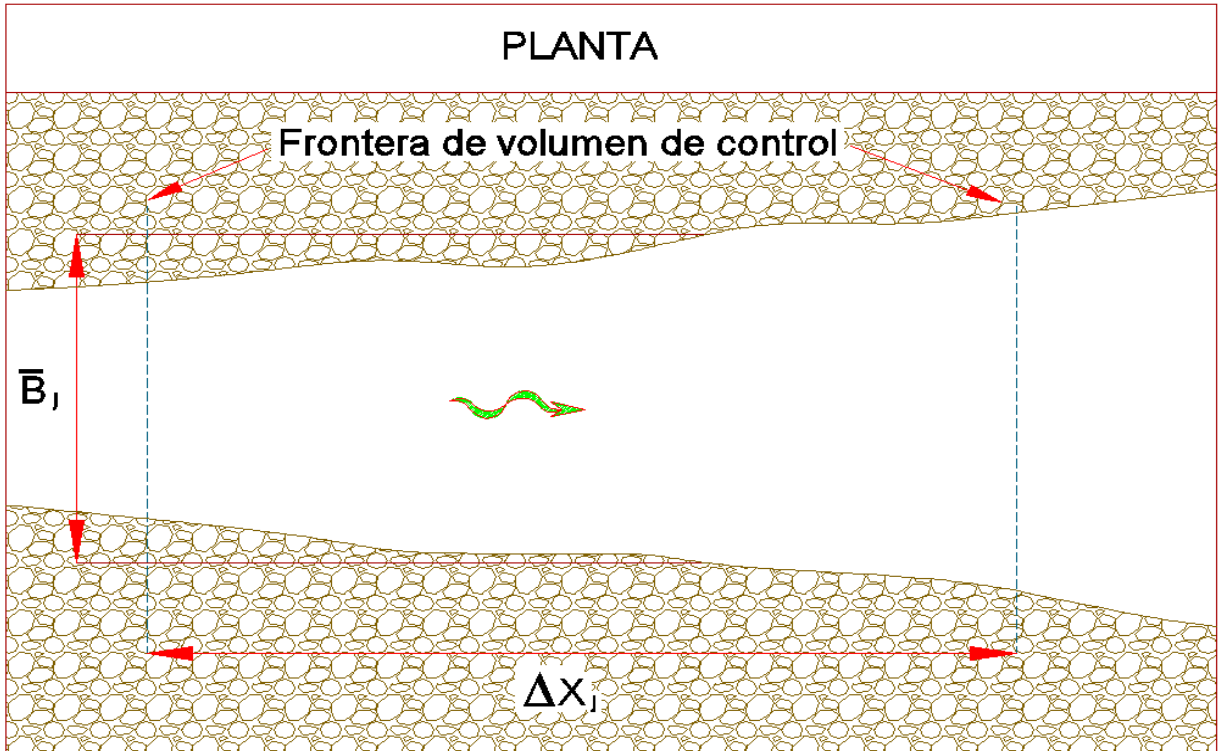


Figura 1.13. Volumen de control para la ecuación de continuidad.

En el volumen de control de la ecuación dinámica (Fig 1.14), aparece la velocidad al centro y los niveles en los extremos (que representan las fuerzas de presión y peso).

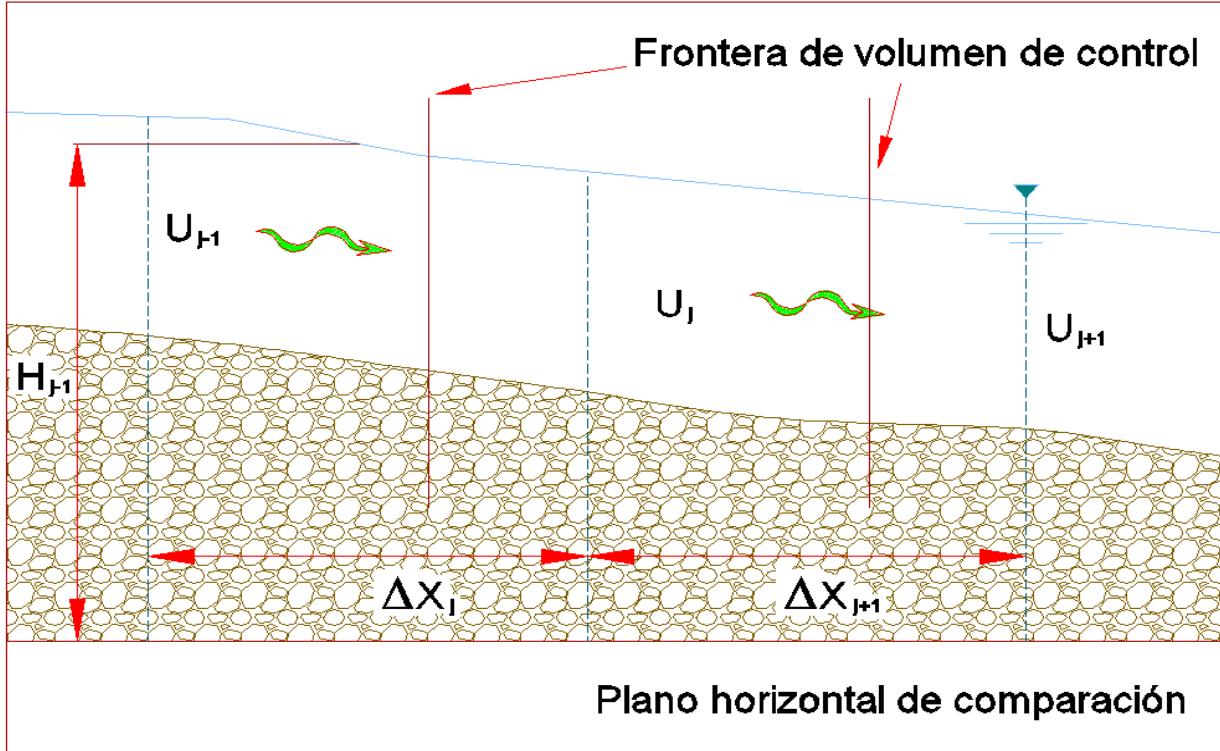


Figura 1.14. Volumen de control para la ecuación de cantidad de movimiento.

La Ec 1.15 se escribe en diferencias finitas como

$$\frac{V_j^{n+1} - V_j^n}{\Delta t} + V_j^{n+1} \frac{V_{j+1}^n - V_{j-1}^n}{2\Delta\bar{X}_j} + g\psi \frac{H_j^{n+1} - H_{j-1}^{n+1}}{\Delta\bar{X}_j} + g(1 - \psi) \frac{H_j^n - H_{j-1}^n}{\Delta\bar{X}_j} + g \frac{n_j^2 U_j^{n+1} |U_j^n|}{(R_j^n)^{4/3}} = 0$$

donde

$$\Delta\bar{X}_j = \frac{(\Delta x_j + \Delta x_{j-1})}{2}$$

ψ es un factor de peso en el tiempo, $0 \leq \psi \leq 1$; para que el esquema sea estable, $\psi \geq 0,5$, y se recomienda $\psi = 0,6$. En el término gS_f , el valor absoluto se incluye para que la

resistencia al flujo siempre tenga el signo correcto, independientemente del signo de la velocidad V . Factorizando V_j^{n+1} y agrupando términos se obtiene

$$V_j^{n+1} = GF_j \psi (H_{j-1}^{n+1} - H_j^{n+1}) + W_j \quad (1.21)$$

donde

$$GF_j = \frac{GTET_j}{1+r_j+c_j} \quad (1.22)$$

$$GTET_j = gTET_j \quad (1.23)$$

$$TET_j = \frac{\Delta t}{\Delta \bar{x}_j} \quad (1.24)$$

$$r_j = \frac{\Delta t n_j^2 g |u_j^n|}{(R_j^n)^{4/3}} \quad (1.25)$$

$$c_j = \frac{TET_j (u_{j+1}^n - u_{j-1}^n)}{2} \quad (1.26)$$

$$W_j = \frac{u_j^n}{1+r_j+c_j} + (1 - \psi) GF_j (H_{j-1}^n - H_j^n) \quad (1.27)$$

Para el tramo siguiente, es decir, cuando $j = j + 1$.

$$V_{j+1}^{n+1} = GF_{j+1} \psi (H_j^{n+1} - H_{j+1}^{n+1}) + W_{j+1} \quad (1.28)$$

Sustituyendo las ecuaciones 1.21 y 1.28 en la 1.18 resulta

$$-P1_j H_{j-1}^{n+1} + (P1_j + E_j + P1_{j+1}) H_j^{n+1} - P1_{j+1} H_{j+1}^{n+1} = D_j + P2_j - P2_{j+1} \quad (1.29)$$

donde

$$P1_j = A_j^n GF_j \psi \quad (1.30)$$

$$P2_j = A_j^n W_j \quad (1.31)$$

Al repetir este procedimiento para todos los tramos se obtienen ahora jj ecuaciones del tipo 1.29, con $jj + 2$ incógnitas, que son los niveles H_{n+1} (las incógnitas adicionales se obtienen de las condiciones de frontera). Una vez calculados los niveles, las velocidades en el instante $(n + 1)\Delta t$ se obtienen con ecuaciones del tipo 1.21. Para resolver el sistema es necesario dar la información adecuada en las fronteras.

1.2.3.3. ESQUEMAS DEL TIPO DE PREISSMANN

El esquema de Preissmann de 1961 es extensamente utilizado, sobre todo en Europa. Existen varias versiones, a continuación se presentan algunas de ellas.

1.2.3.3.1. VERSIÓN INTEGRAL

El sistema de ecuaciones puede escribirse en la forma vectorial siguiente

$$\oint [f dx + G(f)dt] = 0 \quad (1.32)$$

donde

$$f = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix} \quad (1.33)$$

$$G(f) = \begin{bmatrix} A \\ \frac{Q^2}{A} + gI1 \end{bmatrix} \quad (1.34)$$

Las variables vectoriales f y G se definen en los puntos de la malla del plano (x, t) .

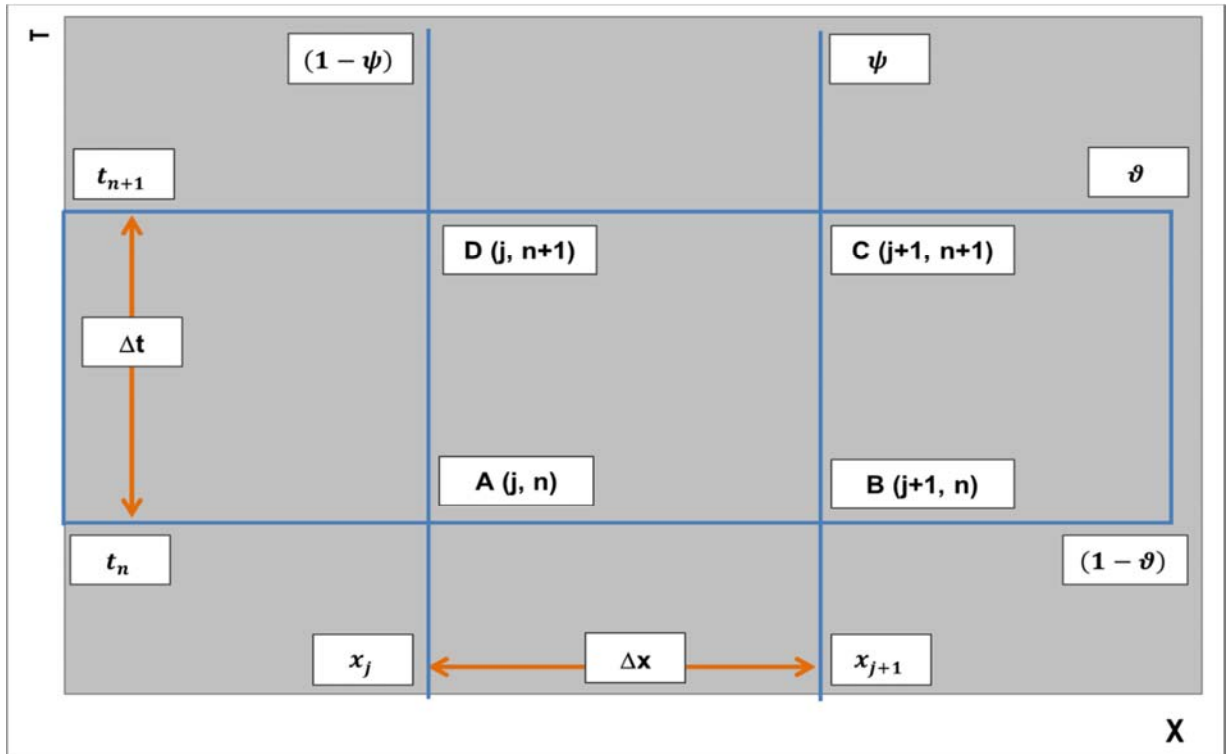


Figura 1.15. Malla en el plano (x, t) del esquema de Preissmann.

En general, el esquema se aplica con $\psi = 0,6$ y $\theta = 0,5$; para resolverlo se hacen iteraciones. En la primera iteración se supone que todos los términos no lineales son conocidos, y se resuelve entonces un sistema lineal, con incógnitas Q y A para todos los nudos; con estos valores se hace una primera estimación de los términos no lineales y se vuelve a obtener un sistema lineal; con la solución se corrigen los términos no lineales y así sucesivamente. El procedimiento converge en dos o tres iteraciones.

1.2.3.3.2. VERSIÓN DIFERENCIAL

Se construye a partir de la ecuación de continuidad escrita como

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.35)$$

y la ecuación dinámica

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (1.36)$$

donde se ha sumado $-S_0$ a $\frac{\partial h}{\partial x}$. Así como en la versión integral se definieron variables f y $G(f)$ que cumplen la Ec 1.32, es posible definir variables semejantes que cumplan

$$\frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial G(f)}{\partial x} = 0$$

En el caso del esquema de Preissmann, también llamado de cuatro puntos, se toma $\theta = \frac{1}{2}$. Se define el incremento Δf de la función $\Delta f(x, t)$ entre los tiempos $n\Delta t$ y $(\Delta t + 1)\Delta t$.

Sustituyendo estas expresiones en las ecuaciones 1.35 y 1.36 y ordenando se obtiene

$$\left(\frac{1}{2\Delta t} \right) \Delta H_{j+1} + BM_j \frac{\theta}{\Delta x} \Delta Q_{j+1} + \left(\frac{1}{2\Delta t} \right) \Delta H_j - BM_j + \frac{\theta}{\Delta x} \Delta Q_j + BM_j (Q_{j+1} - Q_j) \frac{1}{\Delta x} = 0 \quad (1.37)$$

y

$$gAM_j \Delta H_{j+1} + \left(\frac{1}{2\Delta t} \right) \Delta Q_{j+1} - gAM_j \Delta H_j + \left(\frac{1}{2\Delta t} \right) \Delta Q_j + \frac{\theta}{\Delta x} \left[\Delta \left(\frac{Q}{A} \right)_{j+1}^2 - \Delta \left(\frac{Q}{A} \right)_j^2 \right] + \frac{1}{\Delta x} \left[\Delta \left(\frac{Q}{A} \right)_{j+1}^2 - \Delta \left(\frac{Q}{A} \right)_j^2 \right] + gAM_j \left[\frac{\theta}{2} (\Delta S_{f_{j+1}} + \Delta S_{f_j}) + \frac{1}{2} (S_{f_{j+1}} + S_{f_j}) \right] + gAM_j \frac{1}{\Delta x} (H_{j+1} - H_j) = 0 \quad (1.38)$$

donde

$$BM_j = \frac{2}{[\theta(\Delta B_{j+1} + \Delta B_j) + (B_{j+1} + B_j)]}$$

$$AM_j = \frac{\theta}{2} (\Delta A_{j+1} + \Delta A_j) + \frac{g}{2} \frac{\theta}{\Delta x} (A_{j+1} + A_j)$$

Linealizando todos los términos de las ecuaciones 1.37 y 1.38 y después de simplificar, se llega al par de ecuaciones siguiente

$$CL1_j \Delta H_{j+1} + CL2_j \Delta HQ_{j+1} + CL3_j \Delta H_j + CL4_j \Delta Q_j + CL5_j = 0 \quad (1.39)$$

$$CM1_j \Delta H_{j+1} + CM2_j \Delta HQ_{j+1} + CM3_j \Delta H_j + CM4_j \Delta Q_j + CM5_j = 0 \quad (1.40)$$

1.2.3.4. ESQUEMA DEL TIPO DE SÁNCHEZ Y FUENTES

Este método considera como flujo unidimensional al movimiento del agua en el cauce natural, y se limita al flujo en cauces y a volúmenes de control constantes en el espacio, en los que sólo se modifica el tirante hidráulico. El modelo matemático resuelve las ecuaciones de flujo no permanente a superficie libre en un cauce natural.

Las ecuaciones de flujo no permanente a superficie libre para cauces no prismáticos son la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento y la ecuación de continuidad

$$\frac{\partial(AV)}{\partial x} = B \frac{\partial H}{\partial t} \quad (1.41)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = - \left[\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + S_f \right] \quad (1.42)$$

donde

- H elevación de la superficie del agua respecto a un plano horizontal de comparación PHC (suma del tirante más la cota de plantilla), en m
- A área hidráulica, en m²
- V velocidad media, en m/s
- B ancho de superficie libre, en m
- g aceleración de la gravedad, en m/s²
- S_f pendiente de la línea de energía, adimensional

x distancia longitudinal, en m

t tiempo, en s.

Para representar en diferencias finitas a las ecuaciones 1.41 y 1.42 se toman en cuenta los volúmenes de control mostrados en la Fig 1.16.

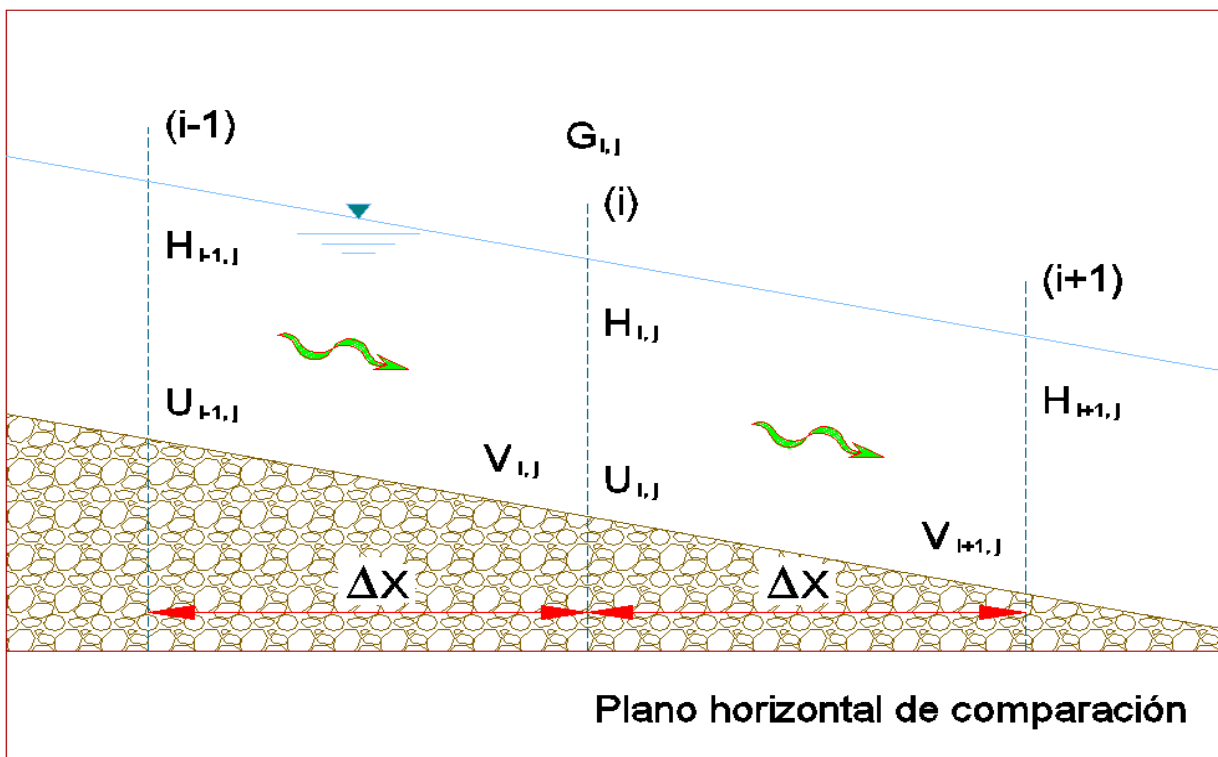


Figura 1.16. Secciones a lo largo del cauce.

Para asegurar que la descarga en la penúltima sección sea con una elevación del agua mayor o igual a la mínima, la asociada al tirante crítico h_{cj} para el instante j , se emplea la ecuación siguiente:

$$\frac{A_{cj}}{B_{cj}} = \frac{V_{Mj}}{g} \quad (1.43)$$

donde

A_{cj} área correspondiente al tirante crítico, en m^2

B_{cj} ancho de la superficie libre correspondiente al tirante crítico, en m

V_{Mj} velocidad de entrada en la sección M para el instante j , en m/s

H_F queda definida de la siguiente manera:

$$H_F = h_{cj} + \begin{cases} h_F + z_F & \text{si } h_F > h_{cj} \\ z_F & \text{si } h_F > h_{cj} \end{cases} \quad (1.44)$$

donde

z_F elevación del fondo de la sección $i = M$, en m

H_F tirante conocido de la sección, en m.

Para obtener las elevaciones del agua en la etapa de cálculo se forma un sistema de ecuaciones lineales, en cual debe considerar los puntos siguientes:

- 1) Sección aguas arriba del tramo en estudio ($i = 1$), se debe utilizar la ecuación de condición de frontera aguas arriba

$$Q_{i,j}H_{1,j} + P_{i,j}H_{1,j} = -R_{1,j} + \frac{1}{P_{i,j}}(\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta)G_{i,j}) \quad (1.45)$$

- 2) Para las secciones intermedias ($i = 1, 3, \dots, L - 1$), se utiliza la ecuación 1.46.

$$T_{i-j}H_{i,j-1} + (Q_{i,j} - S_{i-1,j})H_{i,j+1} + P_{i,j}H_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{A_{i,j}}(\theta G_{i,j+1} + (1 - \theta)G_{i,j}) \quad (1.46)$$

- 3) Secciones aguas abajo del tramo ($i + 1 = L$), se toma en cuenta la condición de frontera aguas abajo, ecuación 1.47.

$$3T_{M-2,j}H_{M-2,j+1} + (Q_{M-1,j} - S_{Mi-2,j})H_{Mi-1,j} = W_{M-2,j} - R_{M-1,j} - \frac{1}{A_{M-1}}[\theta G_{M-1,j+1} + (1 - \theta)G_{M-1,j}] - P_{M-1,j}H_F \quad (1.47)$$

- 4) Las ecuaciones que se obtienen forman un sistema de $M - 1$ ecuaciones lineales tridiagonal, cuyas incógnitas son las elevaciones $H_{i,j+i}$ (para $i = 1, 3, \dots M - 1$).
- 5) Una vez resuelto el sistema, las velocidades de llegada ($V_{i,j+i}$) y de partida ($U_{i,j+i}$) se determinan con las elevaciones $H_{i,j+i}$, utilizando las ecuaciones:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j}H_{i+1,j+1} + Q_{i,j}H_{i,j+1} + R_{i,j} \quad (1.48)$$

$$V_{i,j+1} = S_{i,j}H_{i+1,j+1} + T_{i,j}H_{i,j+1} + W_{i,j} \quad (1.49)$$

Una de las ventajas del esquema de Sánchez – Fuentes es que permite definir el comportamiento del cauce en la parte final, al existir una condición de frontera en el extremo aguas abajo. Además, permite representar de mejor forma condiciones de frontera y considerar la posibilidad de transitar simultáneamente los afluentes y el cauce principal, logrando tener una simulación cercana a la realidad.

1.3. MÉTODO DE OPERACIÓN ÓPTIMA (OPOP) (GONZÁLEZ, V. F., 1969)

Cuando una avenida entra en el vaso de una presa con vertedor controlado por compuertas, las autoridades encargadas de la operación confrontan un grave problema de decisión, especialmente si no disponen de sistemas de predicción confiable. Si las compuertas se operan en forma conservadora, pequeñas avenidas del vaso salen casi sin control, causando, algunas veces, daños por inundación que podrían haberse evitado; en cambio, una política audaz que trate de establecer un control máximo puede poner en peligro la seguridad de la presa, o bien, obligar a descargar grandes gastos, que provocan daños graves aguas abajo.

A continuación se presenta un método para operar las compuertas, usando como única información los registros históricos de los niveles en el vaso, de tal modo que:

- a) No se causen daños innecesarios.
- b) No se ponga en peligro la seguridad de la obra.

Para una avenida de periodo de retorno T_R , dado el nivel en la presa en un tiempo cualquiera t_0 , es posible encontrar la política de operación que minimice el gasto máximo descargado. Además se puede definir una zona para la cual ya no existe modo alguno de desalojar la avenida, por lo que se debe de evitar esta situación, cualquiera que sea la avenida que entre en el vaso.

1.3.1. OBTENCIÓN DE LAS CURVAS DE OPERACIÓN PARA UNA AVENIDA DADA

Supóngase una presa con capacidad en el NAME de S^* , en la cual entra una avenida de duración T , cuyo hidrograma está dado en la Fig 1.17. Dividiendo T en intervalos de duración Δt , se puede formar una tabla que contenga el hidrograma discretizado.

Aplicando la ecuación de continuidad en el intervalo de tiempo i se obtiene:

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - X_i \quad (1.50)$$

donde

Q_i volumen que entra al vaso en el intervalo

S_i almacenamiento al principio del intervalo

X_i volumen descargado en el intervalo i .

Además, los almacenamientos en cualquier instante deben ser menores que S^* , o sea:

$$S_i \leq S^* \quad (1.51)$$

Los volúmenes descargados X_i deben ser menores o iguales que los volúmenes que podrían desalojarse con las compuertas totalmente abiertas, para todos los intervalos y para cualquier volumen almacenado.

$$X_i \leq V_{m\acute{a}x}(S_i) \quad (1.52)$$

Donde $V_{m\acute{a}x}(S_i)$ puede obtenerse fácilmente conociendo la curva de gastos del vertedor con las compuertas totalmente abiertas y la curva elevaciones - volúmenes del vaso.

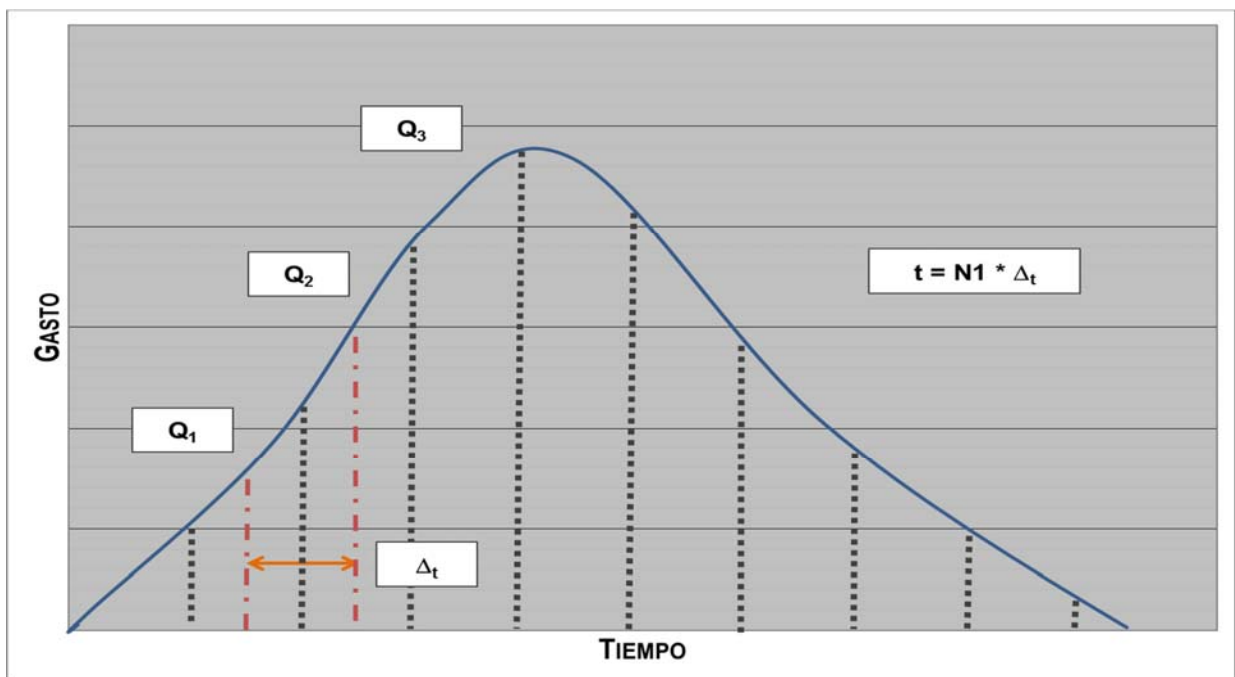
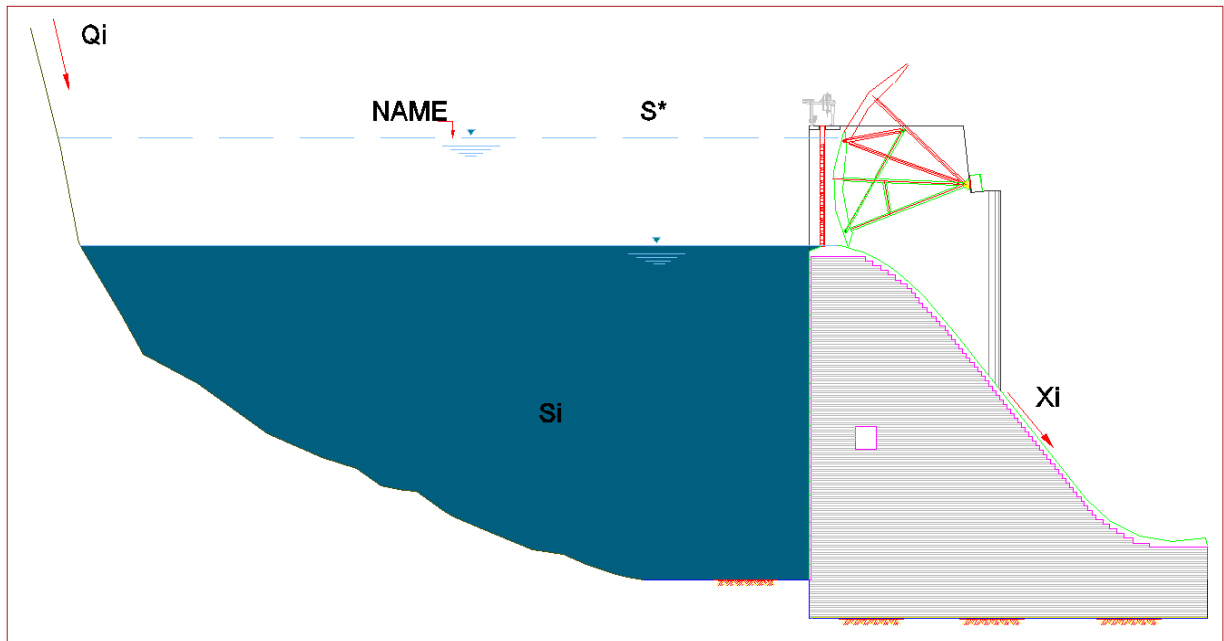


Figura 1.17. Esquema de la presa y vertedor, e hidrograma de entrada.

Los volúmenes descargados causaran daños en la zona localizada aguas abajo de la presa, la estimación precisa de estos daños es difícil, pero si no se dispone de los datos

necesarios para una evaluación, basta con suponer que la función de daños $D(X_i)$ es monótona creciente en X_i , para toda i .

La política más acertada consistirá entonces en elegir la secuencia X_1, X_2, \dots, X_{NT} (volúmenes descargados) de tal manera que su valor máximo sea lo menor posible, es decir, el problema se limita a encontrar:

$$\text{Min}_{(X_1, X_2, \dots, X_{NT})} [\text{Máx}\{(X_1), (X_2), \dots, (X_{NT})\}] \quad (1.53)$$

Lo que estará sujeto a las restricciones siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i \leq S^* \\ 0 \leq X_i \leq V_{\text{máx}}(S_i) \\ S_{1+2} = S_i + Q_i - X_i \end{array} \right\} 1 = 1, 2, \dots, NT \quad (1.54)$$

Si se considera conocida la avenida de entrada y se le asocia su periodo de retorno, T_R , la solución encontrada por **(González, 1969)** consiste en abrir totalmente las compuertas hasta llegar a un gasto $Q * (T_R)$ que se mantiene constante, y que se determina de tal manera que el nivel máximo en el embalse coincida con el del NAME.

Si para la misma avenida con periodo de retorno T_R se repite el procedimiento pero suponiendo en cada caso diferente nivel inicial, se puede construir una figura como la siguiente (Fig 1.18), en la que se muestra la evolución de los almacenamientos correspondientes a cada pareja nivel inicial – gasto constante.

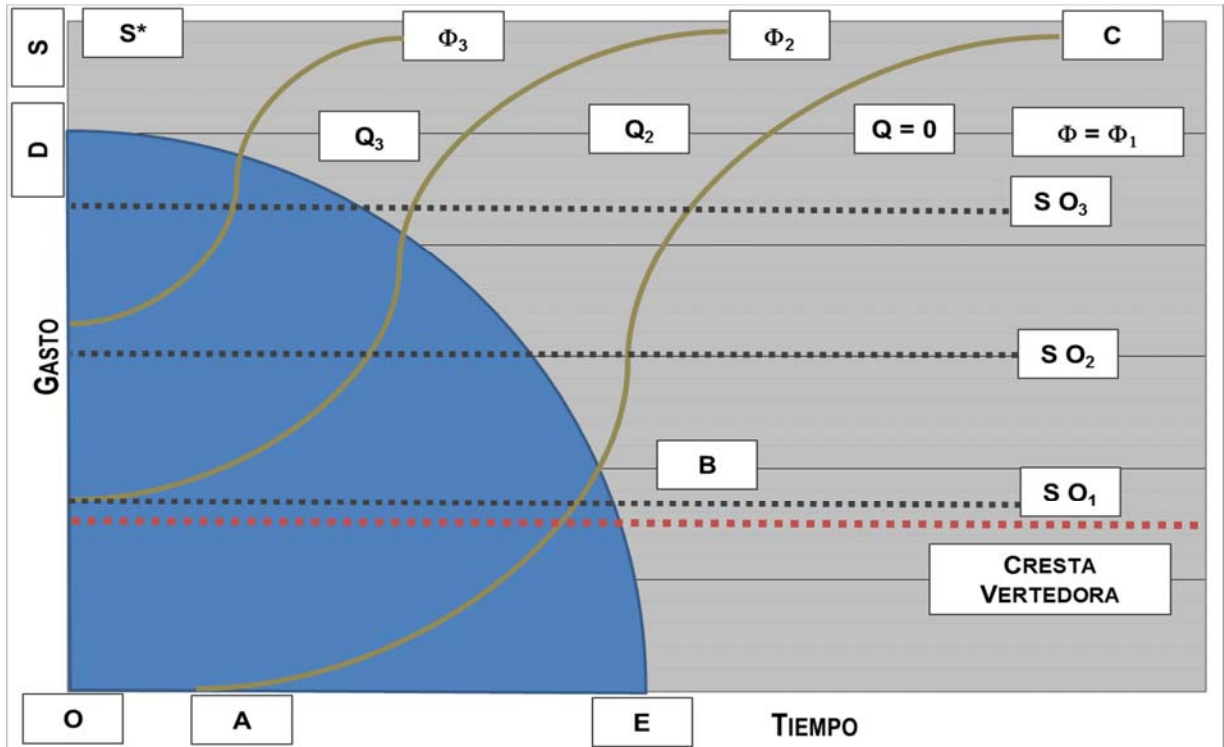


Figura 1.18. Mínimo gasto máximo con que puede desalojar una avenida de periodo de retorno T_R .

Se distinguen para cada curva “ Q igual a constante” dos zonas, la primera $A - B$, en la cual dicho gasto no puede desalojarse debido a que aunque las compuertas estén totalmente abiertas, no se tiene carga suficiente en el vertedor. La segunda, $B - D$, en la que empiezan a operarse las compuertas de tal manera que conserve un gasto constante Q . Lo anterior hace que la política de operación para gasto máximo Q consista en mantener las compuertas totalmente abiertas en la zona $OEDO$ y mantener el gasto “ Q igual a constante” fuera de ella.

1.3.2. IDENTIFICACIÓN DE AVENIDAS

Hipótesis. Los hidrogramas de las avenidas de distintos periodos de retorno T_1, T_2, \dots, T_n , coinciden en la parte inicial de su rama ascendente y el gasto máximo para cada una de ellas se presenta en los tiempos $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$, como se indica en la Figura 1.19.

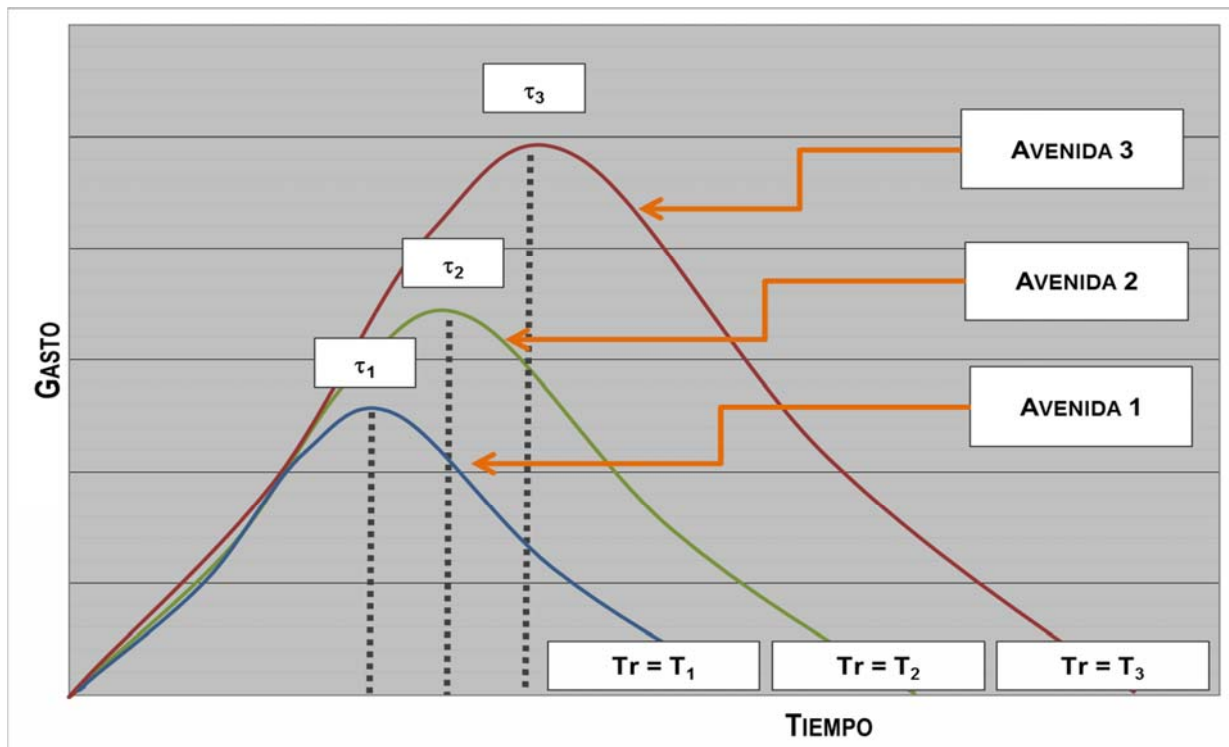


Figura 1.19. Hidrogramas para avenidas de periodo de retorno T_1, T_2, T_3 .

Si se conoce el volumen almacenado en la presa en el tiempo $t = 0$ y la avenida que está entrando en el vaso cumple con la hipótesis anterior y es de periodo de retorno T_2 , se consideran, a continuación los siguientes tres casos:

- I. En el intervalo $0 \leq t \leq \tau_1$, los volúmenes en el vaso siguen la curva de operación Q_{Max} igual a constante, para la avenida con periodo de retorno T_n y, partiendo del punto ($t = 0, S = 0$).

Para $t > \tau_1$, los volúmenes de entrada son mayores que los supuestos, y los niveles en el vaso empiezan a ser superiores a los indicados por la curva de operación como se indica en la Fig 1.20., en este momento debe cambiarse la operación suponiendo que la avenida que entra en el vaso es de periodo de retorno T_2 y empezar a operar de acuerdo con la política de operación obtenida, pero para la avenida 2 y tomando en cuenta que se está en el tiempo τ_1 y se ha “consumido” ya una parte del almacenamiento disponible.

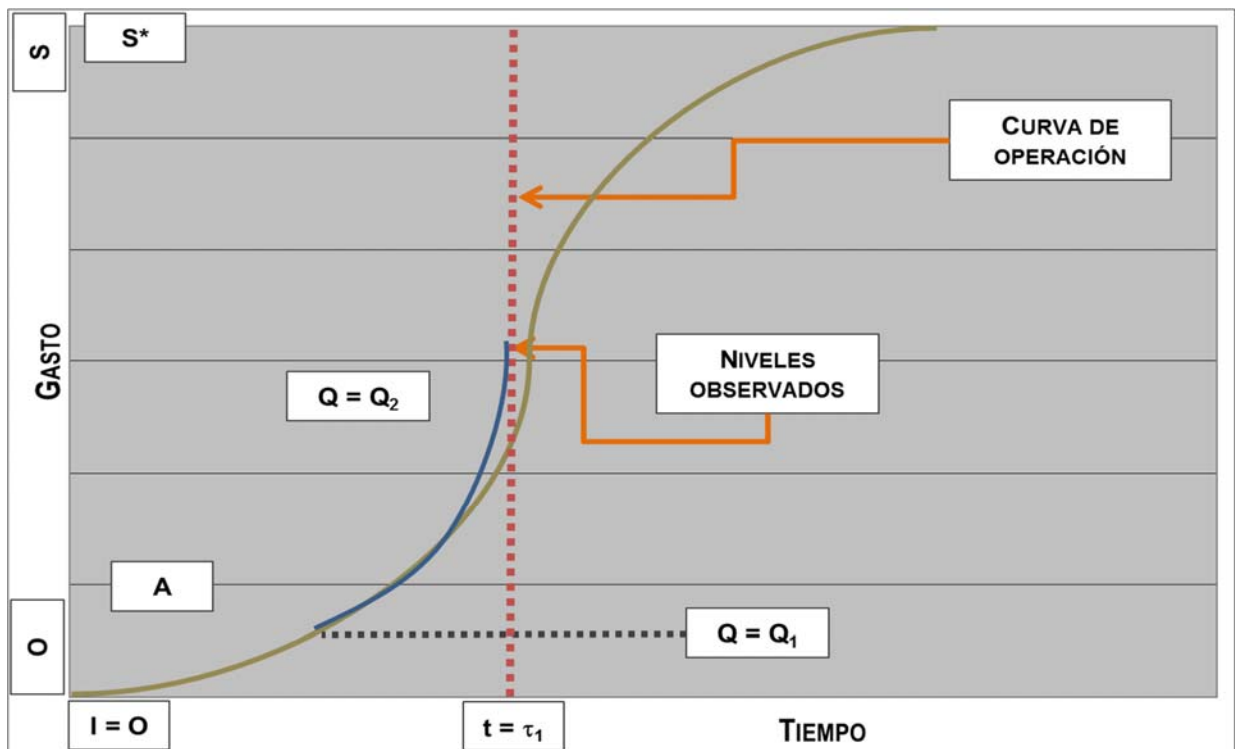


Figura 1.20. Operación de acuerdo con la política para avenida con periodo de retorno T_1 , pero cuando la avenida de entrada tiene un periodo de retorno T_2 .

- II. Se opera de acuerdo con la política para la avenida 2; de esta manera, los volúmenes almacenados seguirán exactamente la curva de operación propuesta, no extendiendo mayor complicación.
- III. Las compuertas se mueven según la política de operación obtenida a partir de la avenida 3. Así los almacenamientos seguirán la curva de operación

correspondiente hasta llegar al tiempo $t = \tau_2$; a partir de este momento, los volúmenes en el vaso serán menores que los estimados, por lo que debe adoptarse la política indicada para la avenida 2.

De esta manera es posible identificar la avenida que entra en el vaso, proporcionado al mismo tiempo la política de operación a seguir.

1.3.3. SEGURIDAD DE LA OBRA

Para garantizar que la avenida de diseño no cause la falla de las estructuras, se establece una política de operación basada en dicha avenida, Fig 1.21. Por medio de dicha política puede obtenerse la curva $Q = Q^*_{m\acute{a}x}$; en que $Q^*_{m\acute{a}x}$ es el gasto máximo que puede descargar el vertedor, al nivel del NAME. Esta curva divide al plano (S, t) en dos zonas, la inferior o de seguridad y la superior o de catástrofe. Si los volúmenes en el vaso se encuentran en esta zona superior, la presa será rebasada en caso de ser la avenida de diseño la que entre en el vaso.

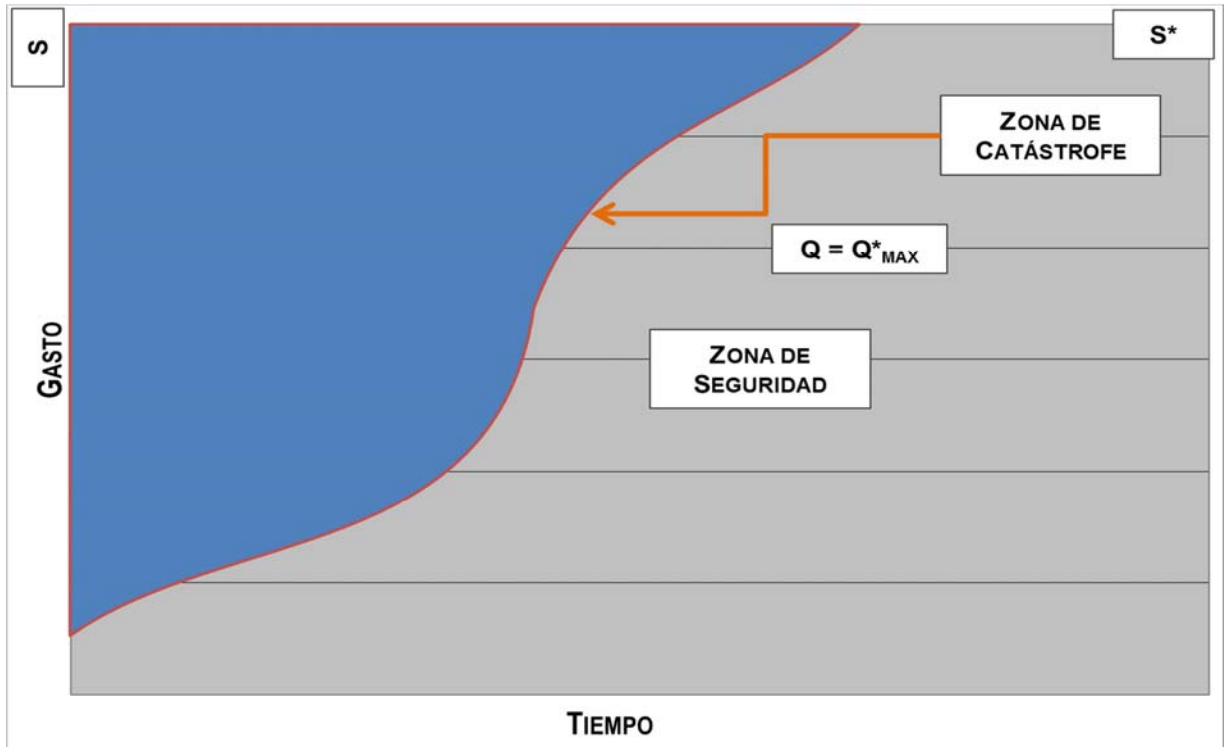


Figura 1.21. Política de operación para la avenida de diseño.

Para asegurar el buen funcionamiento de la obra, aun en el caso de presentarse la avenida de diseño, es forzoso abrir totalmente las compuertas al llegar a la curva $Q = Q_{max}$ de la política asociada a la avenida de diseño.

1.3.4. CONDICIONES INICIALES

En el caso ideal se dispone de una predicción precisa de la avenida que se espera entre en el vaso, entonces debe elegirse como política de operación inicial aquella asociada con la avenida predicha. En el problema habitual, en que no se dispone de ninguna predicción, deberá empezarse a operar de acuerdo con un criterio que evite al máximo pérdidas innecesarias

Al hacer un análisis, como el indicado en los párrafos anteriores, para avenidas de periodos de retorno $T_1, T_2, T_3, \dots, T_n$, puede construirse una gráfica de niveles iniciales en el vaso contra periodos de retorno y gastos máximos descargados (Fig 1.22).

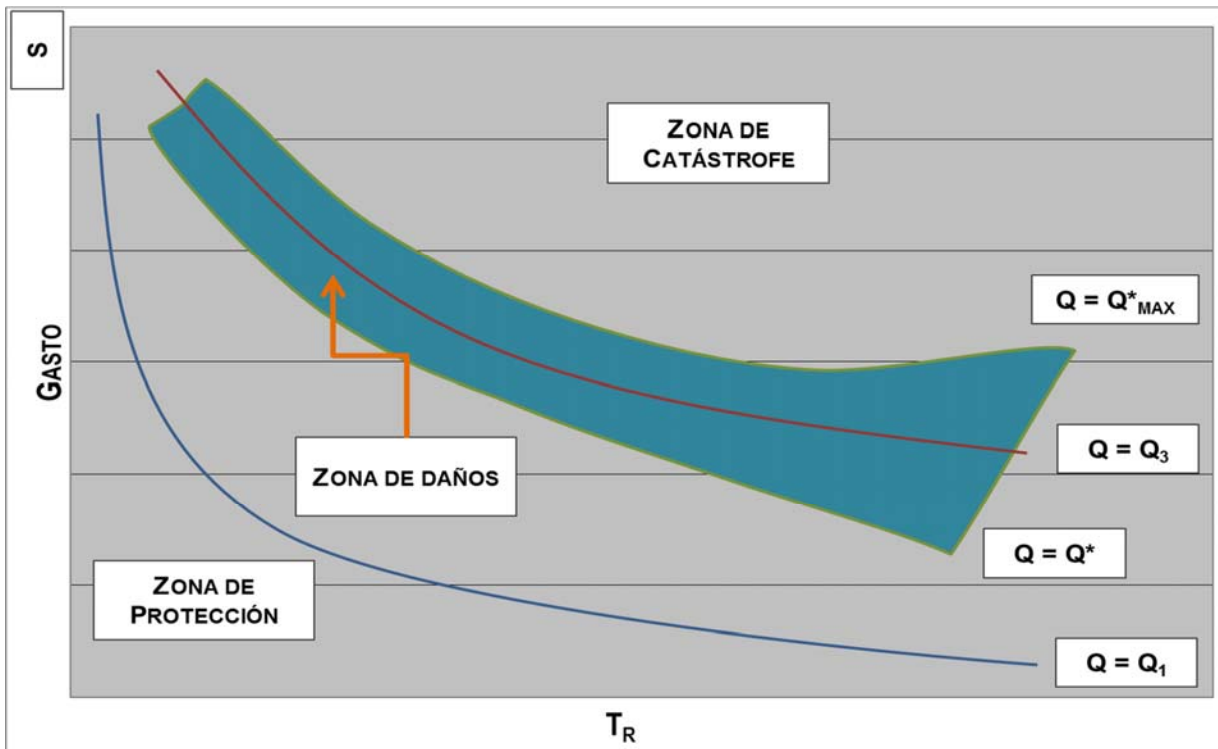


Figura 1.22. Gastos máximos para diferentes almacenamientos iniciales S y periodos de retorno T_R .

Por medio de la Fig 1.22, es posible deducir las siguientes alternativas de operación, conociendo el gasto Q^* que no causa daños aguas abajo.

- I. Conociendo el almacenamiento inicial S_0 (normalmente el NAMO) y el periodo de retorno aproximado de la avenida que supuestamente entrará en el vaso, se encuentra el gasto de control Q_r para esas condiciones. La política de operación sería entonces abrir las compuertas hasta que pase un gasto Q_r : una vez alcanzado dicho gasto se seguiría operando de acuerdo con las políticas para la avenida de periodo de retorno T_R hasta encontrar discrepancias que obliguen a cambiar a una política de operación asociada a una avenida mayor o menor.

- II. Dados el almacenamiento inicial S_0 y el gasto que no causa daños Q^* , puede obtenerse el periodo de retorno T_R para el cual es posible proteger la zona de inundación. La operación empezaría suponiendo la entrada de esta avenida al vaso.
- III. Si se conoce el gasto Q^* y es factible fijar el periodo de retorno de la avenida contra la que se ha previsto protección aguas abajo, puede encontrarse directamente en la figura el nivel inicial que ha de mantenerse en el vaso durante la época de avenidas para lograr dicha protección.

La Fig 1.22 proporciona además la probabilidad de que se presenten daños, conociendo el almacenamiento en la época de avenidas; esto representa una valiosa ayuda en las decisiones que deben tomarse en las presas durante tal época.

En cada caso particular deberá decidirse cuál de los tres criterios antes mencionados es el más conveniente.

1.3.5. POLÍTICAS ÓPTIMAS SUPONIENDO CONOCIDA LA AVENIDA (BOLAÑOS 2010)

Con la finalidad de conocer una política de operación óptima para algunas de las avenidas de diseño, Bolaños parte de las siguientes dos consideraciones; la primera de ellas fue suponer que la avenida que entra al vaso se conoce desde un inicio, la segunda de éstas fue proponer el nivel inicial en el vaso igual al nivel del NAMO. Con estas dos consideraciones iniciales realiza los cálculos para dos periodos de retorno distintos, con T_r 100 y 10 000 años.

El objetivo es conocer el gasto máximo cuya idea principal es ocupar en su totalidad el almacenamiento, para los periodos de retorno seleccionados se realizó el tránsito de la avenida por el vaso, asegurando que la obra no se pone en riesgo, y que el nivel máximo alcanzado es el NAME.

Para mostrar el comportamiento en el almacenamiento, se compara la evolución obtenida en el embalse de ambos análisis. La Fig 1.23 muestra que la condición inicial en el cálculo para ambos casos es la misma, sin embargo, al avanzar el tiempo el almacenamiento no evoluciona de la misma forma debido a que tanto el gasto de entrada como el controlado en el vaso no son los mismos, aunque en ambos casos las cotas máximas alcanzadas no sobrepasan el NAME

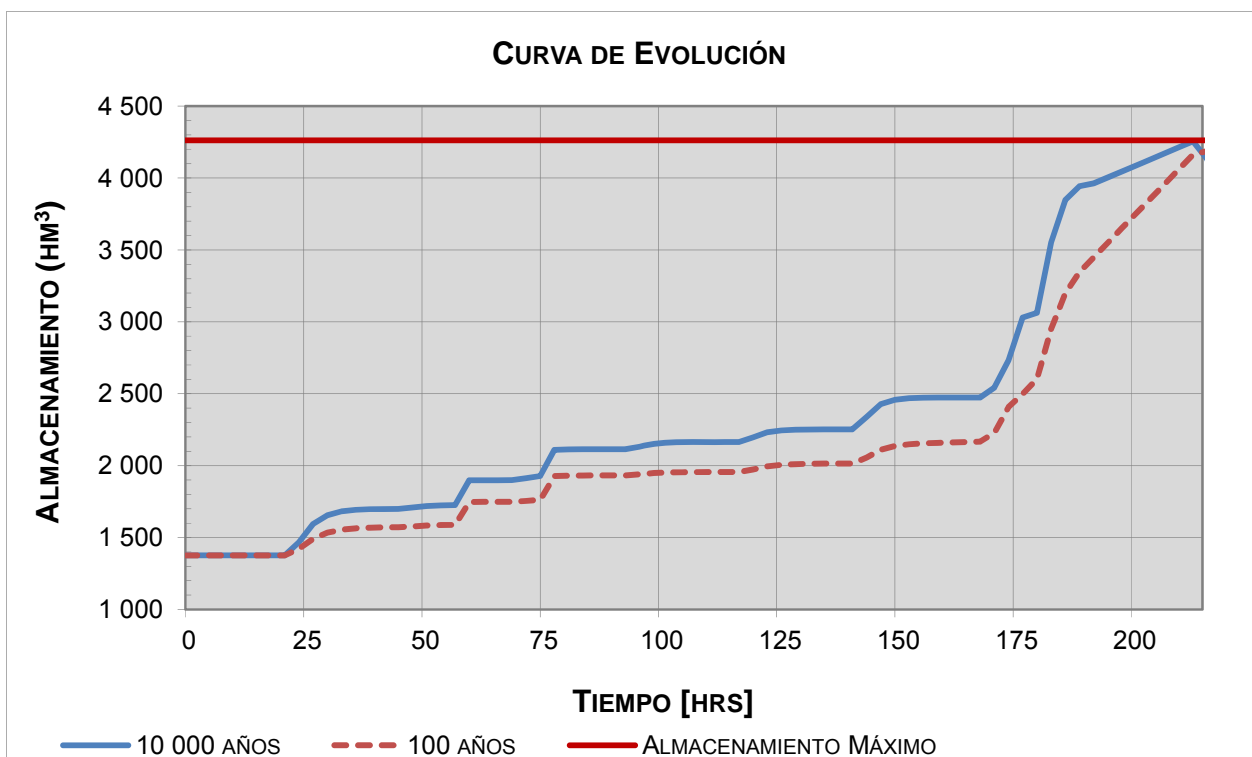


Figura 1.23. Comparación de la evolución en el almacenamiento para T_r 100 y 10 000 años.

1.4. OPERACIÓN SISTEMÁTICA DE COMPUERTAS (PALOMAS, 1992)

El planteamiento consiste en calcular el volumen máximo almacenado (V_{max}) en el vaso durante el tránsito de avenidas en función del volumen almacenado (V_i) en un tiempo inicial, el gasto de entrada al inicio de la avenida (Q_i), la intensidad de la creciente (q), el tiempo que se mantendrá dicha intensidad ($k \Delta t$) y el gasto de salida a través de vertedor al operar las compuertas (Q_s).

El volumen máximo almacenado durante una avenida se puede calcular con la ecuación:

$$V_{max} = V_i + V_1 + V_2 - V_3 \quad (1.55)$$

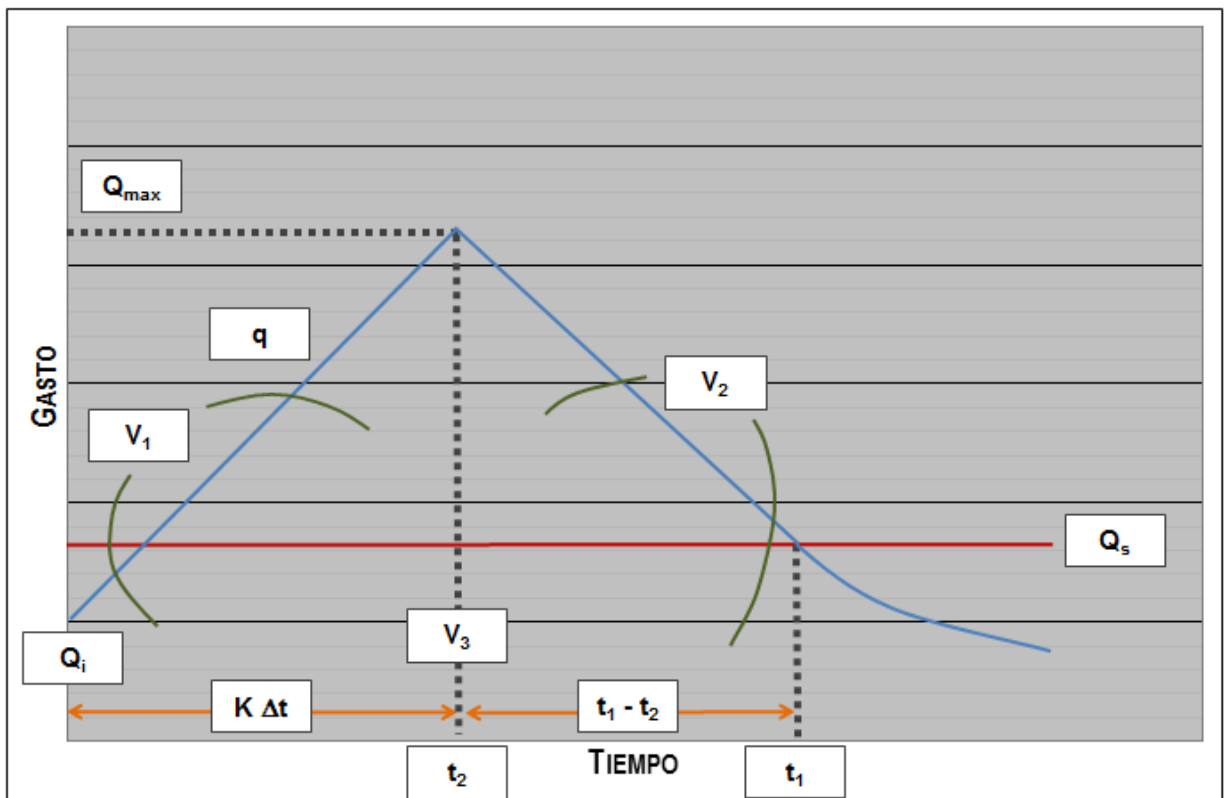


Figura 1.24. Hidrograma representativo de una avenida.

donde

Q_i gasto inicial de la avenida

- Q_{max} gasto máximo alcanzado por la avenida ($Q_{max} = Q_i + q * k \Delta_t$)
- q intensidad de la rama de ascenso
- $k \Delta_t$ tiempo en que se alcanza Q_{max} , en horas
- Q_s gasto de salida obtenido al abrir las compuertas del vertedor
- ΔV volumen almacenado en el vaso durante la avenida ($\Delta V = V_1 + V_2 - V_3$)
- V_{max} volumen máximo, ($V_{max} = V_i + \Delta V$)
- V_i volumen almacenado al inicio de la avenida
- V_1 volumen que ingresa durante el ascenso de la avenida
 ($V_1 = 1\,800 * k \Delta_t * (Q_i + Q_{max})$)
- V_2 volumen que ingresa durante el descenso de la avenida
 ($V_2 = 1\,800 * (2 * (\sum Q_n) - Q_{max} - Q_s)$)
- V_3 volumen extraído del vaso al abrir las compuertas durante un tiempo determinado ($V_3 = 1\,800 * 2 * Q_s * (k \Delta_t + t_1 - t_2)$)
- t_1, t_2 es el tiempo en horas en que la curva típica de descenso interseca al valor del gasto de salida propuesto y el punto del hidrograma en que se alcanza el Q_{max} respectivamente
- $\sum Q_n$ suma de los gastos considerados cada hora durante el descenso de la avenida (Fig 1.25).

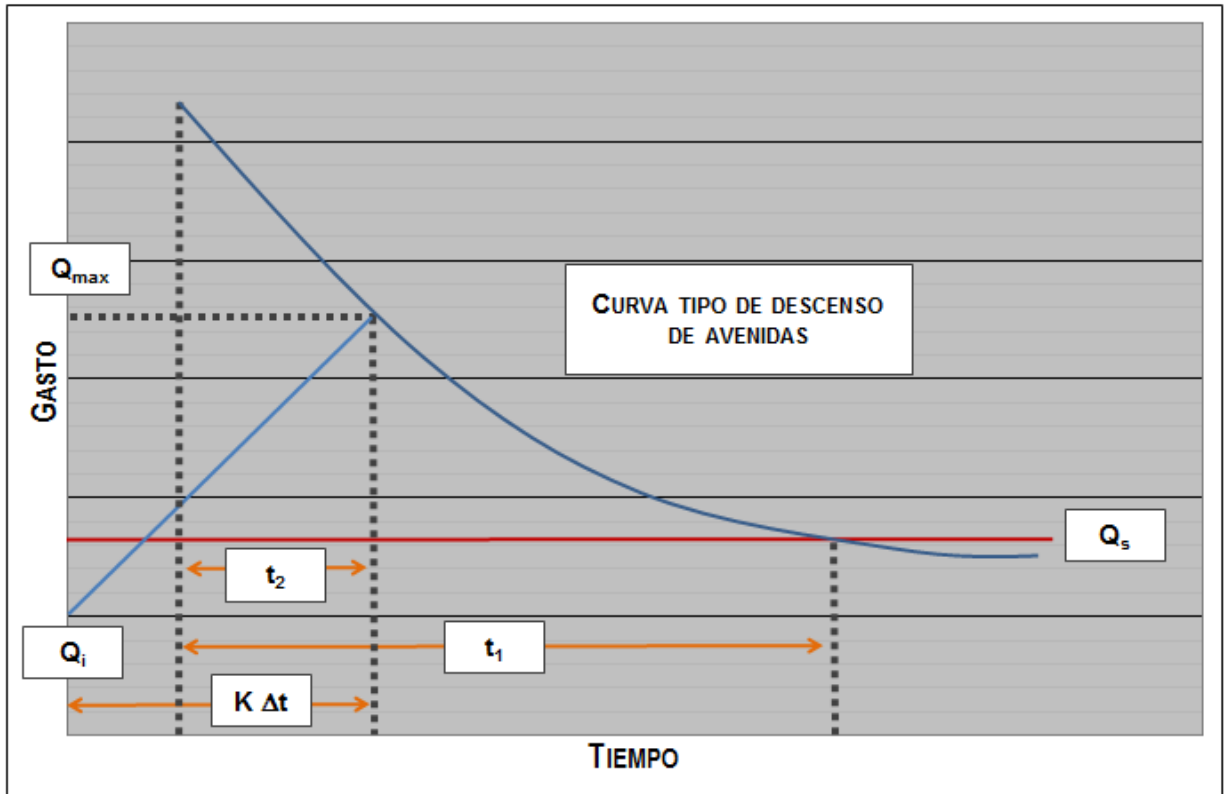


Figura 1.25. Curva tipo de descenso de avenidas.

La curva tipo de descenso de avenidas representa, la forma característica que adquiere la avenida una vez que ha alcanzado el gasto máximo y la intensidad comienza a disminuir (q empieza a ser negativa). Esta curva se obtuvo a partir del análisis de varias avenidas que presentaron las siguientes características: gastos mayores que $3\,000\text{ m}^3/\text{s}$ y una curva de descenso sin interrupciones hasta llegar a un gasto de $1/10$ del Q_{max} aproximadamente.

Los descensos correspondientes a estas avenidas se dibujaron en un esquema t, Q para encontrar una curva patrón representativa.

El resultado obtenido es la curva que se muestra en la Fig 1.26, la cual ha sido empleada satisfactoriamente en avenidas reales como "Curva Tipo".

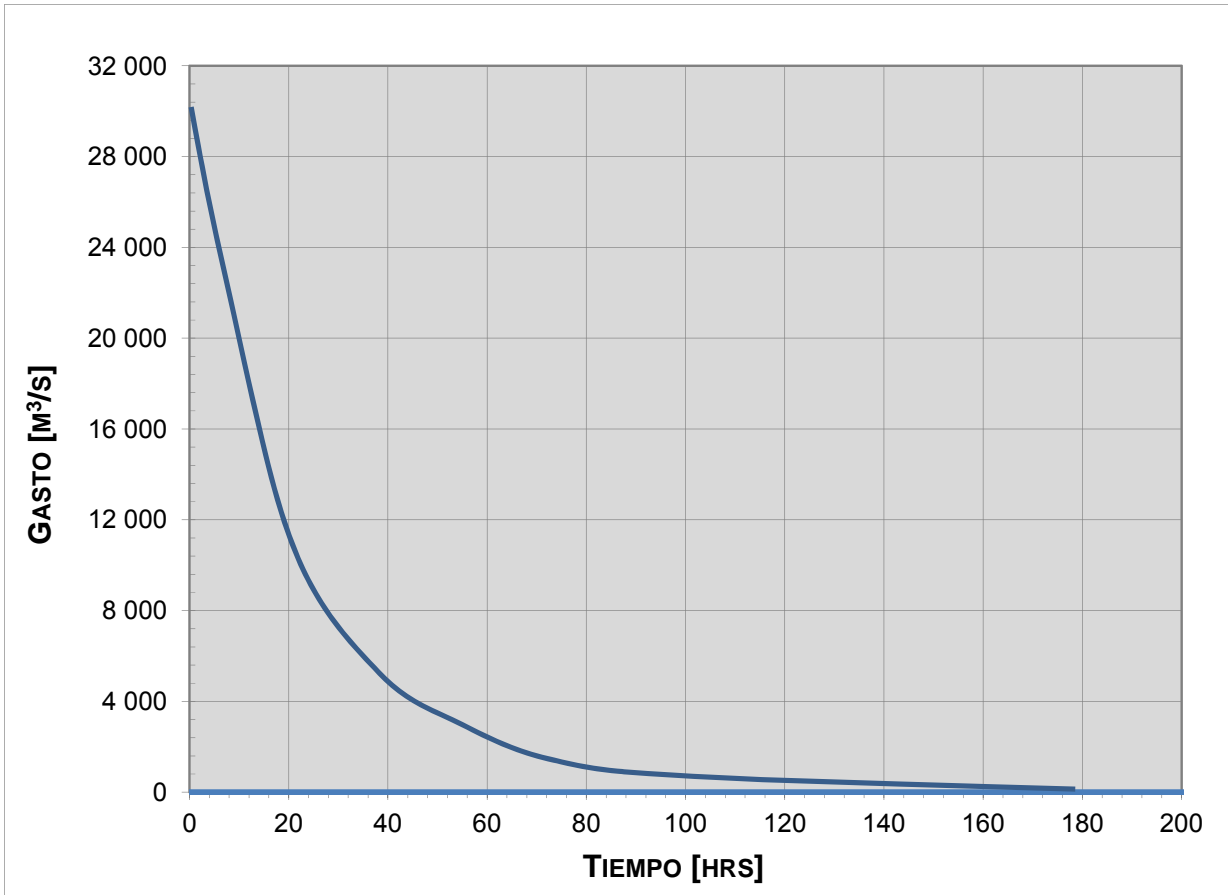


Figura 1.26. Hidrograma con curva tipo de descenso de avenidas.

1.5. POLÍTICAS DE OPERACIÓN

Se entiende por política de operación al volumen de extracción recomendado para satisfacer una determinada demanda para cada presa, para una quincena dada del año (o un determinado intervalo de tiempo), en función del almacenamiento que se registre en cada una al inicio de la quincena correspondiente. Dicha política se determina vía programación dinámica estocástica y su representación es de sencillo manejo para los operadores; las políticas son suficientemente flexibles para poderse adecuar dependiendo de cómo hayan sido los ingresos en una quincena anterior.

Para determinar el óptimo funcionamiento de una presa o de un sistema de presas se debe aplicar técnicas de optimización, un método que se adapta a las características del problema es la programación dinámica, cuyo precursor es **Richard E. Bellman**. La programación dinámica se puede clasificar en: Determinística (las variables de entrada son conocidas) y Estocástica (se introduce una componente probabilística en las variables de entrada). En el caso de una presa, si los ingresos son conocidos se dice que es determinístico, si solo se conocen la probabilidades asociadas a esos ingresos es estocástico.

Otra de las técnicas de investigación de operaciones que ayuda a la solución del problema es la simulación; este procedimiento intenta representar las operaciones de los procesos y sistemas reales de manera numérica para su análisis y estudio, además se pueden añadir todas las variables que participan en el proceso.

Para obtener una política óptima, es necesario establecer una norma que permita comparar distintas políticas y decidir cuál es la mejor. A esta norma de comparación se le llama función objetivo.

La función objetivo es una relación matemática entre las variables de decisión y una magnitud que representa el objetivo (minimizar o maximizar) o producto del sistema. Es la suma de los beneficios correspondientes a cada etapa. Esta función debe permitir que se

pueda evaluar de manera independiente la contribución de cada etapa al objetivo final y comparar las distintas políticas de operación y decidir cuál es la mejor.

La programación dinámica, técnica que permite determinar de manera eficiente la secuencia de decisiones que optimizan el comportamiento de un sistema que evoluciona a lo largo de una serie de etapas.

Al comenzar cada una de las etapas, antes de tomar la decisión, el sistema podrá encontrarse en un estado de los varios posibles para esa etapa. Esto significa que para cada etapa debe definirse un conjunto de estados. El estado debe sintetizar toda la información que debemos conocer de la evolución del sistema en etapas anteriores. Una vez tomada la decisión en el estado correspondiente, el sistema evolucionará hacia alguno de los estados posibles para la etapa siguiente. El comportamiento del sistema puede percibirse como una secuencia de decisiones y evoluciones.

La programación dinámica está asociada a situaciones de evolución de un sistema a lo largo de varias etapas, de ahí el nombre de dinámica (Fig 1.27). Cuando la evolución es conocida con certeza una vez tomada la decisión, se tiene programación dinámica determinística; de lo contrario, cuando el sistema puede evolucionar hacia diferentes estados según una ley de probabilidad conocida, se tiene programación dinámica estocástica.

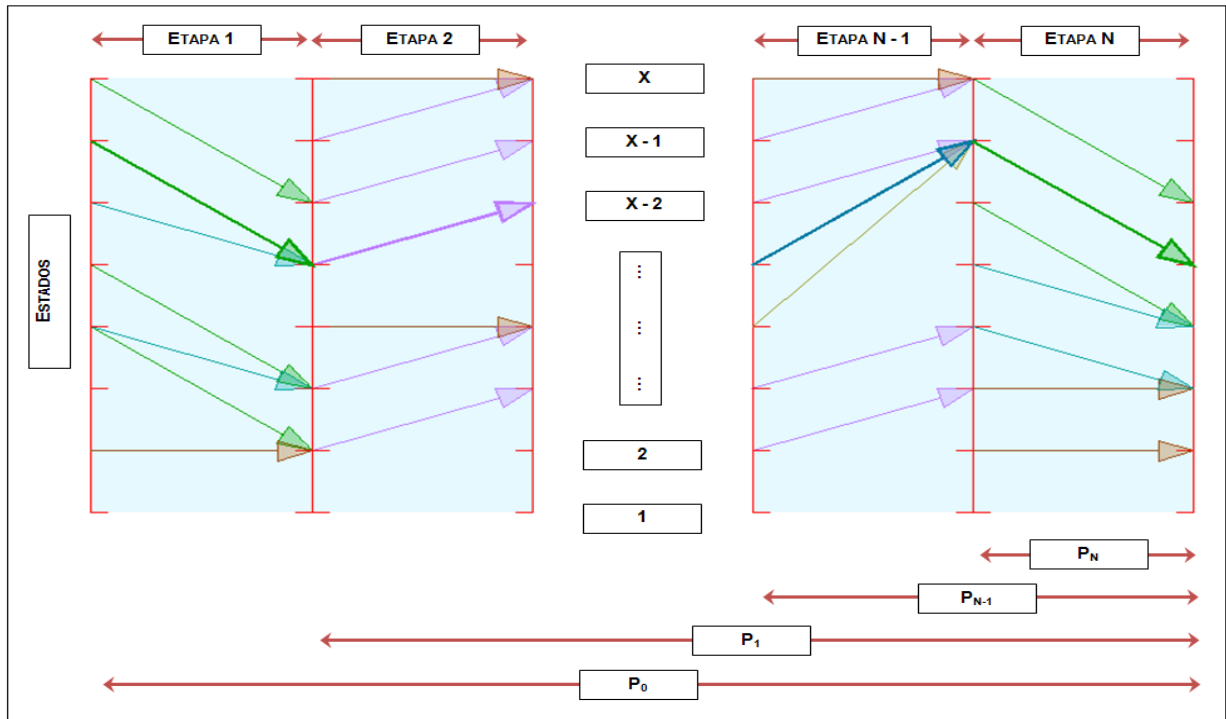


Figura 1.27. Procedimiento de programación dinámica.

1.5.1. MANEJO ÓPTIMO DE PRESAS

Para el manejo óptimo de embalses se han desarrollado diversos modelos de optimización, algunos enfocados a intervalos de tiempo a largo plazo (mensuales o quincenales), dependiendo de la autocorrelación entre los escurrimientos de las cuencas propias, así como algunas restricciones propuestas por los operadores (**CONAGUA Y CFE**). En el presente estudio se desarrolló un modelo que toma en cuenta las predicciones meteorológicas que se realicen para las cuencas hidrológicas en el momento de tomar las decisiones relativas a la operación, a corto plazo para conservar los niveles óptimos en las presas, y largo plazo para evitar derrames que generen daños aguas abajo de los embalses.

Para la obtención de las políticas óptimas de operación se emplea la técnica de la Programación dinámica estocástica (**Bellman and Dreyfus, 1962**), (**Yurekly K., Kurunk**

A. y Simsek H., 2004) y (Fiering, M; Jackson, B., 1971). La función objetivo considera la maximización del valor esperado a largo plazo del abastecimiento de agua para riego y para uso urbano tomando en cuenta penalizaciones por posibles situaciones de déficit, derrame o por sobrepasar la curva guía. Los resultados se desarrollan con un modelo de simulación quincenal al que se incorporan decisiones que dependan de los ingresos en la quincena inmediata anterior así como de las predicciones meteorológicas.

La programación dinámica estocástica toma en cuenta el carácter aleatorio de los volúmenes de ingreso al embalse. El objetivo es maximizar el beneficio esperado (**Merwade et al, 2001**), para lograrlo requiere de la definición de una función objetivo que logre obtener, por una parte los máximos beneficios para abastecimiento de agua y, por otra la disminución de los derrames y condiciones de déficit en el sistema; además de la función objetivo, se definen las restricciones del problema y la meta final es obtener las extracciones óptimas, k^* , correspondientes al beneficio óptimo para cada presa, dichas extracciones finalmente se expresan como volúmenes de agua a extraer de cada embalse, dependiendo del nivel en que se encuentren y de la época del año. En este procedimiento se realiza el cálculo hacia atrás, es decir, se define un cierto número de años grande N (por ejemplo el correspondiente a la vida útil del sistema), después del cual los beneficios se consideran nulos, y se realiza el cálculo desde ese año N hasta el año 1.

Para considerar que los ingresos son aleatorios se toma en cuenta su función de densidad de probabilidades; también se considera la probabilidad de transición, es decir, de que una presa pase de un estado de llenado i a un estado de llenado j , dada una cierta extracción k , y se tiene un proceso de decisión secuencial.

1.5.2. PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN Y SIMULACIÓN

Para obtener los beneficios esperados máximos en un horizonte de planeación de N etapas y definir las políticas de operación óptima para cada uno de los embalses existen dos programas de optimización: CAFIT2P.FOR que calcula los beneficios en cada etapa

(cálculo de las *fi*), este programa es una reestructuración del programa CALFIT.FOR elaborado a mediados de la década de los 90. El programa CAFIT2P.FOR está compuesto por un cuerpo principal y varias subrutinas, estas se encuentran detalladas en el respectivo manual (**Domínguez et al, 2009**).

El segundo programa que completa el proceso de optimización es el programa OPDIN2VS.FOR que es una reestructuración del programa OPTIDIN.FOR. Este programa se alimenta con los archivos de resultados del programa CAFIT2P.FOR, y simplifica totalmente al algoritmo para el cálculo del beneficio total. El archivo principal de salida es el de las políticas de operación, llamado ARPOLVS. Este archivo también es entregado en un formato de tipo matricial (que es el que se pretende los operadores aprendan a utilizar) llamado MEEVS. Los detalles se encuentran el manual respectivo (**Domínguez et al, 2009**).

Finalmente se utiliza el programa SIMULM2P.FOR que realiza la simulación conjunta a nivel quincenal del funcionamiento de vasos. El programa entrega como salida los archivos de resultados de las simulaciones para cada quincena, así como un resumen anual y quincenal, para cada presa, en los archivos SIQPRE1 y SIQPRE2.

1.6. TEORÍA DE CONFIABILIDAD (JIMÉNEZ, M., 1993)

La **Teoría de Confiabilidad** o el **Análisis de Confiabilidad** se utilizan en la ingeniería como una herramienta de diseño y evaluación, y considera a la solución propuesta, o al diseño estudiado, como un sistema con una cierta probabilidad de que no funcione correctamente o de que falle.

La falla puede entenderse de varias maneras, pero en general estas se pueden agrupar en dos tipos:

- I. **Falla estructural:** Es un daño o cambio en la estructura física del sistema, que lo incapacita para funcionar como se desea. Por ejemplo, el rompimiento de una presa o de un bordo.
- II. **Falla de funcionamiento.** No se altera la estructura del sistema, se excede el límite de funcionamiento del sistema, como puede ser la inundación de calles debido a alcantarillas inadecuadas, pero que no están dañadas.

Las fallas o eventos de falla ocurren cuando las demandas (o cargas) son mayores que la capacidad o suministro del sistema.

Un evento de falla está asociado a una probabilidad llamada **riesgo**, la cual se ha definido como:

- I. La probabilidad de falla.
- II. El recíproco del tiempo esperado antes de la falla (periodo de retorno).
- III. Costo esperado de falla.
- IV. Costo real asociado con la falla.

Por otro parte, la **confiabilidad** se define como el complemento del riesgo, es decir, la probabilidad de no falla. Alrededor de este concepto se ha elaborado toda una teoría que permite resolver problemas ingenieriles que se pueden agrupar en dos tipos:

- I. Evaluación (basados en la determinación de la confiabilidad o seguridad de un sistema existente).
- II. Diseño de un sistema nuevo.

En el campo de la ingeniería hidráulica, el funcionamiento correcto de un sistema hidráulico dependerá de muchos factores. Cada uno de esos factores tiene su propia incertidumbre, que puede venir de una de las fuentes siguientes:

- Incertidumbres naturales asociadas con las fluctuaciones aleatorias, temporal y espacialmente, inherentes a procesos naturales.
- Incertidumbre en el modelo. Refleja la incapacidad de simular o de diseñar técnicas para representar el comportamiento físico verdadero del sistema o del proceso.
- Incertidumbres en los parámetros del modelo, las cuales consisten en la variabilidad en la determinación de los parámetros a ser usados en el modelo o diseño.
- Incertidumbres en la información, que incluye:
 - a) Errores e imprecisión de las mediciones
 - b) Red de mediciones insuficiente
 - c) Errores en la transcripción y manejo de la información

- Incertidumbres operacionales, como aquellas asociadas con la construcción, manufactura, deterioro, mantenimiento y otros factores humanos que no se tomaron en cuenta en la modelación o el procedimiento de diseño.

La evaluación de la confiabilidad no puede conocerse exactamente, ya que no pueden tomarse en cuenta todas las incertidumbres de un sistema apuntadas anteriormente, porque su representación o simulación se vuelve extremadamente complicada. Además, las variables del sistema pueden estar correlacionadas, lo cual no es fácil de determinar. Es por ello que la obtención de la confiabilidad se hace mediante aproximaciones, las cuales pueden ser de dos tipos:

- I. Una apreciación de la información de fallas históricas. Esta es una aproximación gruesa de la confiabilidad del sistema, que no requiere de información sobre la constitución y desempeño de los componentes del sistema. Es también una deducción basada en la experiencia, que no siempre puede llevarse a cabo, debido a la falta o a lo inadecuado de los datos.
- II. Una simulación que considere el funcionamiento de cada uno de los factores, aproximación que combina probabilísticamente las contribuciones de los factores para calcular la confiabilidad del sistema.

Los métodos de análisis de confiabilidad que quedan agrupados dentro de la segunda categoría son: de integración directa, de simulación o de Monte Carlo y del segundo momento. Cheng revisó estos métodos y apunto lo siguiente: el método de integración directa requiere las funciones de densidad de probabilidad de los parámetros, las cuales rara vez se conocen en realidad. Aun si estas fueran conocidas o supuestas, su combinación para un sistema complicado y su subsiguiente integración numérica para el cálculo del riesgo total es con frecuencia muy difícil de tratar en forma matemática. El método de simulación de Monte Carlo es muy flexible y puede ser aplicado para resolver una gran variedad de problemas; sin embargo, su mayor desventaja es su

cálculo costoso para lograr un nivel deseado de exactitud, especialmente cuando el número de variables es grande y el riesgo es pequeño.

Por otro lado, el método del segundo momento de primer orden ofrece las siguientes ventajas sobre los otros métodos

- I. La técnica es sencilla en su formulación y es flexible para aplicarla prácticamente a cualquier sistema;
- II. Permite considerar cuantos parámetros se quiera, ya que puede tomar en cuenta las incertidumbres de todos los parámetros del sistema o de algunos de ellos;
- III. Toma en cuenta las incertidumbres explícitamente;
- IV. El requerimiento de información es flexible y no muy demandante, ya que solo necesita la media y la variancia de los parámetros, y no necesariamente su función de distribución, aunque esta puede usarse;
- V. El riesgo de todo el sistema puede ser estimado con pocos cálculos computacionales; y
- VI. Provee información acerca de la importancia relativa de los parámetros analizados.

El problema de confiabilidad, planteado en términos de probabilidades y para un caso general, requiere de definir las siguientes variables aleatorias:

- X capacidad de abastecimiento o suministro
- Y demanda.

El objetivo del análisis de confiabilidad es determinar la probabilidad del evento $X > Y$ a lo largo de la vida útil, u otra vida específica del sistema de ingeniería. Este evento tiene asociada una probabilidad $P(X > Y)$, la cual representa una medición de la confiabilidad del sistema, y es llamada **confiabilidad**. El riesgo es entonces, la probabilidad de que $X < Y$, y la relación entre confiabilidad y riesgo (P_f) es:

$$P_f = 1 - P(X > Y) = P(X < Y) \tag{1.56}$$

Si se conocen las distribuciones de probabilidad de X y de Y , el riesgo será, para el caso de funciones discretas:

$$P_f = P(X < Y) = \sum_{\text{para todas las } y} P(X < Y | Y = y) P(Y = y) \tag{1.57}$$

donde

P_f es la probabilidad de falla o riesgo, y

$P(X < Y | Y = y)$ es la probabilidad condicional de que $X < y$, dado que Y adquiere el valor y

La confiabilidad mide la probabilidad de que en un sistema las capacidades sean mayores que las demandas, es decir, $X < Y$. Este sistema se puede definir de tres maneras:

$$G = X - Y \tag{1.58}$$

$$G = \frac{X}{Y} - 1 \tag{1.59}$$

$$G = \ln\left(\frac{X}{Y}\right) \tag{1.60}$$

Si G esta distribuida normalmente y si se estandariza como $(G - \mu_G)/\sigma_G$, que tiene como media 0 y una desviación estándar de 1, el riesgo estaría dado por

$$P_f = 1 - \phi\left(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) = \phi\left(\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right) \quad (1.61)$$

donde

μ_G valor medio de G

σ_G desviación estándar de G

$\phi(\)$ función de distribución normal estándar acumulada.

Entonces, la confiabilidad está en función del cociente $\frac{\mu_G}{\sigma_G}$, que puede ser llamado **índice de seguridad** o **índice de confiabilidad** y se denota como β , de tal manera que

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (1.62)$$

Entre las diferentes distribuciones de G , la más popular es precisamente la distribución normal, porque tanto las variables analizadas así como su combinación lineal están distribuidas normalmente.

1.7. ANÁLISIS DE RIESGO (MARENGO, H., 2006)

Considerando la práctica usual de la ingeniería, (Fahlbusch, 1999) menciona que las obras de desvío se diseñan desde el punto de vista hidrológico con períodos de retorno que oscilan entre 30 a 50 años para las presas de tierra y enrocamiento, por otra parte para el caso de presas de concreto les corresponden periodos de retorno de 10 a 20 años.

Una revisión hecha por Marengo (2006), reveló que en la mayoría de los casos de falla en obras de desvío, los niveles de seguridad adoptados, fueron solamente una pequeña fracción de los requeridos cuando las presas fueron terminadas; solo 5 de los 90 proyectos revisados tuvieron obras de desvío con una capacidad congruente de seguridad entre la obra de desvío y la de la obra de excedencias (vertedor).

Los aspectos relevantes que indican porque se le da tan poca atención a la seguridad de presas durante la construcción son:

- El problema se ha analizado tradicionalmente como los daños que se pueden ocasionar aguas abajo de la presa en construcción, aunque se debería considerar además de los daños ocasionados a las propias estructuras, la pérdida por generación de energía que en muchas ocasiones puede ser muy significativa.
- El problema es considerado como un asunto que es responsabilidad del constructor, sin importar las consecuencias.
- Hay una noción irracional de que no puede suceder mucho en el corto periodo de tiempo que dura la construcción.

El término “riesgo” concretamente se refiere al valor que resulta del producto de la probabilidad anual total de falla de una presa específica multiplicada por el costo de las consecuencias inducidas por esa falla (Marengo, 1994).

La evaluación del riesgo total es la suma de todas las posibles consecuencias que conduzcan a la falla de la presa. El riesgo parcial debido a cada trayectoria de eventos individuales, es igual al producto de la probabilidad anual total de falla para cada

trayectoria o situación de eventos por su respectiva magnitud de las consecuencias de falla en términos monetarios, por lo que con la suma de los riesgos parciales se obtiene el riesgo total anual para la presa, es decir:

$$R = \sum_i P(f)_i C_i \quad (1.63)$$

donde

R riesgo total anual de falla de la presa ocasionado por uno o más eventos.

$P(f)_i$ probabilidad anual total de falla para cada situación o evento i .

C_i costo de la falla debida a la situación i .

1.8. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS DE INUNDACIÓN

Las llanuras de inundación son áreas de superficies adyacentes a ríos o riachuelos, sujetas a inundaciones recurrentes. Debido a su naturaleza siempre cambiante, las llanuras de inundación y otras áreas inundables deben ser examinadas para precisar la manera en que pueden afectar al desarrollo. Una llanura de inundación se define como "una franja de tierra relativamente plana, junto a un río que sufre desborde de las aguas durante las avenidas" (**Leopold et al., 1984**).

Mediante el empleo de la información obtenida de los tránsitos de avenidas, se efectúa una identificación y análisis de los impactos de inundaciones que podrían generarse en la zona de estudio por la presencia de avenidas máximas, así como de aquellos que se pudieran detectar aguas abajo del último embalse del sistema.

A) Naturaleza de las llanuras de inundación

Las llanuras de inundación no son estáticas ni estables. Están compuestas de sedimentos no consolidados que se erosionan rápidamente durante inundaciones y crecidas de agua, o pueden ser el lugar donde se depositan nuevos estratos de lodo, arena y limo. En tal virtud, el río puede cambiar de curso e irse de un lado de la llanura de inundación al otro.

El ancho de una llanura de inundación es función del caudal de río, velocidad de la tasa erosionante, pendiente del canal, y dureza de su pared. Las llanuras de inundación no son usuales en los canales de las partes altas de la cuenca fluvial, porque los ríos son de poco caudal, las pendientes y la velocidad de profundización son altas y las paredes del valle frecuentemente muestran roca firme sin cobertura.

B) Clasificación de los daños por inundaciones

Estos pueden clasificarse en directos e indirectos (**Merz et al, 2010**); los daños directos son aquellos que se producen debido al contacto físico del agua con los seres humanos, los bienes o cualquier otro objeto. Los indirectos son inducidos por los impactos directos

y se producen - en el espacio o el tiempo - fuera de la inundación. Por otra parte, se subclasifican en daños materiales e inmateriales, en función de si pueden ser evaluados en los valores monetarios. Daños materiales son daños a los flujos de capital o de recursos hechos por el hombre que pueden ser fácilmente especificados en términos monetarios, mientras que el daño intangible es el daño a los bienes que no se negocien en un mercado y que son difíciles de transferir a los valores monetarios. A continuación se especifica la clasificación de los daños mencionados:

- **Directo tangible:** son los daños generados a edificios; la destrucción de la infraestructura, como carreteras, ferrocarriles, erosión de los suelos agrícolas, la destrucción de la cosecha, los daños a la ganadería; medidas de evacuación y salvamento; interrupción de negocios dentro de la zona inundada, los costos de limpieza.
- **Directo intangible:** se consideran como los daños como la pérdida de vidas, lesiones, pérdida de objetos de interés; trastornos psicológicos, daños al patrimonio cultural, los efectos negativos en los ecosistemas.
- **Indirecta tangible:** la interrupción de los servicios públicos fuera del área inundada; pérdidas de producción a empresas de fuera de la zona inundada (por ejemplo, los proveedores de las empresas inundadas), el costo de la interrupción del tráfico, la pérdida de ingresos fiscales debido a la migración de las empresas a raíz de las inundaciones.
- **Indirecta intangible:** el trauma, la pérdida de confianza en las autoridades.

Los costos de los impactos directos son generalmente más fáciles de cuantificar que los costos indirectos. Los impactos indirectos pueden tener efectos en escalas de tiempo de meses y años.

C) Frecuencia de Inundaciones

Las inundaciones suelen ser descritas en términos de su frecuencia estadística. Por ejemplo, una "inundación de 100 años" o "una **llanura** de inundación de 100 años" se refieren a un evento o una área expuesta de un 1% de probabilidad que ocurra una inundación de un determinado volumen o más en cualquier año dado. Este concepto no significa que una inundación ocurrirá sólo una vez cada 100 años. Si es que ocurre o no en un determinado año, no cambia el hecho de que siempre existe la probabilidad del 1% de que ocurra algo similar al año siguiente.

D) Duración de inundaciones

El tiempo durante el cual una llanura de inundación permanece inundada, depende del caudal del río, la pendiente del canal, y las características climáticas. Si se trata de ríos pequeños, las inundaciones inducidas por la precipitación generalmente duran sólo unas horas o unos pocos días, pero en el caso de ríos grandes la descarga de la inundación puede exceder la capacidad del canal durante un mes o más.

E) Evaluación de daños (Domínguez 1996)

De acuerdo con la amplitud de la zona inundada y tomando en cuenta los distintos factores afectables, se estima el valor de los daños, repitiendo el cálculo para varios valores del gasto, se construye una gráfica como la mostrada en la Fig 1.28

Partiendo de un previo análisis de avenidas, se deberá estimar la probabilidad de que se excedan los gastos máximos calculados. Las probabilidades expresadas en veces por año y los gastos correspondientes, como se representa en la Fig 1.29 en donde Q_0 es la capacidad del cauce y P_0 la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto sea mayor o igual que Q_0 .

Combinando los resultados de las Figs 1.28 y 1.29, es decir obteniendo, para cada gasto mayor o igual a Q_0 , la pareja de valores de probabilidad de excedencia – magnitud del

daño se construye la Fig 1.30, cuya área sombreada es igual al daño anual medio (daño esperado) al que está expuesta la zona.

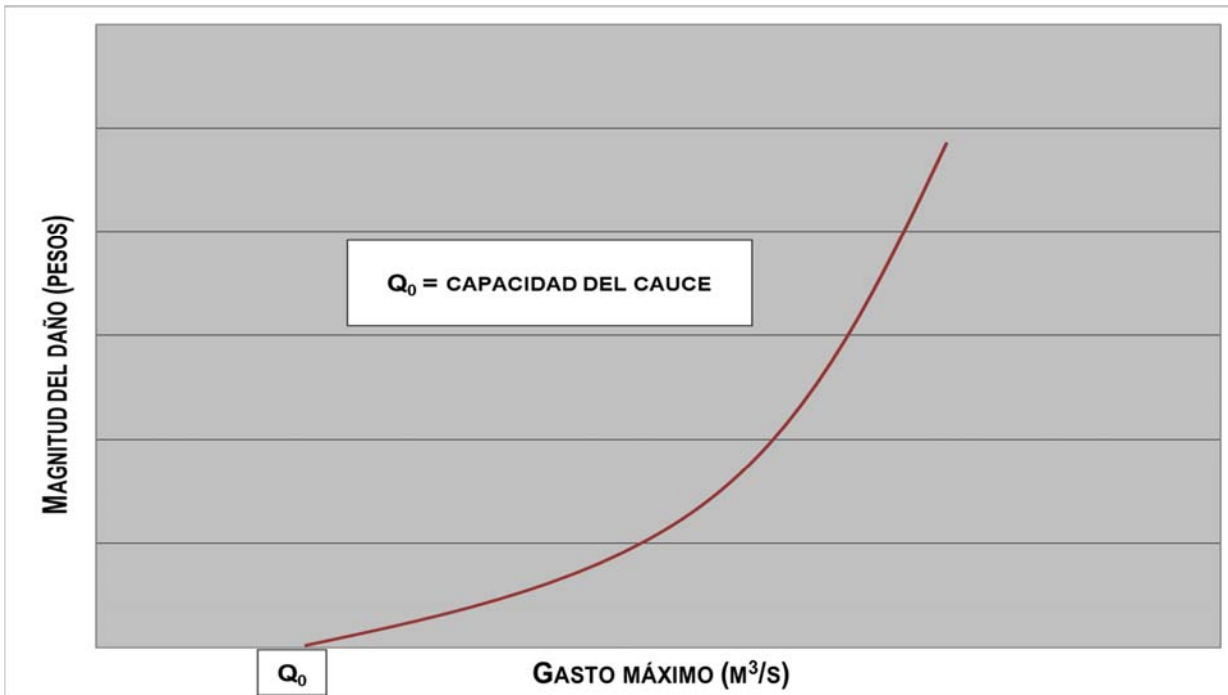


Figura 1.28. Gasto máximo vs magnitud del daño.

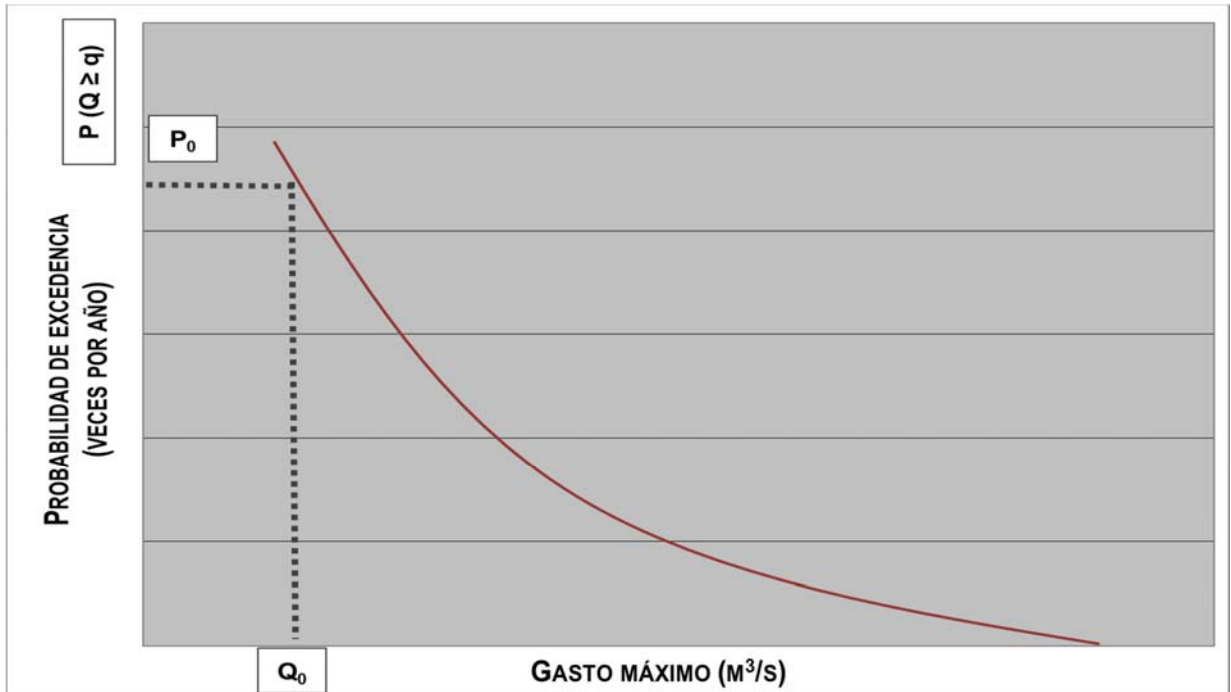


Figura 1.29. Gasto máximo vs probabilidad de excedencia.

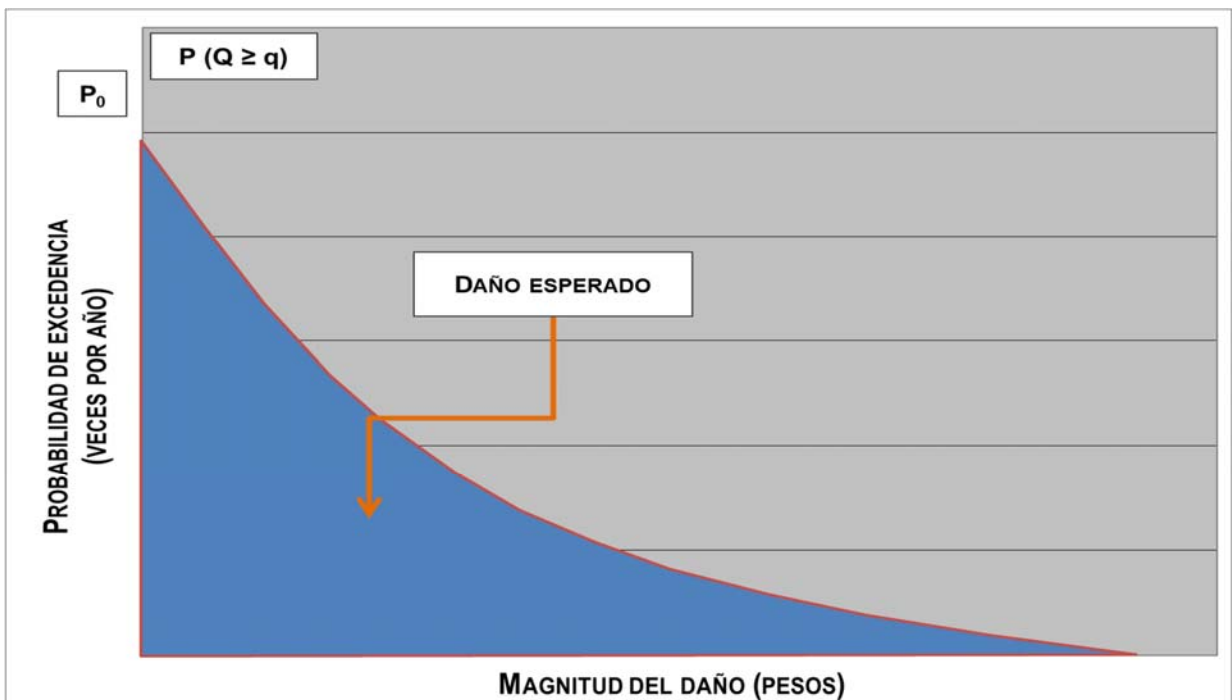


Figura 1.30. Daño esperado.

2. CARACTERÍSTICAS DE LAS PRESAS

La cuenca del río Bravo cubre una superficie total de 457 275 km²; 226 275 km² corresponden a México y 231 000 km² a EUA. Por el lado mexicano, abarca parte de los estados de Coahuila, Durango, Chihuahua, Tamaulipas y Monterrey; mientras que por la parte estadounidense se extiende por territorio de los estados de Colorado, Nuevo México y Texas. El río nace en las montañas nevadas de Colorado y Nuevo México y realiza un recorrido de 3 033 km (2 019 km marcan la frontera entre los dos países) hasta desembocar en el Golfo de México, por Tamaulipas. Por su longitud, es considerado el quinto río más largo de América del Norte.

Sus dos afluentes más importantes son el río Conchos en México y el río Pecos en EUA. Existen dos presas internacionales para suministrar agua del Bravo: la presa Falcón y la presa de la Amistad. Debido al clima semiárido de la cuenca baja, los periodos de lluvia son mínimos, de modo que la hidrografía del río se caracteriza por largos periodos de baja escorrentía, seguidos de altos flujos en intervalos de varios años (**Aguilar y Mathis, 2005**). Finalmente, la distribución de las aguas superficiales del Bravo quedó establecida, mediante la firma de los gobiernos federales de ambos países, en La Convención de 1906 – para Ciudad Juárez – y en el Tratado de 1944 – de Cd. Juárez al Golfo –. De acuerdo con La Convención de 1906 Estados Unidos debe entregar a Juárez 74,00 hm³ anualmente y con respecto al Tratado de 1944, México debe entregar a EUA 431,72 hm³ de agua al año.

El sistema de presas en estudio se encuentra compuesto por 4 embalses, de los cuales uno opera de manera independiente, La Presa Cerro Prieto, ubicada sobre el río Pablillo, la cual abastece de agua a la ciudad de monterrey por medio del acueducto Linares – Monterrey. Por otra parte, los otros tres embalses se encuentran interconectados mediante un sistema en cascada, ubicándose en la parte más alta, La Presa La Boca, cuyas descargas se incorporan al río san Juan; posteriormente se encuentra La Presa El Cuchillo a cuyo embalse ingresan los escurrimientos del río San Juan, así como del río Pílon, participando en el abastecimiento de agua potable a la ciudad de Monterrey

mediante el acueducto Cuchillo – Monterrey; finalmente se encuentra La Presa Marte R. Gómez, a la cual ingresan los escurrimientos de río Pesquería, así como las descargas provenientes de La Presa el Cuchillo, transvasando agua a La Presa Las Blancas y desembocando directamente sobre el río Bravo. A continuación en la Fig 2.1, se muestra la distribución del sistema de presas mencionado, así como la instrumentación existente en el mismo.

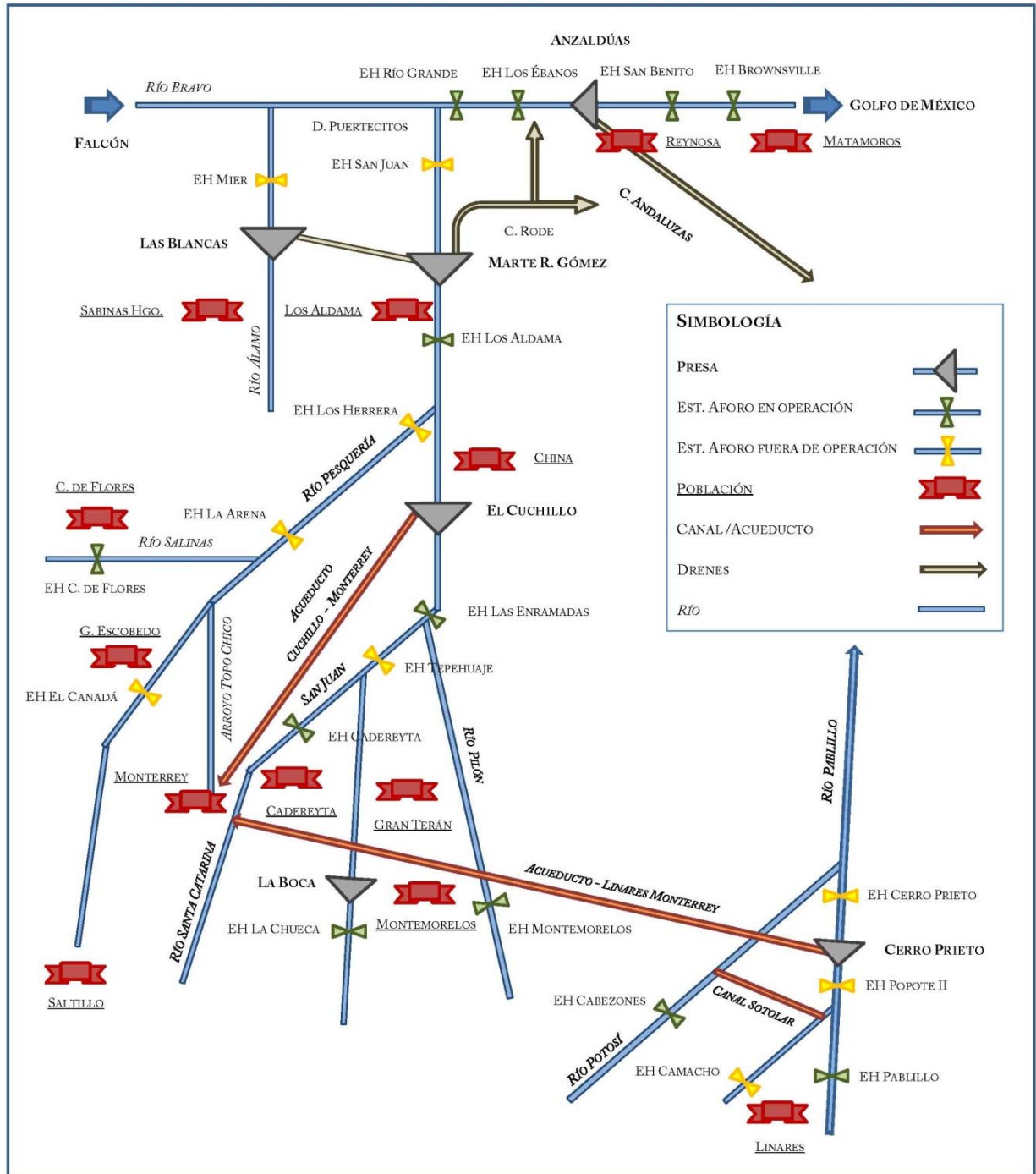


Figura 2.1. Sistema de presas en estudio.

2.1. PRESA CERRO PRIETO, NUEVO LEÓN

La finalidad de esta obra es almacenar los escurrimientos del río Pablillo para abastecer de agua potable a la ciudad de Monterrey y su área metropolitana. También recibe escurrimientos del río Potosí (Cabezones), por medio de una derivación de dicho río en el lugar conocido como "Rancho Sotolar" mediante un canal revestido que tiene una longitud de 10,30 km con capacidad de gasto máximo de 20,00 m³/s, desembocando en el río Camacho afluente por la margen izquierda del río Pablillo.

La presa José López Portillo (Cerro Prieto) consta de una cortina y siete diques, todos ellos del tipo de materiales graduados; dispone de una obra de toma para riego en el lado derecho y en el extremo izquierdo otra obra de toma para conducir el agua a la ciudad de Monterrey; un vertedor de demasías que controla las avenidas mediante cinco compuertas radiales. Esta obra tiene una capacidad de almacenamiento de 300,00 hm³.



Figura 2.2. Presa Cerro Prieto.

2.1.1. OBRA DE EXCEDENCIAS

Se encuentra en la margen izquierda en la estación 0+090,00 de la cortina. La estructura del vertedor es de concreto y tiene una capacidad de descarga de 2 500,00 m³/s; consta de cinco compuertas radiales de 8,00 m de ancho por 10,60 m de altura con un peso

aproximado de 33 toneladas cada una; la elevación del umbral del vertedor es la 274,00 msnm. Cuenta con un canal de descarga de 433,00 m de largo desde la sección de control hasta la salida del tanque amortiguador, formada por un canal de 46,00 m de ancho y taludes de 1:1 en las paredes del canal; pendiente de 0,05 y 0,11 y una trayectoria para descargar en el tanque amortiguador desde la elevación 255,08 msnm a la 240,00 msnm que corresponde al tanque amortiguador.

En la sección vertedora, existe un puente de maniobras de concreto reforzado apoyado en cuatro pilas y dos estribos que limitan la sección de la cortina, donde están instalados los mecanismos que accionan las compuertas y una grúa de pórtico para la colocación de los obturadores en las escotaduras de las pilas y estribos, así como para el mantenimiento de las compuertas.

2.1.2. CONSTRUCCIÓN

- a) **Período de construcción.** La construcción de la obra se inició en 1981 y se terminó en 1983.
- b) **Supervisión.** La supervisión estuvo a cargo de la Residencia General de Construcción "Cerro Prieto" de la S.A.R.H.
- c) **Construcción.** Esta obra fue ejecutada por varias compañías, entre ellas: Coconal, S.A. y La Nacional Compañía Constructora, S.A.

2.1.3. OPERACIÓN

- a) **Iniciación.** 16 de marzo de 1982.
- b) **Extracción media anual.** 75,00 hm³
- c) **Almacenamiento máximo registrado.** 362,67 hm³ al 31 de octubre de 1988.

- d) **Gasto máximo vertido y fecha.** 1 654,03 m³/s el 01 de julio de 2010.
- e) **Fuente de energía.** Planta eléctrica con motor diesel para emergencia.

Tabla 2.1. Características generales. Presa Cerro Prieto.

PRESA CERRO PRIETO		
Nombre Oficial	José López Portillo	
Municipio	Linares	
Estado	Nuevo León	
Coordenadas	24°56'29,83" Latitud Norte	99°24'00,72" Longitud Oeste
HIDROLOGÍA		
Cuenca	Rio Pablillo	
Área de la cuenca	1 708,00	km ²
Escurrimiento Mínimo Anual	54,91	hm ³
Escurrimiento Medio Anual	279,75	hm ³
Escurrimiento Máximo Anual	1 096,04	hm ³
Gasto de Diseño Tr 10 000 años (Capacidad del vertedor)	2 500,00	m ³ /s
Gasto Máximo Registrado	1 654,03	m ³ /s
CORTINA		
Tipo	Materiales graduados	
Elevación de la Corona	288,00	msnm
Longitud de la Corona	1 492,00	m
Altura Máxima	50,00	m
Ancho de la Corona	10,00	m
EMBALSE		
Azolves	264,55	msnm
NAMO	282,52	msnm
NAME	285,50	msnm
Bordo Libre	2,50	m
Capacidad al nivel de Azolves	25,00	hm ³
Capacidad al NAMO	300,00	hm ³
Capacidad NAMO al NAME	93,00	hm ³
Capacidad total	393,00	hm ³
Área al NAMO	2 850,00	ha
Área al NAME	3 380,00	ha

Tabla 2.1. Características generales. Presa Cerro Prieto. (Continuación...)

OBRAS DE EXCEDENCIAS		
Elevación de la Cresta	274,50	msnm
Longitud Total de la Cresta	40,00	m
Gasto Máximo Vertido	1 654,03	m ³ /s
Compuertas	5	Radiales
Dimensiones (ancho x alto)	8,00 x 10,60	m
Almacenamiento Máximo Registrado	362,67	hm ³
Extracción media anual	75,00	hm ³
PROPÓSITO DE LA PRESA		
<p>Para riego de 75 000 ha. en el Dto. de Riego del Bajo río San Juan, regulación de avenidas y otros usos secundarios. Forma parte muy importante del plan general para aprovechamiento de los afluentes mexicanos del río Bravo.</p>		
OBRA DE DESVÍO		
<p>El canal tenía una plantilla de 20,00 m de ancho a la elevación 251,00 m, pendiente de 0,004 y una capacidad de 500 m³/s correspondiente a la avenida máxima registrada en un período de diez años.</p>		
OBRA DE TOMA DE AGUA POTABLE		
<p>Constituida por una torre de concreto reforzado de 3,60 m de diámetro, en donde están instaladas tres compuertas rodantes de emergencia a diferentes niveles para orificios de 1,83 x 1,83 m. La elevación del umbral de la compuerta baja es la 264,55 msnm, la de la compuerta intermedia es la 271,60 msnm y la de la compuerta alta es la 278,65 msnm. La capacidad máxima de la toma es de 8,00 m³/s</p>		
OBRA DE TOMA PARA RIEGO		
<p>Cuenta con una caja cuadrangular de concreto donde se instalaron tres rejillas de 0,91 x 0,91 m cuya elevación es la 263,40 msnm. La capacidad de esta toma es de 1,00 m³/s y para su operación requiere un almacenamiento mínimo de 19,00 hm³.</p>		

Tabla 2.2. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Cerro Prieto.

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
256,00	74,00	0,00	271,00	1 130,00	77,13
256,50	94,00	0,00	271,50	1 183,33	83,38
257,00	115,00	0,77	272,00	1 243,75	89,63
257,50	140,00	1,54	272,50	1 303,75	96,43
258,00	160,00	2,33	273,00	1 366,67	103,57
258,50	185,00	3,20	273,50	1 430,00	110,71
259,00	210,00	4,22	274,00	1 497,14	117,86
259,50	235,00	5,38	274,50	1 562,86	125,33
260,00	260,00	6,71	275,00	1 640,00	133,67
260,50	285,00	8,14	275,50	1 710,00	142,07
261,00	313,33	9,67	276,00	1 776,25	150,71
261,50	340,00	11,33	276,50	1 848,57	159,64
262,00	373,33	13,00	277,00	1 923,33	169,23
262,50	403,33	15,00	277,50	1 994,29	178,85
263,00	435,00	17,09	278,00	2 067,14	188,80
263,50	466,67	19,50	278,50	2 141,67	199,17
264,00	500,00	22,00	279,00	2 220,00	210,00
264,50	536,67	24,56	279,50	2 310,00	221,43
265,00	570,00	27,41	280,00	2 393,33	233,50
265,50	613,33	30,50	280,50	2 485,00	246,32
266,00	653,85	33,63	281,00	2 566,67	259,47
266,50	695,00	36,87	281,50	2 656,00	272,63
267,00	736,67	40,21	282,00	2 750,00	285,79
267,50	780,00	43,79	282,50	2 850,00	299,44
268,00	825,00	47,54	283,00	2 950,00	313,53
268,50	870,00	51,67	283,50	3 060,00	328,75
269,00	915,00	56,00	284,00	3 160,00	344,38
269,50	965,00	61,00	284,50	3 266,00	360,67
270,00	1 015,00	66,00	285,00	3 323,00	376,83
270,50	1 072,86	71,11	285,50	3 380,00	393,00

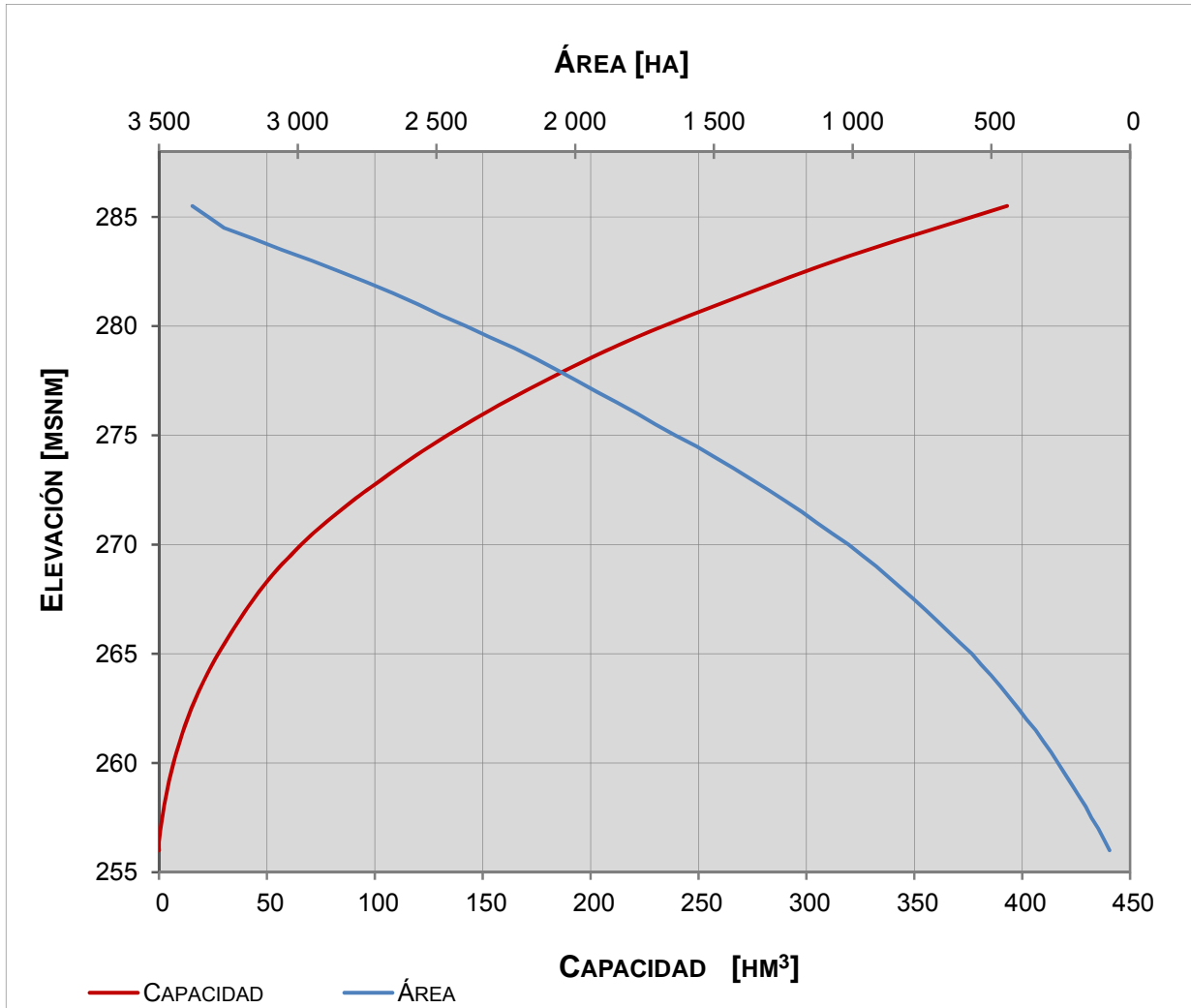


Figura 2.3. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Cerro Prieto.

2.2. PRESA LA BOCA, NUEVO LEÓN

La presa Rodrigo Gómez (La Boca) se localiza en las coordenadas 25° 26' 45" de latitud norte y 100°07'30" de longitud oeste, en el Municipio de Santiago en el estado de Nuevo León, sobre el río San Juan a unos 3 km aproximadamente aguas arriba del rancho Los Canelos y a 34 kilómetros aproximadamente de la ciudad de Monterrey.

Antes de su construcción existía otra cortina llamada La Boca cuyas crestas de cimacios se encontraban a las elevaciones 430,34 msnm y 431,34 msnm. La nueva cortina se construyó sobre la anterior para una capacidad de 43,60 hm³. Esta obra forma parte del sistema de abastecimiento de agua potable para la ciudad de Monterrey y su área metropolitana, aunque también se consideró para uso agrícola e industrial.

La cortina es de concreto de gravedad, se prolonga por la obra de control y excedencias a la derecha que consiste en un vertedor controlado mediante 10 compuertas radiales, la longitud total de la cortina por la corona es de 290 m; obra de toma de torre de operación adosada al paramento de aguas arriba de la cortina, compuertas de operación y galería de descarga, capacidad 1,63 m³/s.



Figura 2.4. Presa Rodrigo Gómez (La Boca).

2.2.1. HIDROLOGÍA

Pertenece a la cuenca del río San Juan, su área hasta el sitio de la cortina es de 266 km². El escurrimiento anual mínimo observado hasta 2010 fue de 20,08 hm³; el medio de 70,71 hm³ y el máximo de 213,24 hm³.

La avenida máxima registrada en el periodo de 1923 a 2010 fue de 1 157 m³/s (25 de septiembre de 1970), avenida de diseño de 2 250 m³/s, gasto de salida, periodo de retorno de 10 000 años.

El volumen a la cota de la cresta vertedora (441,44 msnm) corresponde a 13,76 hm³, para la elevación al NAMO de 448,50 msnm concierne un volumen de 39,49 hm³ y a la elevación al NAME de 449,20 msnm se tiene una capacidad total es de 42,66 hm³.

El bordo libre es de 0,84 m, el área del embalse al NAMO es de 465,75 ha y de 498,36 ha al NAME.

2.2.2. CLIMATOLOGÍA

La llanura costera del Golfo Norte comprende la porción central del estado que es la región donde se ubica el municipio de Santiago, N. L., esta zona se ve influenciada por los vientos húmedos provenientes del Golfo, denominados los climas Semicálidos-Subhúmedos, en estas zonas se registran las máximas precipitaciones, en algunos casos mayores a 800 mm anuales, principalmente en la transición entre la llanura y la sierra, debido a los fenómenos de condensación por cambios de altitud. La temperatura media es de 22°C la cual oscila de 15 a 29°C.

2.2.3. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

Se ubica en el cuerpo de la cortina entre las estaciones 0+126,20 y 0+206,00 m las que coinciden aproximadamente con el ancho del cauce de la corriente; cimacio en perfil Creager, controlado por 10 compuertas radiales de 7,00 m ancho cada una y 8,00 m de altura, las cuales se apoyan lateralmente en pilas que soportan también el puente de maniobras, mismo que permite el tránsito de vehículos. La cresta vertedora (Fig 2.5) tiene una longitud efectiva de 70,00 m a la elevación 441,44 m, por otra parte, la elevación correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) es la cota 449,20 msnm. El cimacio se prolonga en una rápida con talud 0,75:1 formada por una losa de concreto reforzado que a la cota 419,84 msnm cambia mediante una curva con un radio de 12,00 m para terminar en la cota 425,04 msnm y prolongarse en un plano inclinado con pendiente de 0,5:1; remata en un dentellón profundo.



Figura 2.5. Obra de excedencias. Presa La Boca, N. L.

2.2.4. CONSTRUCCIÓN

Su periodo de construcción fue de 1958 a 1961, el proyecto se modificó en 1985 al prolongar un metro las compuertas de la obra de control con lo cual se obtuvo un cambio en el almacenamiento de 42,57 a 48,50 millones de m³.

2.2.5. OPERACIÓN

El inicio de su operación fue en 1962, con una extracción media anual de 1,00 m³/s para agua potable. El 25 de septiembre de 1970 se presentó el nivel máximo en el embalse de 448,58 m, elevación alcanzada también en septiembre de 1975, en la que se vertió un

gasto de 1 157 m³/s. En septiembre de 1988 a consecuencia del huracán Gilberto se derramó un volumen de 10,7 millones de m³, se desconoce el gasto máximo.

Las lluvias torrenciales provocadas por el huracán “Alex” generaron un almacenamiento de 38 millones de metros cúbicos en La Boca, lo que representa 98 por ciento de su llenado; y de 342 millones metros cúbicos en Cerro Prieto, es decir 114 por ciento de su nivel máximo ordinario.

Respecto a las lluvias en 48 horas se registraron 616 milímetros es decir 616 litros por metro cuadrado en la Estanzuela, Nuevo León, con lo que se superó lo generado por el meteoro Gilberto en 1988 cuando se acumularon 280 milímetros.

A continuación en la Tabla 2.3 se presentan las características más importantes de la presa:

Tabla 2.3. Características generales. Presa La Boca.

PRESA LA BOCA		
Nombre Oficial	Rodrigo Gómez	
Municipio	Santiago	
Estado	Nuevo León	
Coordenadas	25° 26' 45" Latitud Norte	100° 07' 30" Longitud Oeste
HIDROLOGÍA		
Cuenca	Rio San Juan	
Área de la cuenca	266,00	km ²
Escorrentamiento Mínimo Anual	20,08	hm ³
Escorrentamiento Medio Anual	70,71	hm ³
Escorrentamiento Máximo Anual	213,24	hm ³
Gasto de Diseño (Tr 10 000 años)* Gasto de Salida	2 250,00	m ³ /s
Gasto Máximo Registrado	1 157,00	m ³ /s
CORTINA		
Tipo	Concreto de sección gravedad	
Elevación de la Corona	450,04	msnm
Longitud de la Corona	290,00	m
Altura Máxima	34,00	m
Ancho de la Corona	4,00	m

Tabla 2.3. Características generales. Presa La Boca. (Continuación...)

EMBALSE		
Azolves	425,74	msnm
NAMO	448,50	msnm
NAME	449,20	msnm
Bordo Libre	0,84	m
Capacidad al nivel de Azolves	1,62	hm ³
Capacidad al NAMO	39,49	hm ³
Capacidad NAMO al NAME	3,17	hm ³
Capacidad total	42,66	hm ³
Área al NAMO	465,75	ha
Área al NAME	498,36	ha
OBRAS DE EXCEDENCIAS		
Elevación de la Cresta	441,44	msnm
Longitud Total de la Cresta	70	m
Gasto Máximo Vertido	1 157	m ³ /s
Compuertas	10	Radiales
Dimensiones (ancho x alto)	7 x 8	m
PROPÓSITO DE LA PRESA		
Esta obra viene a formar parte del sistema de abastecimiento de agua potable para la ciudad de Monterrey y su área metropolitana, aunque también se consideró para uso agrícola e industrial.		
OBRA DE DESVÍO		
No fue necesaria ya que la presa que existía sirvió para el manejo del agua durante la construcción de la actual.		
OBRA DE TOMA PARA RIEGO		
Se encuentra alojada dentro del propio cuerpo de la cortina (margen izquierda) y consiste en una tubería de acero de 0,61 m (24"), está provista de una rejilla a la entrada y una bocina como transición a la tubería, al extremo dispone de dos válvulas de compuerta del mismo diámetro a la elevación 425,74 msnm, la elevación a la entrada de la tubería es la 426,04 msnm. La plantilla del tubo se encuentra en la elevación 425,74 msnm. (Nunca ha sido utilizada).		
OBRA DE TOMA PARA AGUA POTABLE		
Se localiza en la cortina a la derecha de la Obra de Control de Excedencias, está formada por una torre de operación adosada al paramento de aguas arriba de la cortina, es de sección cuadrada de 1,85 por 1,85 m y paredes variables de 0,85 a 0,30 m. Esta obra de toma tiene capacidad para un gasto de diseño 1,63 m ³ /s.		

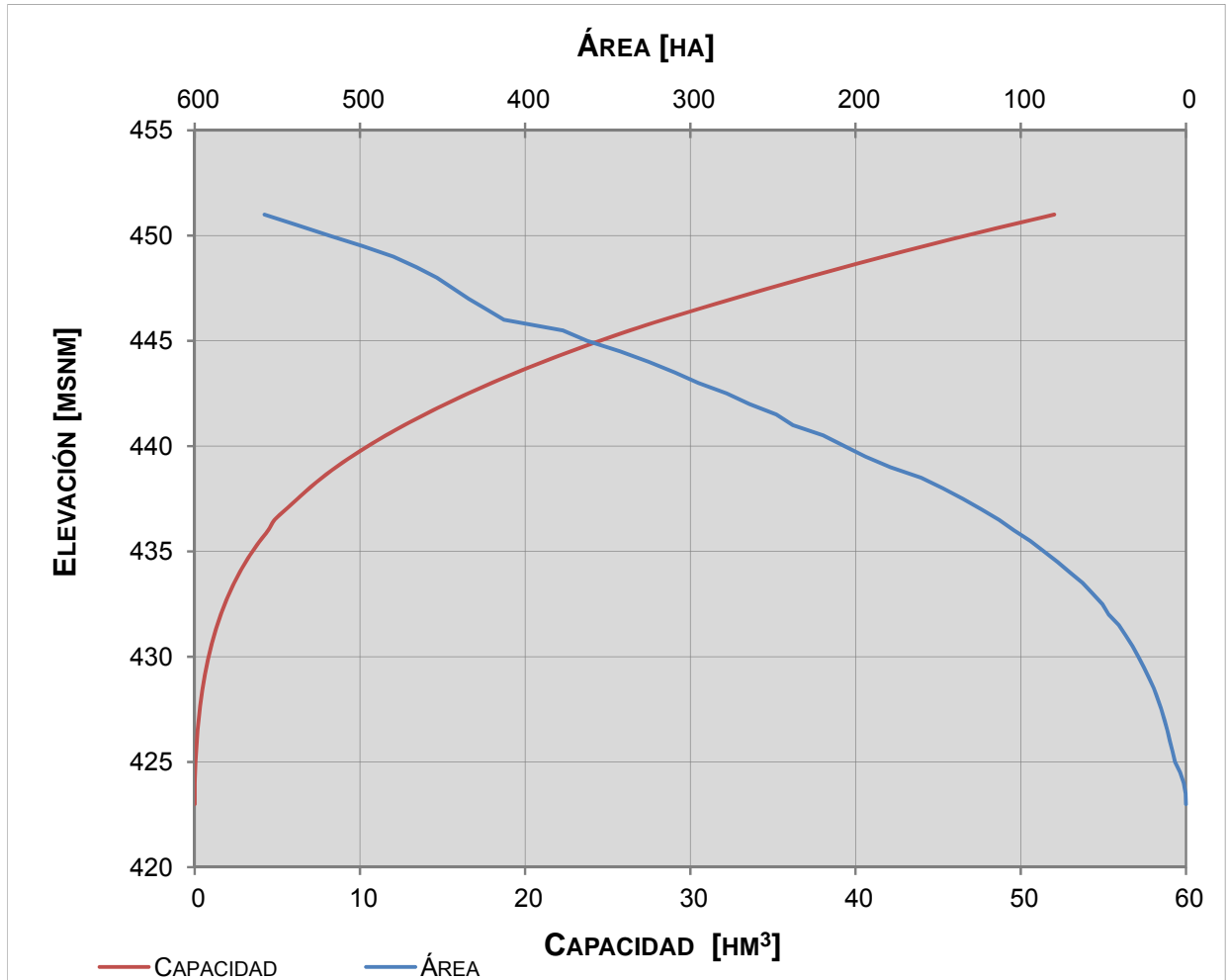


Figura 2.6. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa La Boca.

Tabla 2.4. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa La Boca.

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
423,00	0,00	0,00	437,50	135,17	6,22
423,50	0,20	0,00	438,00	147,18	6,93
424,00	1,44	0,00	438,50	160,31	7,70
424,50	3,52	0,02	439,00	178,94	8,55
425,00	6,65	0,04	439,50	193,98	9,48
425,50	8,14	0,08	440,00	206,82	10,48
426,00	9,78	0,12	440,50	219,31	11,55
426,50	11,23	0,17	441,00	238,00	12,69
427,00	13,06	0,24	441,50	247,92	13,91
427,50	14,89	0,31	442,00	264,29	15,19
428,00	17,12	0,39	442,50	278,06	16,54
428,50	19,50	0,48	443,00	295,08	17,97
429,00	22,50	0,58	443,50	309,36	19,49
429,50	25,56	0,70	444,00	325,17	21,07
430,00	28,92	0,84	444,50	342,48	22,74
430,50	32,33	0,99	445,00	362,39	24,50
431,00	36,44	1,16	445,50	377,33	26,35
431,50	40,58	1,36	446,00	412,75	28,33
432,00	46,80	1,57	446,50	423,46	30,44
432,50	50,65	1,82	447,00	434,17	32,56
433,00	56,50	2,09	447,50	443,81	34,78
433,50	62,58	2,38	448,00	453,45	37,00
434,00	70,22	2,72	448,50	465,75	39,30
434,50	77,72	3,09	449,00	479,80	41,66
435,00	86,00	3,49	449,50	498,36	44,15
435,50	94,28	3,95	450,00	518,45	46,72
436,00	104,07	4,44	450,50	538,09	49,34
436,50	113,17	4,84	451,00	557,74	52,03
437,00	123,87	5,52			

2.3. PRESA EL CUCHILLO, NUEVO LEÓN

La presa "El Cuchillo", fue construida entre los años de 1990 y 1994 para el abastecimiento de agua a la ciudad de Monterrey, N. L. y su zona metropolitana, así como para los municipios aledaños General Bravo, Dr. Coss y Los Aldamas; para asegurar el riego de 3 640,00 ha de terrenos del Distrito de Riego Las Lajas. Se localiza aproximadamente a 102,00 km de la ciudad de Monterrey, en las cercanías de la población de nombre China en las coordenadas 25° 43' de latitud norte y 99° 17' de longitud oeste. (Fig 2.7).



Figura 2.7. Presa El Cuchillo.

2.3.1. HIDROLOGÍA

Pertenece a la Región hidrológica. Núm. 24. Bajo Bravo y San Juan. El área de la cuenca del río San Juan hasta el sitio de la presa es de 8 924,00 km².

La capacidad de azolves es de 100,00 millones de m³ a la elevación 147,64 msnm, su capacidad útil es de 1 123,00 millones de m³ a la elevación 162,35 msnm que corresponde al NAMO, la capacidad de superalmacenamiento es de 661,00 millones de m³, que

corresponde a la elevación 166,66 msnm (NAME), con un bordo libre de 3,00 m. Sus áreas de embalse son de 12 795,00 ha al NAMO y de 18 092,00 ha al NAME.

2.3.2. OBRA DE EXCEDENCIAS

La obra de excedencias está comprendida en el tramo de sección de gravedad de concreto que forma parte de la cortina; consiste de una sección vertedora de concreto con perfil Creager de 112,00 m de longitud, que está controlada con siete compuertas radiales de 13,00 m de ancho por 16,00 m de altura, que se accionan mediante mecanismos eléctricos instalados en un puente de concreto al nivel de la corona. Las compuertas están apoyadas en seis pilas intermedias y dos contrafuertes en los extremos, y descargan en una rápida de 26,50 m de longitud, seguida de un tanque amortiguador de 90,00 m de longitud, con ancho de plantilla que se reduce de 112,00 a 75,00 m y taludes variables de vertical en el origen a 1:1 en el extremo, revestido de concreto, que termina en un muro deflector de 6,00 m de altura y 6,50 m de espesor, anclado en la roca mediante un dentellón de 1,50 m de profundidad y 1,00 m de espesor. A continuación sigue un tramo de canal de 130,00 m de longitud y 0,0268 de pendiente, con plantilla de 75,00 m de ancho y taludes de 1,5:1, protegido con enrocamiento pesado en la plantilla y los taludes. El canal termina en un tramo de iguales características, con pendiente de 0,002, que tiene unos 600,00 m de longitud y descarga en el cauce del río San Juan.

La cresta vertedora está a la elevación 151,75 msnm, el nivel de aguas máximas extraordinarias a la 166,66 msnm. La obra de excedencias tiene una capacidad máxima de descarga de 15 000 m³/s.

2.3.3. OPERACIÓN

Fecha de iniciación a partir del 30 de octubre de 1993. Para el acueducto El Cuchillo - Monterrey se bombearon 1 000 l/s y por el acueducto China - Los Aldamas, 200 l/s.

Tabla 2.5. Características generales. Presa El Cuchillo.

PRESA EL CUCHILLO		
Nombre Oficial	Solidaridad	
Municipio	China	
Estado	Nuevo León	
Coordenadas	25° 43' de Latitud Norte	99° 17' de Longitud Oeste
HIDROLOGÍA		
Cuenca	San Juan	
Área de la cuenca	8 924	km ²
Escorrentamiento Mínimo Anual	30,70	hm ³
Escorrentamiento Medio Anual	666,00	hm ³
Escorrentamiento Máximo Anual	2 776,50	hm ³
Gasto de Diseño (Tr 10 000 años)	15 000	m ³ /s
Gasto Máximo Registrado	7 500	m ³ /s
CORTINA		
Tipo	Cortina de materiales graduados	
Elevación de la Corona	169,66	msnm
Longitud de la Corona	4 480	m
Altura Máxima	44	m
Ancho de la Corona	10	m
EMBALSE		
Azolves	147,64	msnm
NAMO	162,35	msnm
NAME	166,66	msnm
Bordo Libre	3,00	m
Capacidad al nivel de Azolves	100	hm ³
Capacidad al NAMO	1 123	hm ³
Capacidad NAMO al NAME	661	hm ³
Capacidad total	1 784	hm ³
Área al NAMO	12 795	ha
Área al NAME	18 092	ha
OBRAS DE EXCEDENCIAS		
Elevación de la Cresta	151,75	msnm
Longitud Total de la Cresta	112	m
Gasto Máximo Observado	7 500	m ³ /s
Compuertas	7	Radiales
Dimensiones (ancho x alto)	13 x 16	m

Tabla 2.5. Características generales. Presa El Cuchillo. (Continuación...)

PROPÓSITO DE LA PRESA
La presa se destina a abastecer de agua a la ciudad de Monterrey y su zona metropolitana, así como a los Municipios de China, General Bravo, Dr. Coss y Los Aldamas, del Estado de Nuevo León y para asegurar el riego de 3 640 ha de terrenos del Distrito de Riego Las Lajas.
OBRA DE DESVÍO
Un canal de 1 427,00 m de longitud, de 55,00 m de ancho en la plantilla, taludes de 0,5:1 y tirante de 7,00 m, con banquetas de 6,00 m de ancho en ambos lados, para continuar con taludes de 2:1 hasta el terreno natural, diseñado para desfogar un gasto máximo de 7 500 m ³ /s.
OBRA DE TOMA ACUEDUCTO EL CUCHILLO - MONTERREY
Es una estructura de concreto reforzado del tipo de torre de operación y conductos de descarga, localizada al pie del dique. Las tuberías descargan el agua a un cárcamo de bombeo desde donde se inicia el acueducto "El Cuchillo Monterrey". Esta obra de toma tiene capacidad para un gasto de diseño de 10,00 m ³ /s.
OBRA DE TOMA PARA RIEGO
Esta toma se destina al riego de una superficie de 3 640 ha de terrenos del distrito de riego de Las Lajas, tiene capacidad para un gasto de diseño de 3,00 m ³ /s.
OBRA DE TOMA ACUEDUCTO CHINA - LOS ALDAMAS
Abastece a las poblaciones de China, General Bravo, Doctor Coss y Los Aldamas del estado de Nuevo León, situadas aguas abajo de la presa El Cuchillo. El acueducto tiene una capacidad de diseño de 200 l/s.

Tabla 2.6. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa El Cuchillo.

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
128,00	0,00	0,00	148,00	2 736,51	108,24
128,50	1,39	0,01	148,50	2 947,84	124,04
129,00	2,77	0,03	149,00	3 159,16	139,83
129,50	4,16	0,04	149,50	3 370,49	155,63
130,00	5,55	0,11	150,00	3 581,82	171,43
130,50	17,98	0,24	150,50	3 823,50	191,75
131,00	30,42	0,42	151,00	4 065,17	212,08
131,50	42,85	0,60	151,50	4 306,85	232,40
132,00	55,29	0,77	152,00	4 548,52	252,73
132,50	65,90	1,16	152,50	4 849,04	278,48
133,00	76,51	1,54	153,00	5 149,56	304,22
133,50	87,11	1,92	153,50	5 450,08	329,97
134,00	97,72	2,30	154,00	5 750,60	355,72
134,50	110,53	2,92	154,50	6 134,26	388,31
135,00	123,35	3,54	155,00	6 517,92	420,90
135,50	136,16	4,16	155,50	6 901,58	453,49
136,00	148,97	4,77	156,00	7 285,23	486,08
136,50	161,05	5,64	156,50	7 701,64	526,67
137,00	173,13	6,50	157,00	8 118,05	567,26
137,50	185,21	7,37	157,50	8 534,47	607,85
138,00	197,29	8,23	158,00	8 950,88	648,44
138,50	210,11	9,44	158,50	9 385,04	697,54
139,00	222,94	10,65	159,00	9 819,20	746,63
139,50	235,76	11,85	159,50	10 253,37	795,73
140,00	248,58	13,05	160,00	10 687,53	844,82
140,50	302,15	14,92	160,50	11 122,48	902,61
141,00	355,73	16,79	161,00	11 557,42	960,40
141,50	409,30	18,66	161,50	11 992,36	1 018,19
142,00	462,87	20,53	162,00	12 427,30	1 075,97
142,50	597,36	24,19	162,50	12 952,43	1 143,36
143,00	731,85	27,85	163,00	13 477,56	1 210,75
143,50	866,34	31,51	163,50	14 002,70	1 278,14
144,00	1 000,83	35,16	164,00	14 527,83	1 345,52
144,50	1 196,92	42,13	164,50	15 160,03	1 424,48
145,00	1 393,01	49,10	165,00	15 792,22	1 503,45
145,50	1 589,10	56,06	165,50	16 424,42	1 582,41
146,00	1 785,20	63,02	166,00	17 056,62	1 661,37
146,50	2 023,03	74,33	166,50	17 840,79	1 754,49
147,00	2 260,85	85,63	167,00	18 609,27	1 845,75
147,50	2 498,68	96,94	167,50	19 295,44	1 909,74

Tabla 2.6. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa El Cuchillo.
(Continuación...)

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
168,00	20 193,28	2 033,87	169,50	22 326,93	2 321,44
168,50	20 778,95	2 107,96	170,00	22 982,45	2 465,63
169,00	21 544,88	2 212,79			

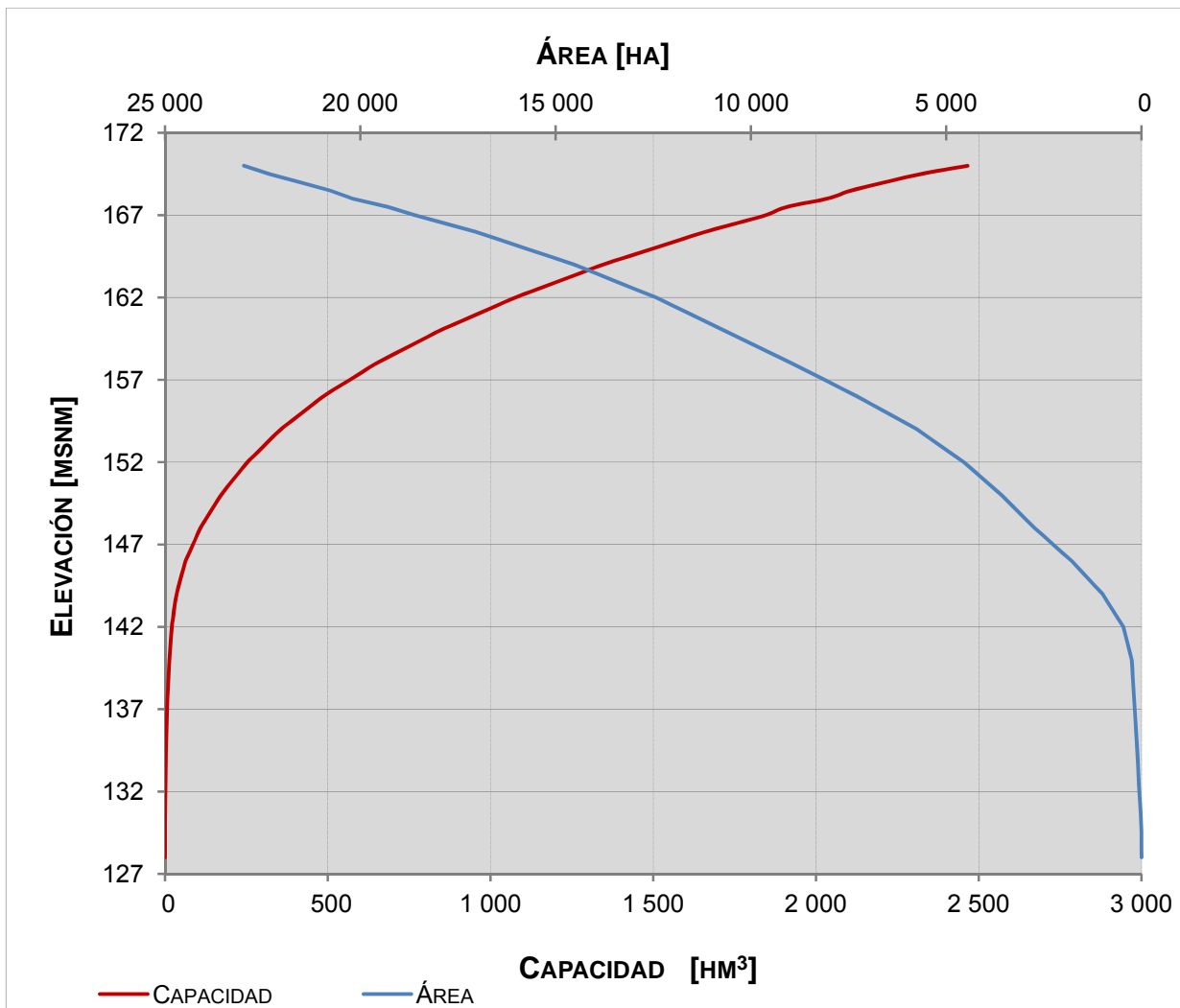


Figura 2.8. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa El Cuchillo.

2.4. PRESA MARTE R. GÓMEZ, TAMAULIPAS

Con objeto de aprovechar en riego las aguas del río San Juan, se construyó la presa Marte R. Gómez en el sitio denominado Comales de Arriba, que consiste esencialmente en una cortina de tierra, provista de dos obras de toma del tipo de conducto de concreto en túnel, una en cada margen, y de una obra de excedencias del tipo de Vertedor de Cresta Libre, localizada en la margen izquierda y de 4 diques para cierre de igual número de puertos.

La presa Marte R. Gómez, Tamps. (Presa del Azúcar) se localiza a unos 65 km al Noroeste de la Ciudad de Reynosa, en el municipio de Camargo del estado de Tamaulipas.

Fue construida de 1943 a 1946 con propósitos de abastecimiento del Distrito de Riego 026, Bajo San Juan, control de avenidas y otros usos secundarios.



Figura 2.9. Presa Marte R. Gómez.

La presa se encuentra ubicada en la cuenca del río San Juan cuya área es de 32 220 km²; hasta 1994 la máxima avenida registrada fue de 9 000 m³/s, el 30 de agosto de 1909.

Su vaso tiene una capacidad total de 2 307,60 millones de m³, el volumen de azolves es de 300 millones de m³, el volumen útil de 829,98 millones de m³, el de superalmacenamiento de 1 447,62 millones de m³, con un área del embalse de 16 500 ha al nivel de la cresta del vertedor (76,30) y de 32 500 ha al nivel del aguas máximas extraordinarias (83 msnm).

2.4.1. OBRA DE EXCEDENCIAS

El vertedor está situado en la margen izquierda en el extremo de la cortina (Fig 2.10), del tipo de cresta libre, curva en planta, constituida por un arco de 3 centros; el cimacio tiene al pie un colchón amortiguador provisto en su extremo de aguas abajo de un umbral deflector, el cual se continúa en un canal de descarga que conduce al cauce del río San Juan. Construido totalmente en concreto, originalmente fue diseñado con compuertas Tipo Stoney las cuales a diferencia de las Tipo Oruga (operadas por cadenas tipo oruga), eran operadas por un tren de rodillos, sin embargo, fueron suprimidas por las dificultades que se presentaron para su adquisición durante la segunda guerra mundial.

La longitud de la cresta es de 300,00 m, el cimacio es de 18,30 m de altura (de la elevación 58,00 m a la 76,30 m) y provisto aguas arriba de un dentellón de 10,00 m de profundidad. Los muros de sostén en ambos lados del vertedor tienen 31,00 m de altura, la elevación de la cresta del vertedor es la 76,30 m, la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias es de 83,00 m, la carga máxima es de 6,70 m, el bordo libre es de 3,00 m. La avenida de diseño es de 21 000 m³/s, el gasto máximo derramado hasta 1994, se reportó de 4 920 m³/s el 25 de septiembre de 1967.



Figura 2.10. Obra de excedencias. Presa Marte R. Gómez, Tamps.

2.4.2. OPERACIÓN

- a) **Fecha en que entró en servicio:** Año de 1943
- b) **Extracción media:** 458 millones de m^3 para riego de 75 000 ha., superficie beneficiada hasta la fecha.
- c) **Gasto máximo derramado:** 4 920 m^3/s , el 25 de septiembre de 1967, que representa 38,50 por ciento con respecto al de diseño.
- d) **Almacenamiento máximo:** 1 080 millones de m^3 .

A continuación en la Tabla 2.7 se presentan las características generales de la presa:

Tabla 2.7. Características generales. Presa Marte R. Gómez.

PRESA EL AZÚCAR		
Nombre Oficial	Marte R. Gómez	
Municipio	Camargo	
Estado	Tamaulipas	
Coordenadas	26°12'41" Latitud Norte	99°01'3" Latitud Oeste
HIDROLOGÍA		
Cuenca	Río San Juan	
Área de la cuenca	32 200	km ²
Escurrencimiento Mínimo Anual	77	hm ³
Escurrencimiento Medio Anual	994	hm ³
Escurrencimiento Máximo Anual	4 380	hm ³
Gasto de Diseño (Tr 10 000 años)	21 000	m ³ /s
Gasto máximo de descarga	13 000	m ³ /s
Gasto Máximo Registrado	9 000	m ³ /s
CORTINA		
Tipo	Materiales graduados	
Elevación de la Corona	86	msnm
Longitud de la Corona	6 000	m
Altura Máxima	49	m
Ancho de la Corona	10	m
EMBALSE		
Azolves	65,10	msnm
NAMO	76,34	msnm
NAME	83,00	msnm
Bordo Libre	3,00	m
Capacidad al nivel de Azolves	300,00	hm ³
Capacidad al NAMO	829,98	hm ³
Capacidad NAMO al NAME	1 477,62	hm ³
Capacidad total	2 307,60	hm ³
Área al NAMO	14 028	ha
Área al NAME	32 500	ha
OBRAS DE EXCEDENCIAS		
Elevación de la Cresta	76,34	msnm
Longitud Total de la Cresta	300	m
Gasto Máximo Vertido	4 920	m ³ /s
Compuertas	Cresta Libre	
Almacenamiento Máximo	1 080	hm ³
Extracción media anual	458	hm ³

Tabla 2.7. Características generales. Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

PROPÓSITO DE LA PRESA
Con objeto de aprovechar en riego las aguas del río San Juan, se construyó la presa Marte R. Gómez en el sitio denominado Comales de Arriba, que consiste esencialmente en una cortina de tierra, una obra de excedencias del tipo de vertedor de cresta libre y de 4 diques para cierre.
OBRA DE TOMA SUR
Se dispone de un canal de llamada de sección trapecial de 14,00 m de ancho de plantilla y longitud de 565,00 m. Esta toma alimenta directamente al canal principal Guillermo Rode, cuyo gasto máximo de diseño de 60,00 m ³ /s.
OBRA DE TOMA NORTE
Se dispone de un canal de llamada de sección trapecial de 5,00 m de ancho de plantilla. Esta toma alimenta al canal San Pedro, que riega terrenos de la margen izquierda, cuyo gasto máximo de diseño de 12,00 m ³ /s.

Tabla 2.8. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
61,00	0,00	0,00	73,50	9 242,13	460,63
61,50	64,55	1,06	74,00	9 976,92	514,41
62,00	129,05	1,69	74,50	10 755,51	572,22
62,50	372,76	2,86	75,00	11 579,79	634,20
63,00	617,24	4,72	75,50	12 451,62	700,50
63,50	864,35	7,42	76,00	13 372,88	771,26
64,00	1 115,96	11,11	76,34	14 028,53	829,98
64,50	1 373,96	15,92	76,50	14 345,44	846,63
65,00	1 640,20	22,00	77,00	15 371,17	926,75
65,50	1 916,57	29,50	77,50	16 451,93	1 011,77
66,00	2 204,92	38,57	78,00	17 589,61	1 101,83
66,50	2 507,14	49,34	78,50	18 786,07	1 197,07
67,00	2 825,10	61,96	79,00	20 043,19	1 297,65
67,50	3 160,67	76,59	79,50	21 362,84	1 403,71
68,00	3 515,71	93,35	80,00	22 746,88	1 515,39
68,50	3 892,11	112,40	80,50	24 197,20	1 632,83
69,00	4 291,73	133,89	81,00	25 715,66	1 756,19
69,50	4 716,44	157,95	81,50	27 304,13	1 885,60
70,00	5 168,12	184,73	82,00	28 964,49	2 021,21
70,50	5 648,63	214,38	82,50	30 698,60	2 163,18

Tabla 2.8. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.
(Continuación...)

Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³	Elevación msnm	Área ha	Volumen hm ³
71,00	6 159,86	247,05	83,00	32 500,00	2 307,60
71,50	6 703,66	282,87	83,50	34 395,59	2 466,72
72,00	7 281,92	321,99	84,00	36 362,21	2 628,59
72,50	7 896,51	364,56	84,50	38 410,07	2 797,39
73,00	8 549,28	410,73	85,00	40 541,05	2 973,26

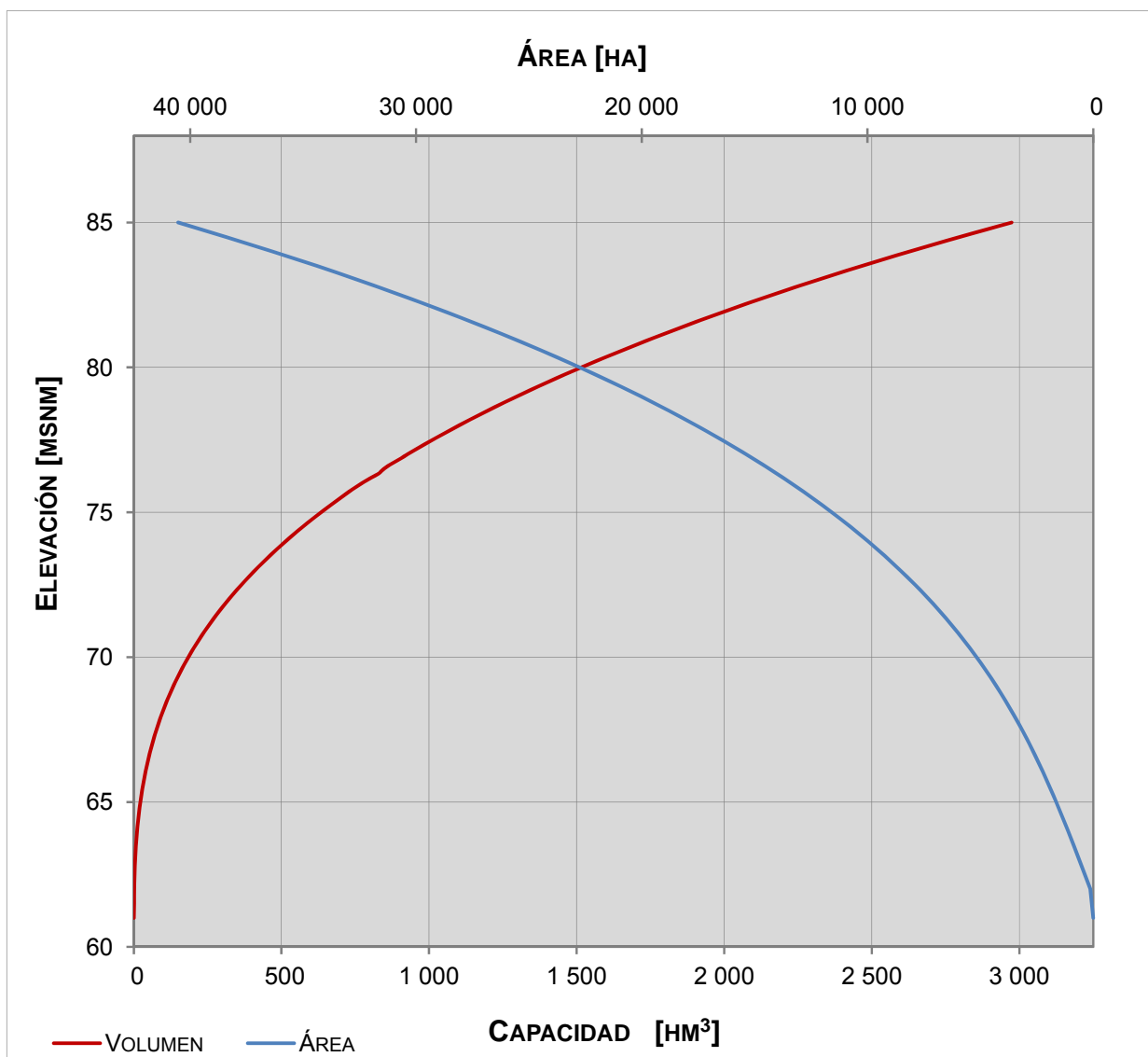


Figura 2.11. Curva Elevaciones – Áreas – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.

3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Se recopiló la información necesaria para el desarrollo del estudio, la cual fue catalogada y revisada de manera detallada. Mediante el empleo de la información integrada, a manera de facilitar la revisión de datos recabados, se desarrolló una base de datos programada para cada embalse, la cual se conformó principalmente de los anti funcionamientos de vaso proporcionados por CONAGUA, teniendo como página de inicio una interfaz de fácil empleo, la cual muestra a continuación en la Fig 3.1.



Figura 3.1. Interfaz de inicio, Base de Datos Presa Cerro Prieto.

Asimismo, como puede apreciarse dentro de la Fig 3.1, además de los registros de los anti funcionamientos, se incorporó dentro de la misma base de datos, la información de las características principales (Fig 3.2), las curvas elevaciones – áreas – capacidades (Fig 3.3.), gráficas de los niveles históricos de operación (integradas por periodos de 10 años) y la matriz de escurrimientos obtenida del análisis.

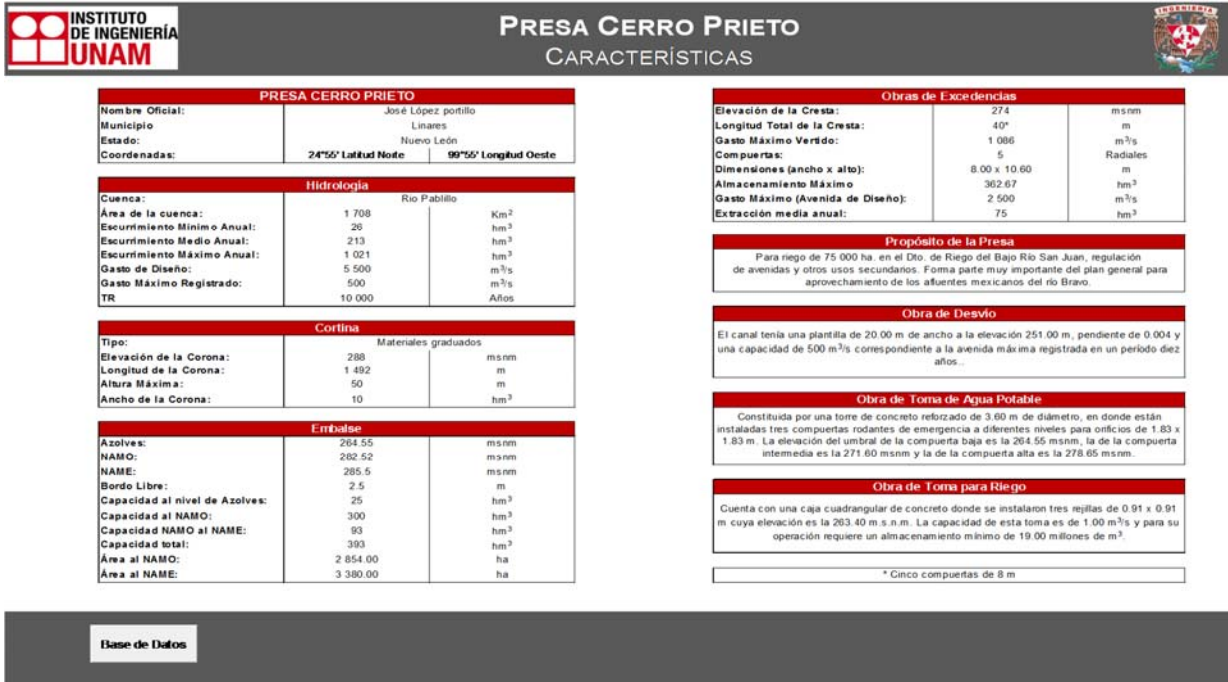


Figura 3.2. Características, Base de Datos Presa Cerro Prieto.

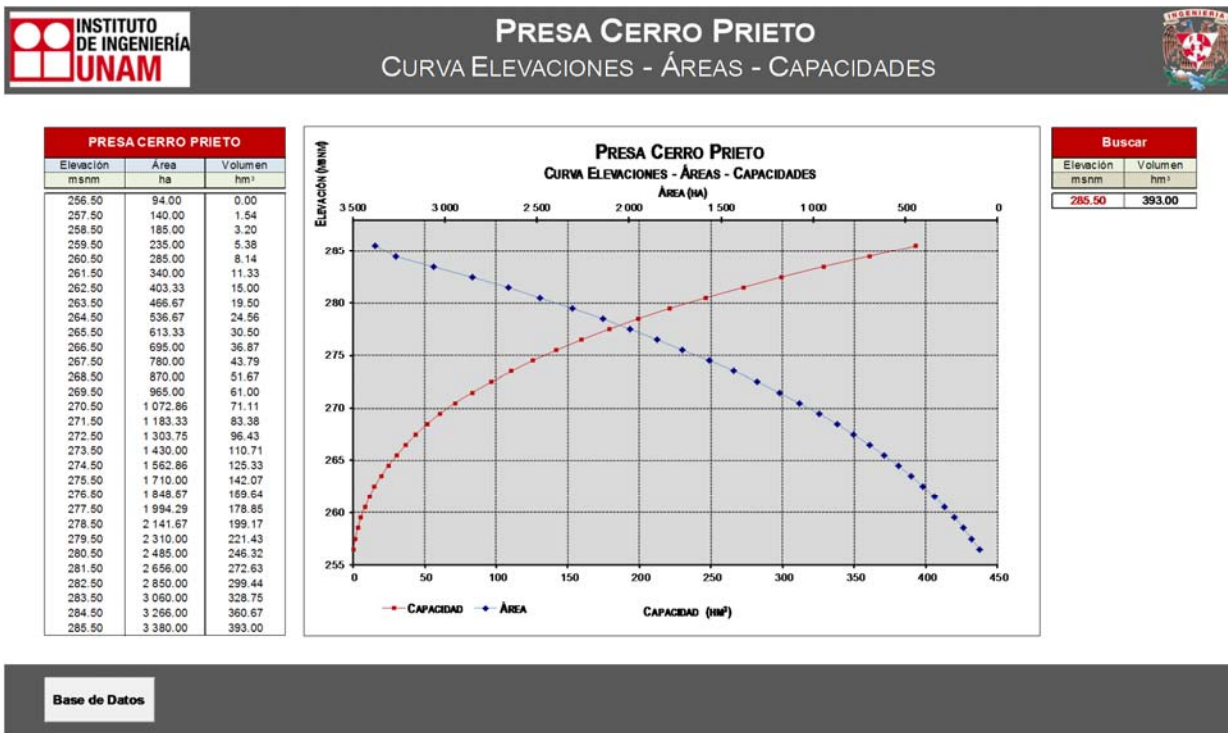


Figura 3.3. Curva EAC, Base de Datos Presa Cerro Prieto.

Cabe destacar que al conformar la base de datos se detectaron incongruencias en los registros, las cuales fueron corregidas de manera prudente para cada uno de los embalses en estudio. En las Figs 3.4 y 3.5, puede apreciarse de manera gráfica la comparativa entre la información con incongruencias y la información corregida, para este caso se ejemplifica con el embalse Cerro Prieto.

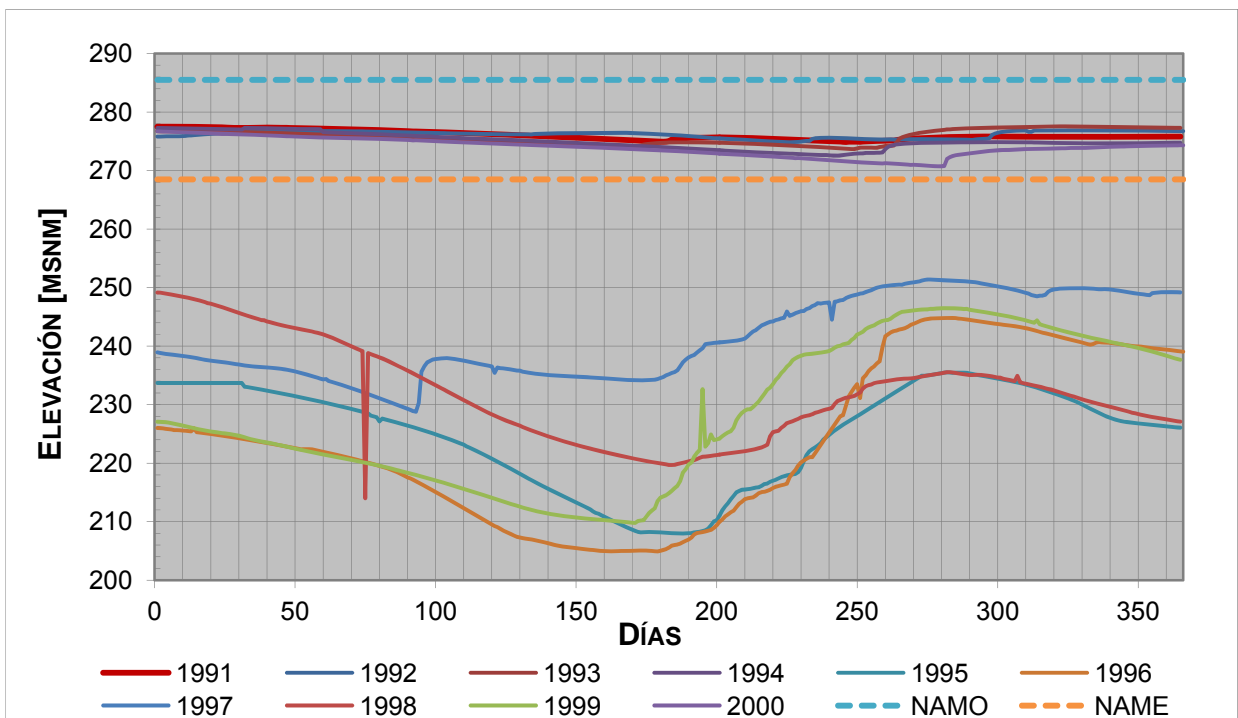


Figura 3.4. Niveles en el embalse con errores (1991 – 2000), Presa Cerro Prieto.

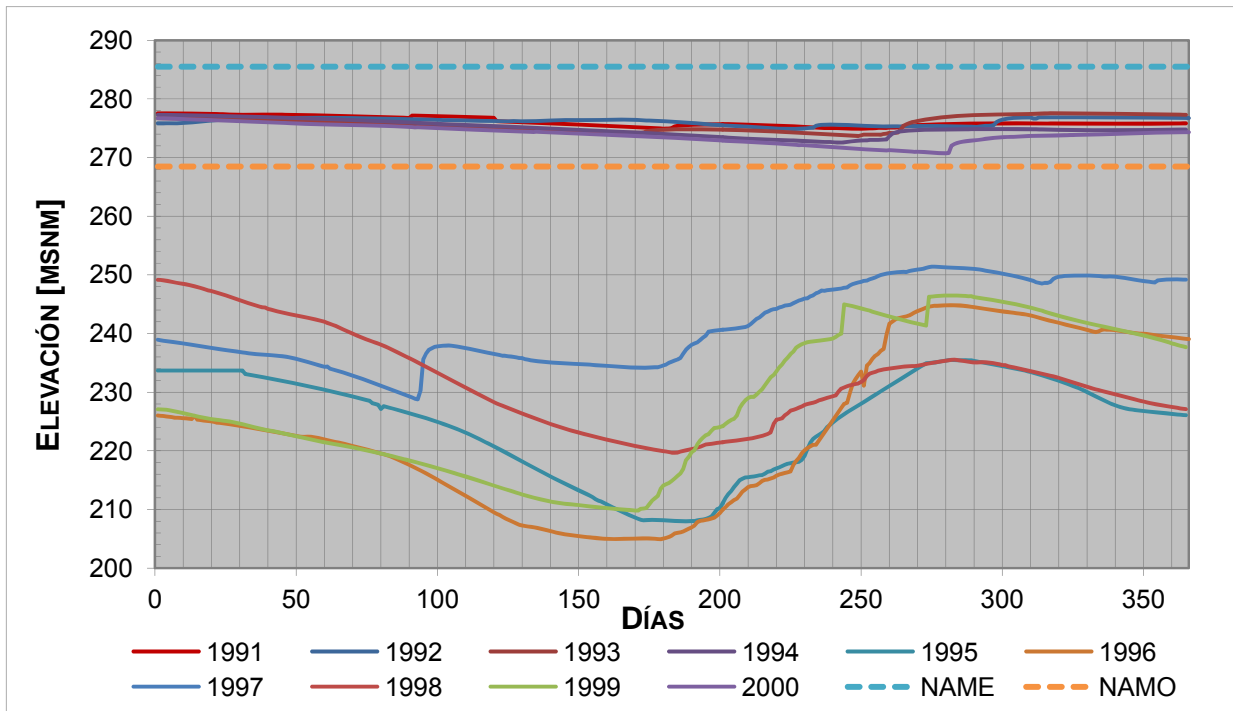


Figura 3.5. Niveles en el embalse corregidos (1991 – 2000), Presa Cerro Prieto.

4. DESARROLLO - METODOLOGÍA

Existen diversos criterios para determinar las avenidas que se emplean en el diseño de una obra de excedencias, sin embargo, cualquier metodología que se use para tal fin debe cumplir tres aspectos.

- I. Que considere la correlación pico - volumen,
- II. Que permita reproducir avenidas similares a las observadas en el período de registro, y
- III. Que conduzca a la definición de distintos tipos de avenidas que, en cada caso, podrán modificar los resultados según las características del vaso en donde se transiten.

La metodología propuesta consiste de los siguientes pasos

a) Análisis de los registros

A fin de garantizar la confiabilidad de los registros (ya sean horarios, diarios o mensuales) se analiza la congruencia de los mismos, revisando que no se presenten errores de captura, los cuales puedan afectar significativamente el desarrollo del análisis.

b) Avenidas de diseño

El procedimiento utilizado permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados. Para ello se determinan los gastos medios máximos anuales para distintas duraciones. El gasto medio máximo para una duración de 1 día corresponde al gasto medio diario máximo anual. Para obtener los gastos medios máximos para las otras duraciones se procede a encontrar para cada año de registro el promedio máximo para n días consecutivos según la duración que se analice:

$$\bar{Q}_{Mn} = \max_i \left(\frac{\sum_{i=1}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \quad (4.1)$$

donde

\bar{Q}_{Mn} es el gasto medio máximo para n días de duración

Q_k gasto medio diario el día k

n duración en días

i contador del día en que inicia el lapso de duración n .

De esta forma, para cada valor de duración ($1, 2, \dots, n$) se cuenta con una muestra de m valores de gastos máximos anuales, a los que se puede ajustar una función de distribución. Las funciones de distribución ajustadas (una para cada duración) permiten entonces estimar la avenida (sintética) de diseño para cualquier periodo de retorno (T_r).

La construcción de curvas del tipo Gasto – Duración – Periodo de retorno de los eventos extrapolados permite observar su comportamiento, tomando en cuenta que la tendencia que se obtiene para periodos de retorno menores o iguales que el número de años de registro debe conservarse para periodos de retorno mayores, de manera que si esto no ocurre, deben revisarse las extrapolaciones.

Corroborando lo anterior, es necesario pasar de las avenidas sintéticas a avenidas reales. Para ello, con cada periodo de retorno que se seleccione, primero se convierten los gastos medios asociados a distintas duraciones en gastos medios diarios mediante las ecuaciones recursivas

$$q_1(T_r) = \bar{Q}_1(T_r) \quad (4.2)$$

$$q_k(T_r) = k \bar{Q}_k(T_r) - (k - 1) \bar{Q}_{k-1}(T_r) \quad (4.3)$$

donde

$\bar{Q}_k(T_r)$ gasto medio estimado para una duración de k días y un periodo de retorno T_r

$q_k(T_r)$ gasto medio diario, m^3/s .

Finalmente, los gastos medios diarios $q_k(T_r)$, cuya secuencia tiene una tendencia decreciente, deben de reordenarse para que tomen la forma de un hidrograma histórico

representativo, una forma sencilla de hacer el ordenamiento es el uso del método de bloques alternos, en el que al centro de la avenida se coloca el gasto individual de un día; hacia adelante se coloca el gasto de dos días, hacia atrás del gasto del centro se coloca el de tres días y así, se van colocando el de cuatro días hacia adelante, el de cinco días hacia atrás, hasta construir la forma de la avenida.

c) Operación Óptima

Con la finalidad de mejorar la operación de la presa en estudio, se optimiza la misma, asignando diversos tipos de restricciones y penalizaciones, ya sea por derrame o déficit de agua, para ello, se integran los registros en intervalos quincenales con la finalidad de realizar su análisis en políticas a largo plazo. Lo anterior, a manera de repartir el volumen en intervalos semejantes durante todo el año considerando la época de avenidas y de estiaje. Partiendo del volumen útil de la presa, se define el número de estados que contendrá cada uno de los grupos conformados.

Con dichos grupos, mediante el empleo de la programación dinámica estocástica se determinan los máximos beneficios esperados en un horizonte de planeación de N etapas que lleven a la definición de políticas de operación óptima, para todos los posibles estados iniciales y extracciones de una presa.

Para llevar a cabo la optimización se emplea como función objetivo la maximización del valor esperado del beneficio total por generación, imponiendo penalizaciones por déficit o derrames en la presa.

$$F_{Obj} = Max E(GE - C_1 DERR - C_2 DEF) \tag{4.4}$$

donde

$E()$ operador valor esperado

GE energía generada, GWh

$DERR$ derrame, hm^3

DEF déficit, hm^3

C_1 coeficiente de penalización por derrame

C_2 coeficiente de penalización por déficit.

Partiendo de dicha optimización, se efectúa la simulación analítica del vaso, comparando los niveles obtenidos con respecto a los históricos.

d) Tránsito de avenidas

Como resultado del funcionamiento de vaso optimizado, se obtienen los niveles más frecuentes en el embalse (histograma de elevaciones medias), los cuales serán las condiciones de inicio en el tránsito de las avenidas de diseño generando un escenario de análisis que parte de niveles asociados a su probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}).

Se efectúa el tránsito de las avenidas estimadas para 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años de periodo de retorno y para cada elevación inicial obtenida de la operación óptima, así mismo se analiza otro escenario considerando como elevación inicial la del NAMO del embalse.

Del resultado de la simulación, se obtienen los gastos máximos de descarga, los cuales son asociados a su probabilidad de excedencia (P_Q). Con la finalidad de determinar gastos máximos de descarga en cifras cerradas (1 000, 2 000, etc.) se grafican los resultados obtenidos determinando la tendencia a la cual se ajustan (Fig 4.1), para asociarles su probabilidad de excedencia y periodo de retorno correspondientes (Tabla 4.1).

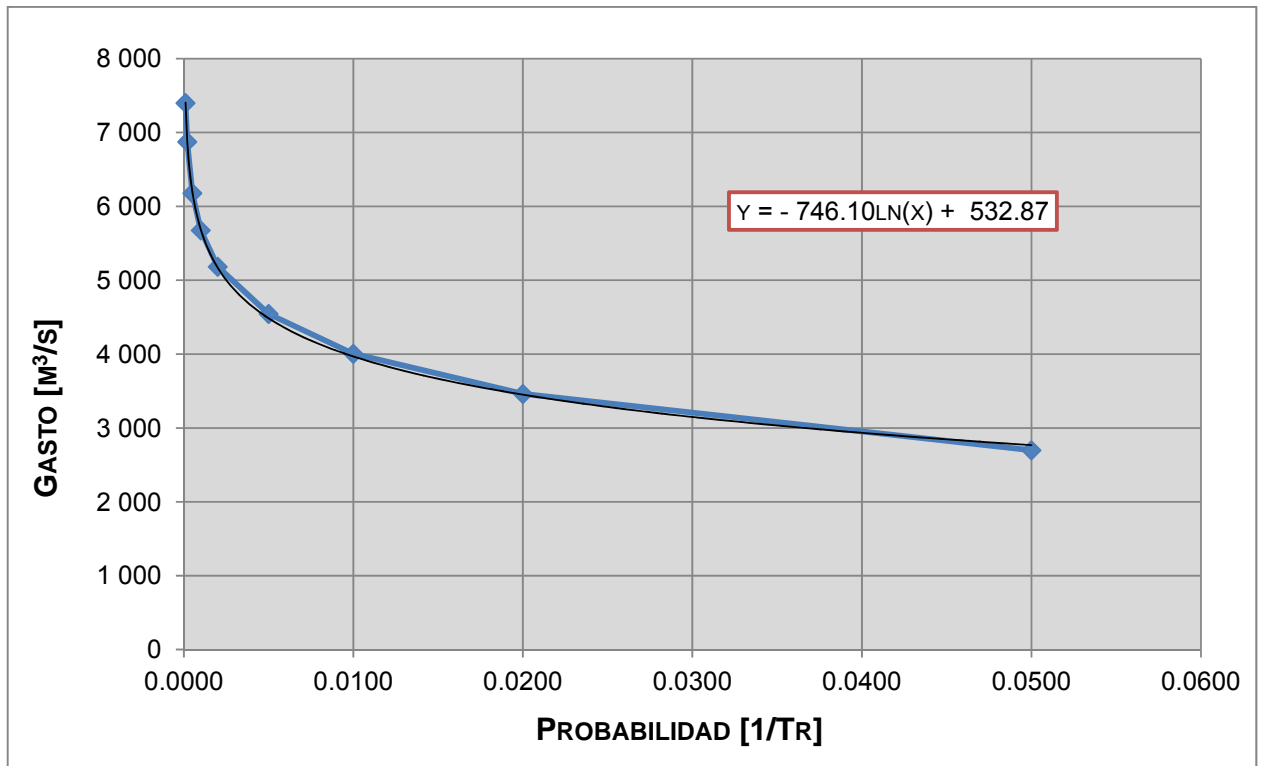


Figura 4.1. Curva gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia.

e) Análisis de la probabilidad de excedencia conjunta

Para determinar la probabilidad de excedencia conjunta asociada al gasto máximo de descarga se realiza la suma total de los productos de cada probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia (P_Q), empleando la formula:

$$P_{Ti} = \sum_{k=1}^n P_{Q_i} P_{Elev_k} \quad (4.5)$$

donde

P_{Ti} probabilidad de excedencia conjunta para un gasto Q_i

P_{Q_i} probabilidad de excedencia del gasto Q_i dada una elevación inicial k

P_{Elev_k} probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial k .

En la Tabla 4.1 se ejemplifican los cálculos correspondientes a un gasto de 8 000 m³/s

Tabla 4.1. Probabilidad de excedencia conjunta.

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		8 000	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
156	22 208,18	0,0000450	0,1153846	0,0000052
158	14 155,66	0,0000706	0,1826923	0,0000129
160	6 251,65	0,0001600	0,3461538	0,0000554
162	3 526,60	0,0002836	0,3557692	0,0001009
			P_T 8 000	0,0001744

Como resultado se obtendrán tantas probabilidades de excedencia conjunta (P_T) como gastos hayan sido analizados, los cuales deberán ser comparados con los resultados obtenidos considerando como elevación inicial el NAMO.

f) Tránsito hidráulico por el cauce y costos por afectación

Empleando los gastos máximos de descarga seleccionados, se realiza el tránsito hidráulico por el cauce, aguas abajo del embalse, determinando las áreas afectadas por la inundación.

Dicha área es multiplicada por un costo unitario de afectación, determinando los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

Finalmente, al generar la curva Costos Vs Probabilidades de excedencia conjunta, se determina el riesgo esperado, definido por el área bajo la curva, el cual puede compararse con, el obtenido considerando el NAMO como elevación inicial.

4.1. PRESA CERRO PRIETO

4.1.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES

Con la finalidad de validar las avenidas de diseño de la de presa Cerro Prieto, se llevó a cabo su actualización partiendo de registros diarios proporcionados por la CONAGUA.

Para tal efecto, se calcularon las aportaciones al vaso de almacenamiento considerando los ingresos por cuenca propia como la suma del incremento (o decremento) en el almacenamiento (ΔV), ms las salidas medidas (V_s). De lo anterior, se obtuvo una muestra de gastos medios diarios para un periodo de registro del año 1984 a 2009, sin considerar los años 1995 a 1999 debido a que sus datos son incompletos.

Al analizar el comportamiento estadístico de los escurrimientos medios mensuales históricos del río (Tabla 4.2), se determinaron las probabilidades empíricas de excedencia para cada uno de los meses del año, como se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.2. Gastos medios mensuales. Presa Cerro Prieto.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1984	4,44	6,71	1,97	0,76	2,58	2,66	1,96	2,43	31,02	11,51	5,54	4,21
1985	3,42	2,26	0,79	3,83	3,04	3,81	2,34	2,27	2,16	3,58	1,17	1,82
1986	2,47	2,17	2,02	2,76	7,86	27,99	7,82	4,39	26,85	6,57	9,15	6,99
1987	8,15	5,66	2,37	1,25	1,85	19,03	8,65	5,24	23,10	13,96	7,93	5,16
1988	3,27	1,50	2,63	0,58	1,13	4,50	2,04	27,09	83,95	19,80	8,81	5,75
1989	3,98	2,68	0,97	0,84	0,81	0,96	0,94	2,87	3,80	5,11	0,96	2,86
1990	2,04	0,96	0,58	0,77	1,26	0,80	1,09	1,91	20,98	20,09	7,20	4,78
1991	2,99	2,80	0,72	0,48	1,64	1,25	10,10	2,42	11,60	6,93	4,73	4,36
1992	7,81	5,01	2,55	1,77	4,19	2,72	0,48	12,68	6,05	17,96	7,14	4,97
1993	3,17	2,19	0,93	0,59	1,65	8,72	1,94	0,58	21,13	9,55	4,43	2,89
1994	2,36	0,84	0,60	0,81	0,81	1,63	0,98	2,65	23,53	5,37	2,74	2,75
2000	1,07	0,50	0,21	0,11	0,88	1,42	0,36	0,99	1,86	16,47	5,25	3,92
2001	2,49	1,18	0,45	0,66	0,46	1,28	2,36	0,60	35,94	14,63	13,27	6,17
2002	3,36	1,79	0,68	0,44	0,54	2,75	4,19	1,30	40,83	23,99	29,76	5,28
2003	7,19	3,75	3,73	1,63	2,90	3,05	3,13	20,26	58,94	45,16	22,07	10,39
2004	5,61	3,50	4,20	8,08	5,66	2,34	1,63	3,45	24,88	14,23	5,19	2,76
2005	1,79	2,30	1,94	0,71	1,27	0,41	33,15	10,16	9,75	21,71	13,87	6,55
2006	4,26	2,10	1,06	0,71	1,07	1,24	0,90	0,87	6,30	4,21	3,52	2,37
2007	1,93	1,86	0,68	0,80	10,40	4,81	7,86	9,39	36,32	12,79	7,23	4,63
2008	3,48	1,81	1,18	1,39	2,10	0,95	5,53	42,17	59,73	46,96	16,19	10,06
2009	5,78	3,31	2,36	4,08	2,06	1,71	0,87	0,65	12,06	5,80	3,57	4,30
Media	3,86	2,61	1,55	1,57	2,58	4,48	4,68	7,35	25,75	15,54	8,56	4,90
Max	8,15	6,71	4,20	8,08	10,40	27,99	33,15	42,17	83,95	46,96	29,76	10,39
Min	1,07	0,50	0,21	0,11	0,46	0,41	0,36	0,58	1,86	3,58	0,96	1,82
Mediana	3,36	2,19	1,06	0,80	1,65	2,34	2,04	2,65	23,10	13,96	7,14	4,63
Desv. Est	2,00	1,59	1,11	1,83	2,55	6,75	7,17	10,58	21,44	11,87	7,09	2,26
Coef. Var.	0,52	0,61	0,71	1,17	0,99	1,51	1,53	1,44	0,83	0,76	0,83	0,46

Tabla 4.3. Permanencia de gastos medios mensuales. Presa Cerro Prieto.

%	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Medio mensual
100	1,07	0,50	0,21	0,11	0,46	0,41	0,36	0,58	1,86	3,58	0,96	1,82	0,11
99	1,21	0,57	0,26	0,17	0,48	0,49	0,38	0,59	1,92	3,70	1,00	1,93	0,39
98	1,36	0,64	0,31	0,24	0,49	0,57	0,41	0,59	1,98	3,83	1,05	2,04	0,45
97	1,50	0,70	0,35	0,31	0,51	0,65	0,43	0,60	2,04	3,96	1,09	2,15	0,48
96	1,65	0,77	0,40	0,38	0,52	0,72	0,45	0,60	2,10	4,08	1,13	2,26	0,54
95	1,79	0,84	0,45	0,44	0,54	0,80	0,48	0,60	2,16	4,21	1,17	2,37	0,58
90	1,93	0,96	0,58	0,48	0,81	0,95	0,87	0,65	3,80	5,11	2,74	2,75	0,77
85	2,04	1,18	0,60	0,58	0,81	0,96	0,90	0,87	6,05	5,37	3,52	2,76	0,92
80	2,36	1,50	0,68	0,59	0,88	1,24	0,94	0,99	6,30	5,80	3,57	2,86	1,09
75	2,47	1,79	0,68	0,66	1,07	1,25	0,98	1,30	9,75	6,57	4,43	2,89	1,41
70	2,49	1,81	0,72	0,71	1,13	1,28	1,09	1,91	11,60	6,93	4,73	3,92	1,83
65	2,99	1,86	0,79	0,71	1,26	1,42	1,63	2,27	12,06	9,55	5,19	4,21	2,06
60	3,17	2,10	0,93	0,76	1,27	1,63	1,94	2,42	20,98	11,51	5,25	4,30	2,36
55	3,27	2,17	0,97	0,77	1,64	1,71	1,96	2,43	21,13	12,79	5,54	4,36	2,68
50	3,36	2,19	1,06	0,80	1,65	2,34	2,04	2,65	23,10	13,96	7,14	4,63	3,02
45	3,42	2,26	1,18	0,81	1,85	2,66	2,34	2,87	23,53	14,23	7,20	4,78	3,57
40	3,48	2,30	1,94	0,84	2,06	2,72	2,36	3,45	24,88	14,63	7,23	4,97	4,21
35	3,98	2,68	1,97	1,25	2,10	2,75	3,13	4,39	26,85	16,47	7,93	5,16	4,83
30	4,26	2,80	2,02	1,39	2,58	3,05	4,19	5,24	31,02	17,96	8,81	5,28	5,64
25	4,44	3,31	2,36	1,63	2,90	3,81	5,53	9,39	35,94	19,80	9,15	5,75	7,03
20	5,61	3,50	2,37	1,77	3,04	4,50	7,82	10,16	36,32	20,09	13,27	6,17	8,70
15	5,78	3,75	2,55	2,76	4,19	4,81	7,86	12,68	40,83	21,71	13,87	6,55	11,76
10	7,19	5,01	2,63	3,83	5,66	8,72	8,65	20,26	58,94	23,99	16,19	6,99	19,72
9	7,31	5,14	2,85	3,88	6,10	10,78	8,94	21,63	59,10	28,23	17,37	7,60	20,56
8	7,44	5,27	3,07	3,93	6,54	12,84	9,23	22,99	59,26	32,46	18,54	8,22	21,66
7	7,56	5,40	3,29	3,98	6,98	14,91	9,52	24,36	59,42	36,69	19,72	8,83	23,28
6	7,69	5,53	3,51	4,03	7,42	16,97	9,81	25,73	59,57	40,93	20,89	9,44	24,83
5	7,81	5,66	3,73	4,08	7,86	19,03	10,10	27,09	59,73	45,16	22,07	10,06	27,50
4	7,88	5,87	3,82	4,88	8,37	20,82	14,71	30,11	64,57	45,52	23,61	10,12	30,97
3	7,95	6,08	3,92	5,68	8,88	22,62	19,32	33,12	69,42	45,88	25,14	10,19	36,12
2	8,02	6,29	4,01	6,48	9,39	24,41	23,93	36,14	74,26	46,24	26,68	10,25	42,14
1	8,09	6,50	4,11	7,28	9,89	26,20	28,54	39,16	79,10	46,60	28,22	10,32	52,83
0	8,15	6,71	4,20	8,08	10,40	27,99	33,15	42,17	83,95	46,96	29,76	10,39	83,95

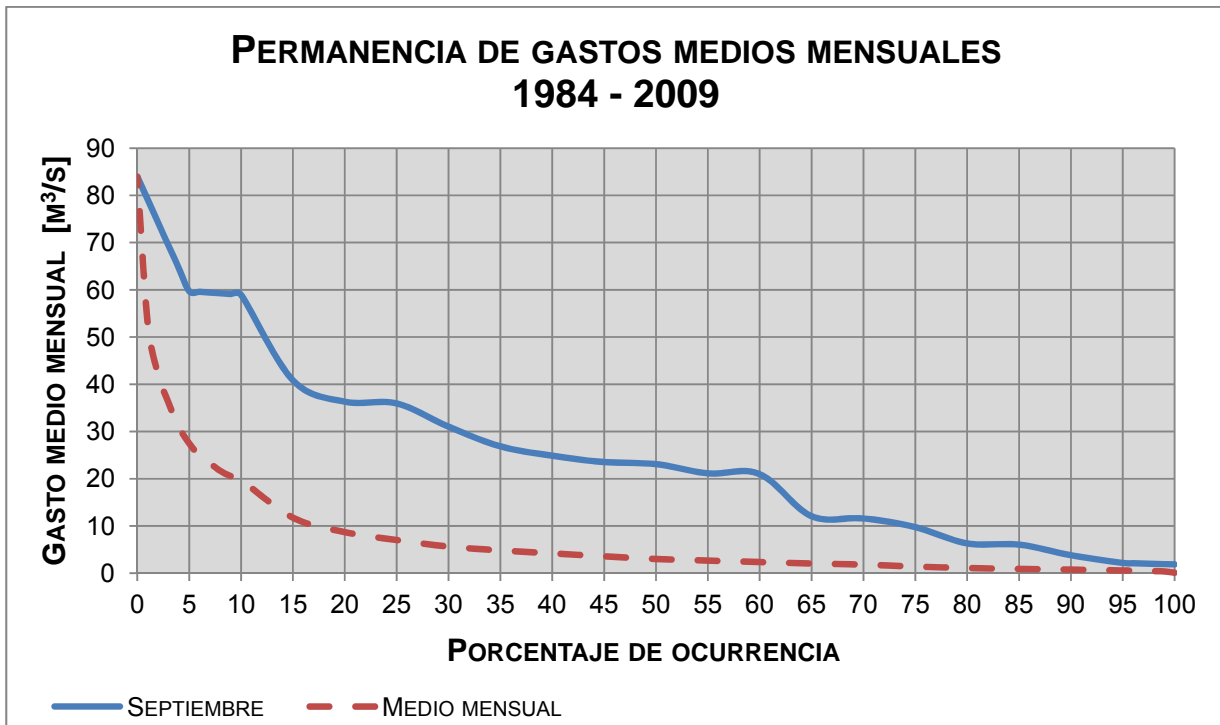


Figura 4.2. Curva de permanencia de gastos.

Para caracterizar la tendencia mensual y anual de los escurrimientos, se procedió a analizar los registros medios mensuales presentados en la Tabla 4.2, determinando los registros mínimos, medios y máximos de forma mensual y anual (Figs 4.3 y 4.4).

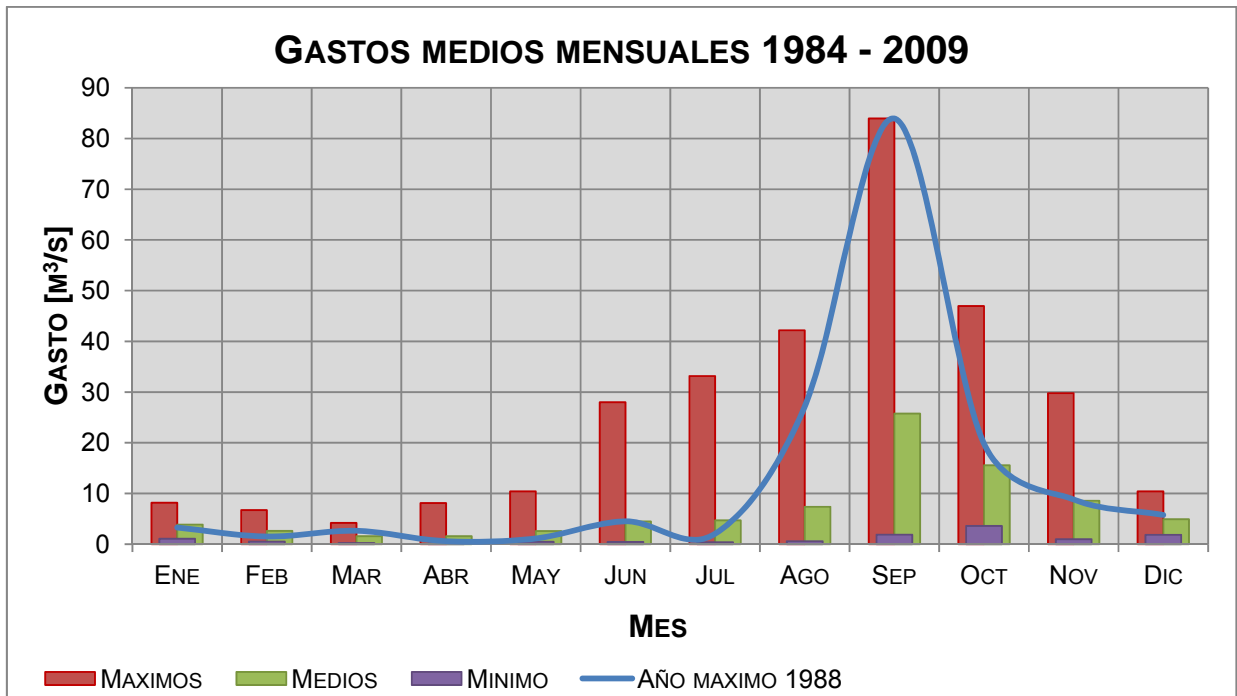


Figura 4.3. Gastos medios mensuales.

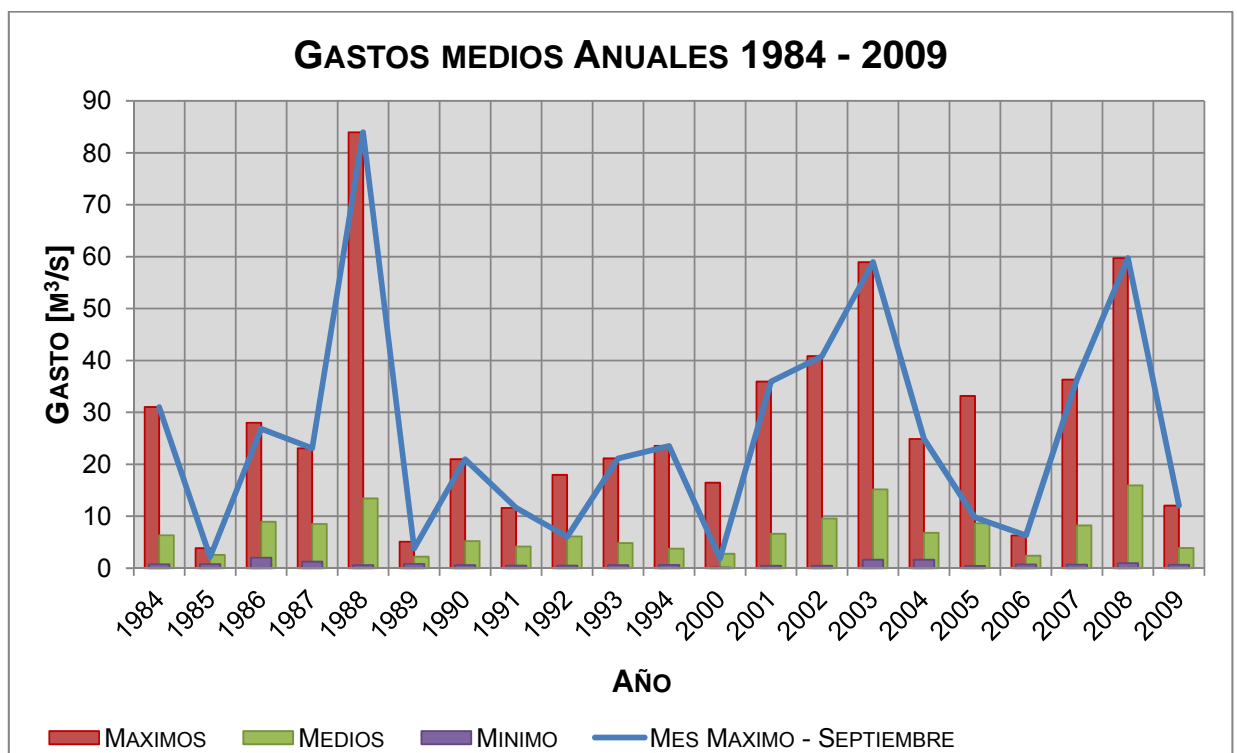


Figura 4.4. Gastos medios anuales.

4.1.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS

Se realizó un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios máximos diarios anuales, mediante el empleo de funciones de distribución de probabilidad, lo cual permitió la obtención de valores extrapolados a diferentes periodos de retorno.

Para realizar los cálculos correspondientes a los ajustes para las diferentes funciones de distribución de probabilidad, se utilizó el programa AX©.

Los registros medios diarios máximos para duraciones de 1 a 15 días se analizaron estadísticamente con distintas funciones de distribución, seleccionando la función Doble Gumbel como la de mejor ajuste con una $p = 0,80$. Para cada duración se determinaron los gastos medios máximos asociados a distintos periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años) y se revisó su tendencia mediante la construcción de las curvas gastos – duración – periodo de retorno (Fig 4.5).

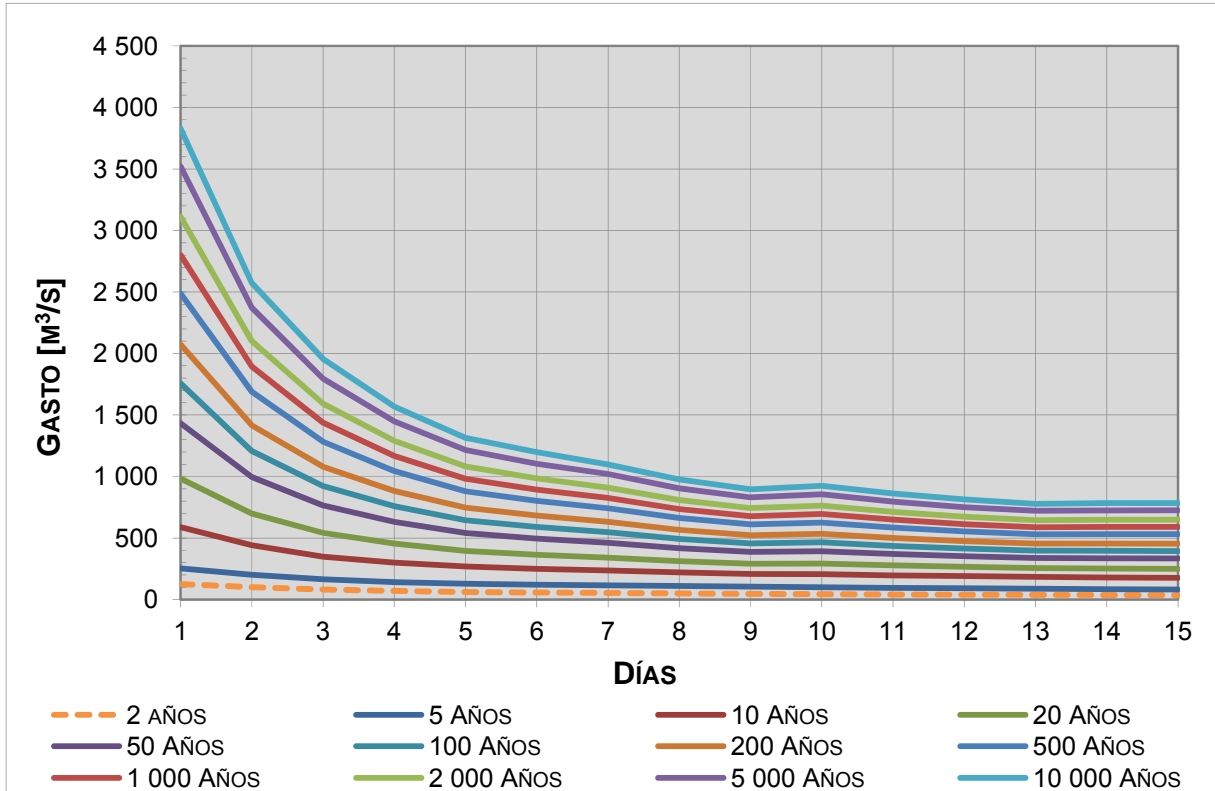


Figura 4.5. Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa Cerro Prieto.

A partir de esos resultados se convirtieron las avenidas sintéticas en reales, determinando la forma de la avenida mediante el método de alternar bloques, en el que a la mitad de la duración total se coloca el valor máximo (Q_1), hacia delante se coloca el gasto (Q_2), hacia atrás el gasto (Q_3), y así sucesivamente. Los resultados obtenidos para las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno se aprecian en la Tabla 4.4 y de manera gráfica en la Fig 4.6.

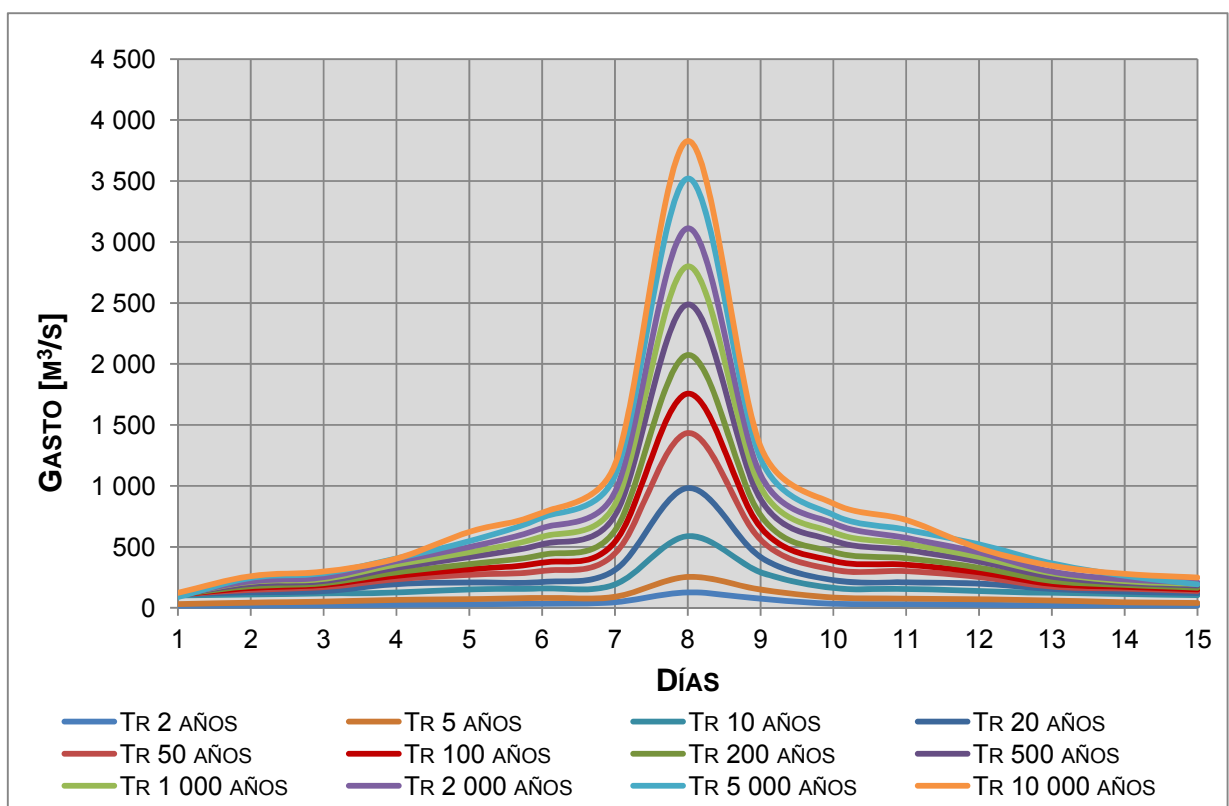


Figura 4.6. Avenidas de diseño. Presa Cerro Prieto.

Tabla 4.4. Gastos medios diarios para distintos eventos de diseño. Presa Cerro Prieto

Tr	2	5	10	20	50	100
1	17,30	31,51	101,28	112,47	110,96	109,61
2	18,87	42,67	109,52	127,43	147,93	163,38
3	21,31	51,86	118,78	137,26	169,63	188,65
4	24,32	64,91	126,01	195,10	234,94	263,42
5	30,90	72,17	151,74	208,36	271,55	315,99
6	33,04	81,96	159,36	212,59	302,28	370,64
7	46,96	90,89	192,28	310,39	444,59	540,14
8	126,83	253,70	588,31	982,21	1 433,30	1 756,59
9	74,37	149,96	293,51	416,55	558,12	659,71
10	34,22	85,32	163,14	227,30	313,73	385,52
11	31,12	76,18	155,82	209,46	301,36	354,08
12	24,84	70,54	137,88	198,85	253,12	292,03
13	21,36	60,72	123,92	154,94	174,33	196,52
14	21,16	45,85	113,44	133,21	158,24	172,56
15	18,50	39,61	104,86	120,88	138,92	151,96

Tr	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
1	109,38	109,37	108,58	107,79	88,81	123,93
2	177,41	196,49	213,18	218,35	246,38	260,51
3	202,48	219,57	237,02	250,66	283,72	297,09
4	291,14	327,93	355,69	383,41	405,08	404,02
5	359,04	416,97	456,06	499,00	547,44	623,27
6	435,10	521,82	583,59	655,10	741,46	780,71
7	633,55	756,59	847,00	948,83	1 082,12	1 173,35
8	2 073,57	2 487,82	2 800,00	3 112,18	3 520,42	3 827,79
9	759,33	890,28	988,38	1 089,66	1 224,26	1 320,85
10	457,95	550,65	617,77	692,75	762,49	856,23
11	406,68	474,05	525,41	573,59	641,52	720,50
12	330,22	379,13	416,78	454,43	521,55	489,19
13	220,79	255,63	283,79	297,65	364,87	345,61
14	188,02	204,49	219,03	233,57	263,42	278,63
15	165,34	183,51	196,07	208,73	193,16	248,87

4.1.3. OPERACIÓN ÓPTIMA

Considerando los gastos medios diarios, los cuales se resumen de manera mensual en la Tabla 4.2, así como las características del embalse presentadas en la Tabla 2.1, se realizó la optimización de la operación a largo plazo. La matriz de escurrimientos para la simulación analítica del vaso se construyó para intervalos quincenales.

Por otra parte, para repartir el volumen medio anual en intervalos semejantes durante todo el año (considerando la época de avenidas y de estiaje), se definieron seis grupos de meses, los cuales están conformados como se presenta la Tabla 4.5.

Tomando en cuenta el volumen útil de la presa (275 hm^3), se determinó repartirlo en 50 estados compuestos por $5,5 \text{ hm}^3$ cada uno. Se definieron las frecuencias absolutas de los volúmenes de escurrimiento correspondientes a cada estado y cada grupo de meses definidos en la Tabla 4.5; las frecuencias relativas, se obtuvieron dividiendo las frecuencias absolutas entre el total de años de la muestra, y se consideraron como una primera aproximación a las probabilidades asociadas a los ingresos.

Al hacer la gráfica de las frecuencias relativas contra el intervalo de volúmenes se observaron discontinuidades, por lo que se suavizaron cuidando mantener la forma original y obligando a que la suma fuera igual a 1. En la Tabla 4.6 y la Fig 4.7 se presentan las frecuencias relativas para cada grupo de meses.

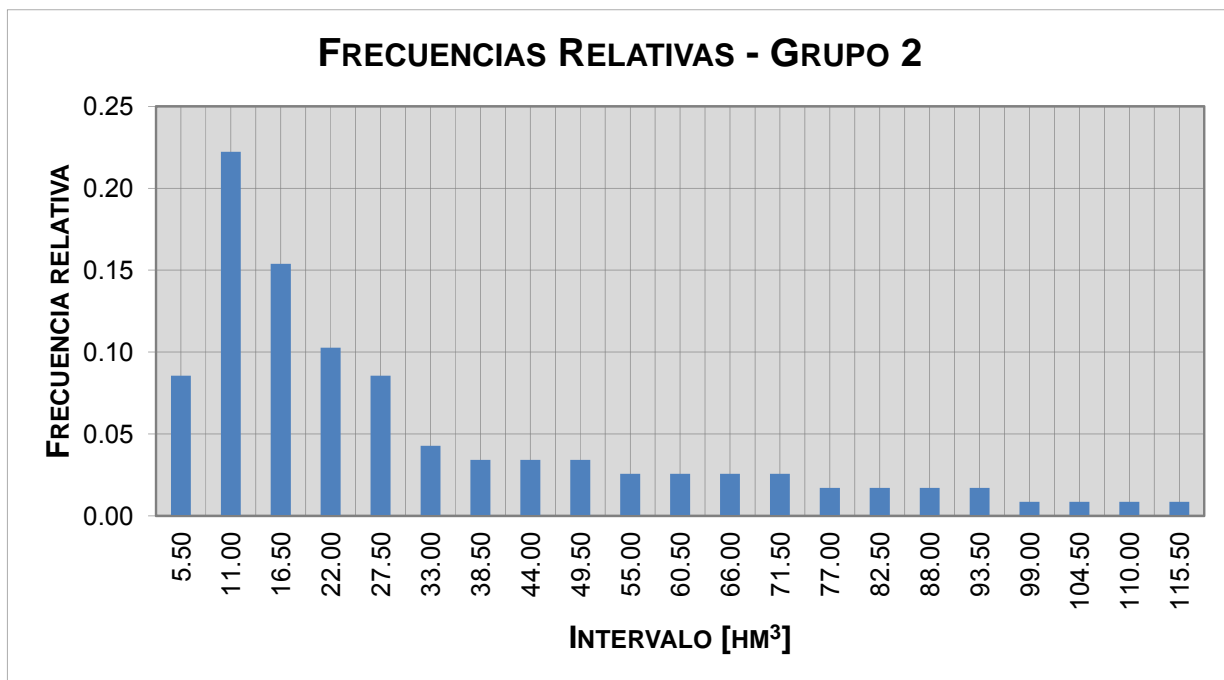
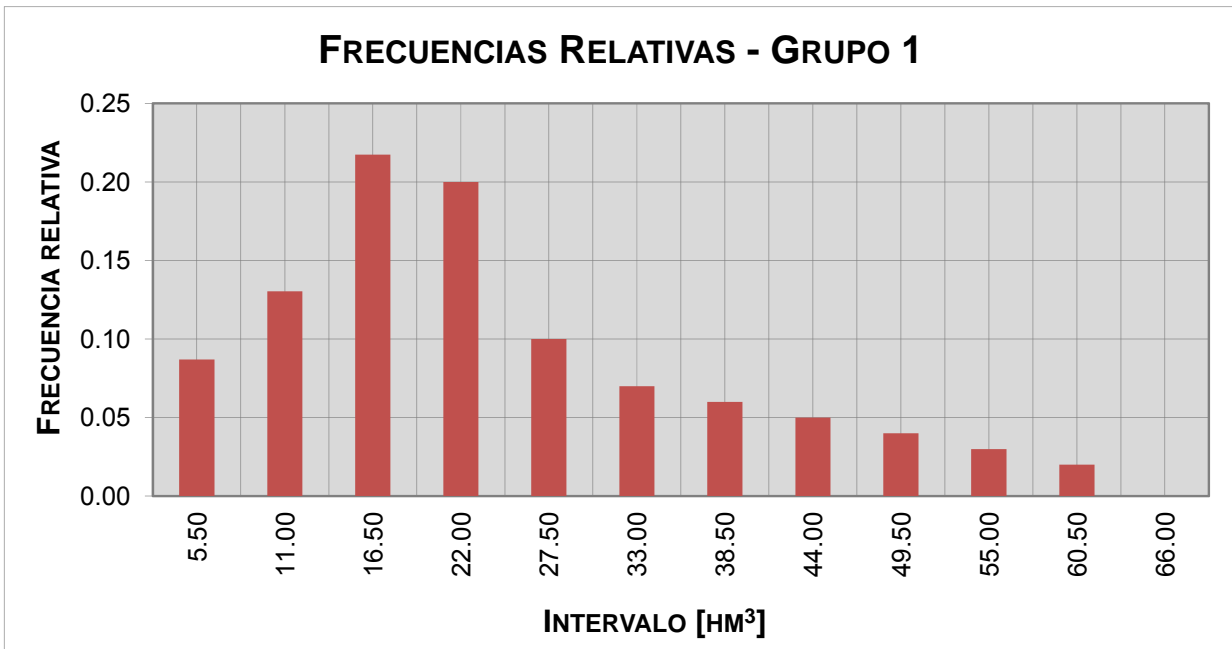
Tabla 4.5. Matriz de grupos. Presa Cerro Prieto.

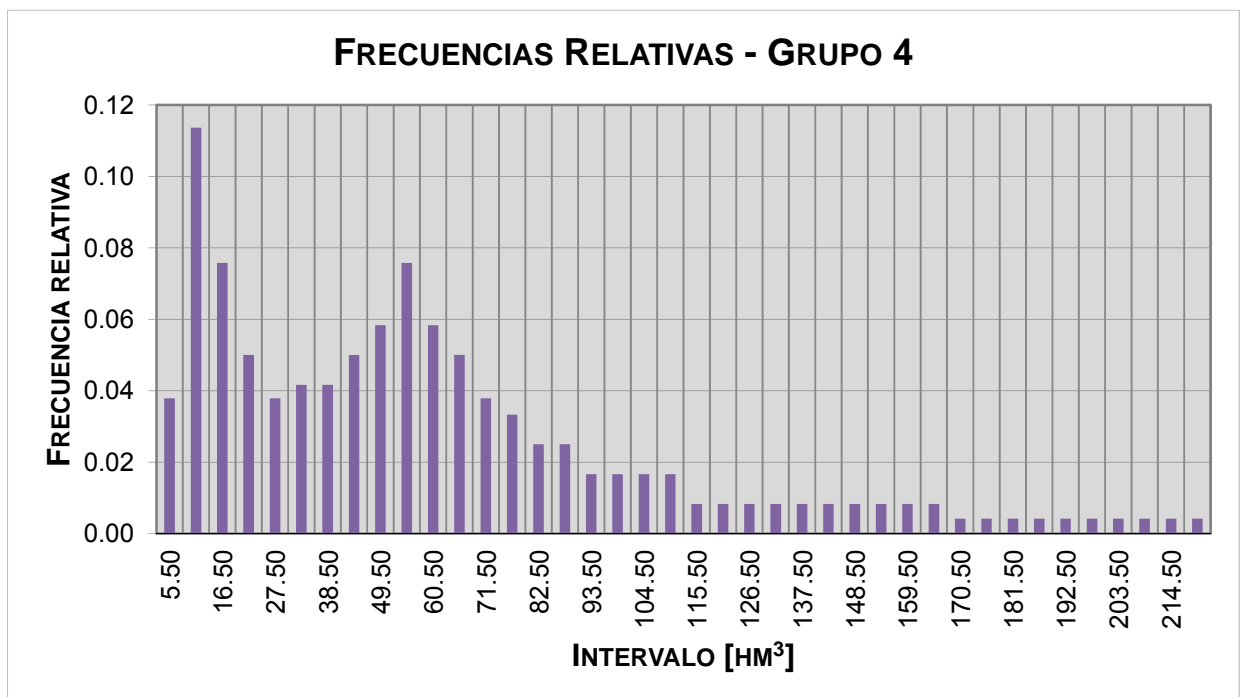
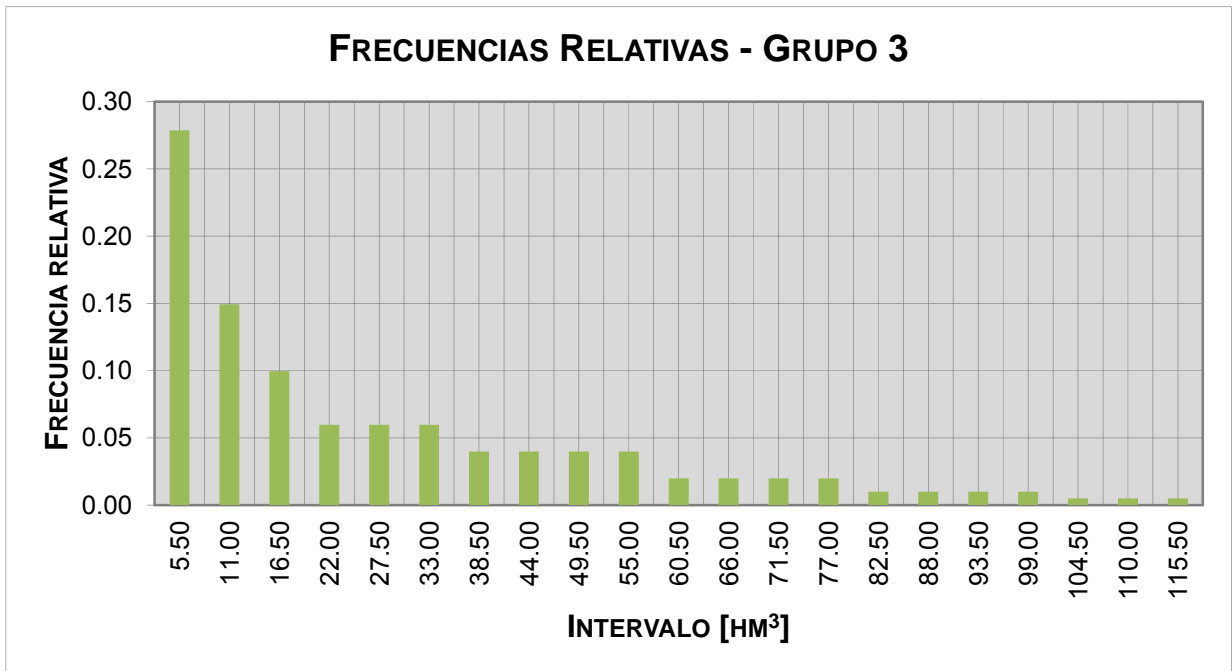
Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1985	26,68	24,27	6,07	5,61	9,58	7,91
1986	24,43	114,56	11,75	69,60	17,60	42,45
1987	45,09	77,46	14,03	59,87	37,39	34,36
1988	14,01	20,16	72,56	217,59	53,04	38,23
1989	21,90	7,19	7,69	9,86	13,68	10,15
1990	11,32	8,35	5,11	54,38	53,81	31,46
1991	17,97	34,66	6,48	30,08	18,57	23,94
1992	44,90	19,55	33,96	15,68	48,11	31,81
1993	17,79	32,22	1,56	54,77	25,58	19,21
1994	12,04	9,03	7,1	60,99	14,39	14,47
1996		3,39	2,4			
1997	0,24					
1998				3,91		
1999			4,71			
2000	4,96	7,01	2,66	4,83	44,12	24,11
2001	12,42	10,87	1,61	93,16	39,18	50,93
2002	16,32	19,77	3,47	105,84	64,26	91,27
2003	42,51	24,03	54,27	152,78	120,95	85,02
2004	56,02	25,58	9,24	64,49	38,11	20,84
2005	17,39	93,26	27,21	25,28	58,15	53,50
2006	21,19	8,48	2,33	16,33	11,28	15,47
2007	13,58	61,36	25,14	94,14	34,26	31,14
2008	20,62	22,92	112,95	154,82	125,79	68,91
2009	40,39	12,29	1,75	31,27	15,53	20,77
2010	9,54					
Media	22,92	29,8	18,29	63,9	41,63	35,31
Mediana	17,97	19,97	6,50	57,32	37,39	31,14
Desv. Est.	14,50	29,91	27,42	55,86	31,79	23,08
Coef Var.	1,58	1,00	0,67	1,14	1,31	1,53
Mínimo	0,24	3,39	1,56	3,91	9,58	7,91
Máximo	56,02	114,56	112,95	217,59	125,79	91,27

Grupo	Meses
1	Enero + Febrero + Marzo + Abril
2	Mayo + Junio + Julio
3	Agosto
4	Septiembre
5	Octubre
6	Noviembre + Diciembre

Tabla 4.6. Frecuencias Relativas. Presa Cerro Prieto.

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
0,00 - 5,50	0,0870	0,0855	0,2786	0,0379	0,0199	0,0495
5,51 - 11,00	0,1304	0,2222	0,1493	0,1136	0,0397	0,1386
11,01 - 16,50	0,2174	0,1538	0,0995	0,0758	0,1787	0,1188
16,51 - 22,00	0,2000	0,1026	0,0597	0,0500	0,1390	0,0891
22,01 - 27,50	0,1000	0,0855	0,0597	0,0379	0,1191	0,0891
27,51 - 33,00	0,0700	0,0427	0,0597	0,0417	0,0993	0,0594
33,01 - 38,50	0,0600	0,0342	0,0398	0,0417	0,0993	0,0594
38,51 - 44,00	0,0500	0,0342	0,0398	0,0500	0,0596	0,0495
44,01 - 49,50	0,0400	0,0342	0,0398	0,0583	0,0397	0,0495
49,51 - 55,00	0,0300	0,0256	0,0398	0,0758	0,0397	0,0495
55,01 - 60,50	0,0200	0,0256	0,0199	0,0583	0,0397	0,0495
60,51 - 66,00		0,0256	0,0199	0,0500	0,0397	0,0495
66,01 - 71,50		0,0256	0,0199	0,0379	0,0199	0,0495
71,51 - 77,00		0,0171	0,0199	0,0333	0,0199	0,0248
77,01 - 82,50		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
82,51 - 88,00		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
88,01 - 93,50		0,0171	0,0100	0,0167	0,0050	0,0248
93,51 - 99,00		0,0085	0,0100	0,0167	0,0050	
99,01 - 104,50		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
104,51 - 110,00		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
110,01 - 115,50		0,0085	0,0050	0,0083	0,0025	
115,51 - 121,00				0,0083	0,0025	
121,01 - 126,50				0,0083	0,0025	
126,51 - 132,00				0,0083		
132,01 - 137,50				0,0083		
137,51 - 143,00				0,0083		
143,01 - 148,50				0,0083		
148,51 - 154,00				0,0083		
154,01 - 159,50				0,0083		
159,51 - 165,00				0,0083		
165,01 - 170,50				0,0042		
170,51 - 176,00				0,0042		
176,01 - 181,50				0,0042		
181,51 - 187,00				0,0042		
187,01 - 192,50				0,0042		
192,51 - 198,00				0,0042		
198,01 - 203,50				0,0042		
203,51 - 209,00				0,0042		
209,01 - 214,50				0,0042		
214,51 - 220,00				0,0042		





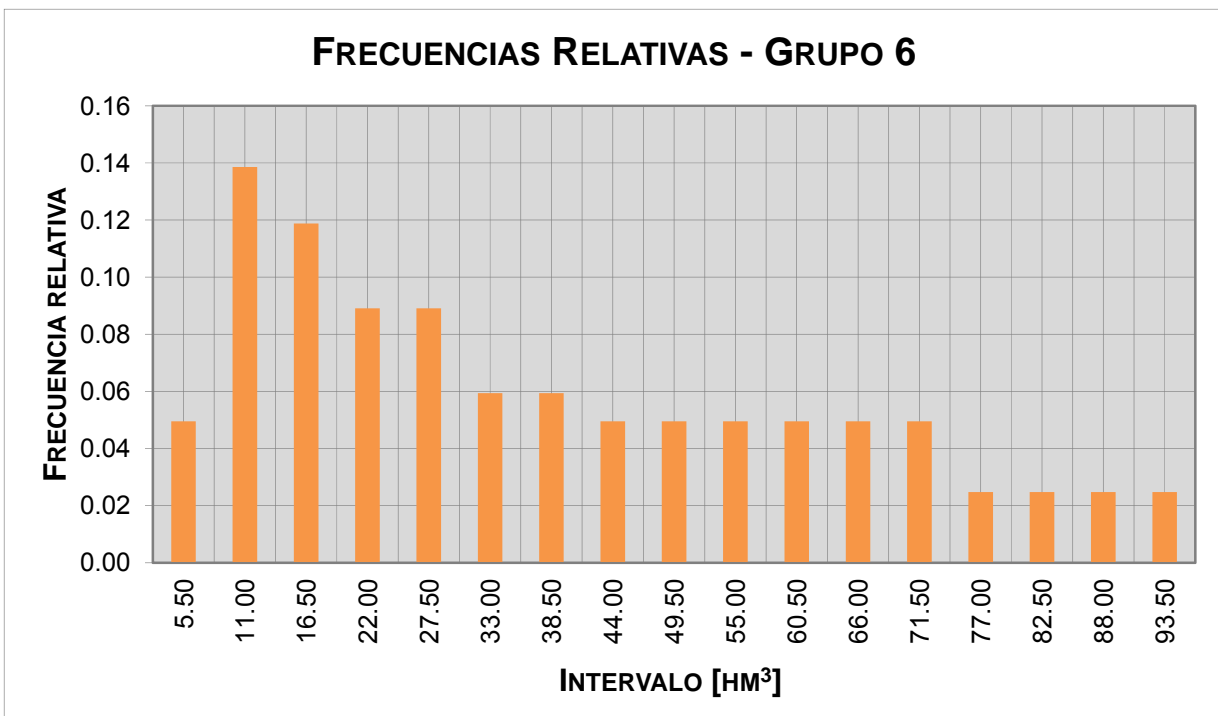
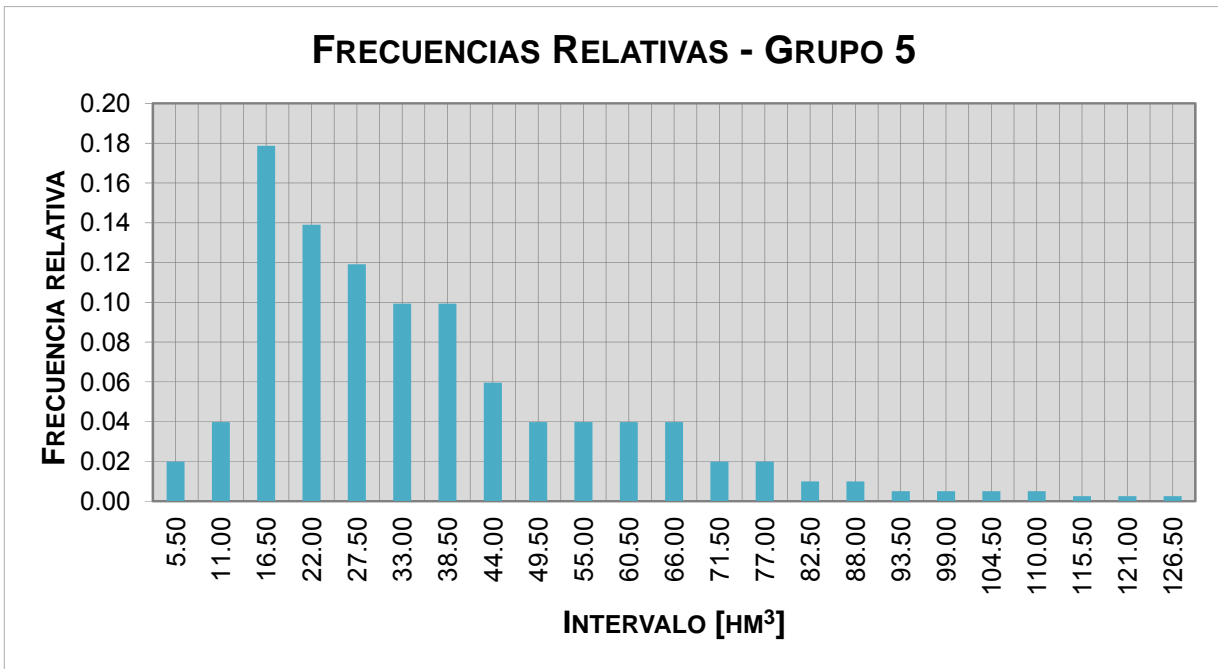


Figura 4.7. Frecuencias Relativas. Presa Cerro Prieto.

Con los resultados obtenidos de las frecuencias relativas suavizadas, se desarrolló la simulación de la operación óptima del embalse, obtenida mediante el empleo de la programación dinámica estocástica.

El resumen anual de los resultados la simulación de la política de operación óptima se presenta en la Tabla 4.7. Por otra parte, los promedios quincenales de las variables más relevantes se presentan en la Tabla 4.8; en particular, los niveles medios quincenales en el embalse se comparan con los históricos como se muestra en la Figura 4.8. En dicha Figura se puede apreciar que la política de operación obtenida de la simulación, conserva los niveles por arriba del régimen medio histórico (con lo que se incrementa la generación), sin llegar al nivel máximo de operación (NAMO).

Tabla 4.7. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Anual Presa Cerro Prieto.

Año	Derrame	Déficit	Ingreso Histórico	Extracción Total	Almacén. Promedio	Elevación Promedio	Energía Total
	hm ³	hm ³	hm ³	hm ³	hm ³	msnm	GWh
1984	0,00	0,00	200,06	313,50	200,54	278,56	18,12
1985	0,00	0,00	77,03	224,00	69,70	270,36	8,68
1986	0,00	0,00	310,42	179,30	53,47	268,71	6,39
1987	0,00	0,00	289,32	310,70	108,22	273,33	14,20
1988	5,43	0,00	415,48	259,80	97,80	272,60	11,00
1989	0,00	0,00	70,50	306,80	159,78	276,51	16,04
1990	0,00	0,00	163,46	148,80	36,30	266,41	4,53
1991	0,00	0,00	111,61	135,50	25,96	264,75	3,62
1992	0,00	0,00	198,91	192,10	44,59	267,61	6,00
1993	0,00	0,00	152,94	135,80	24,56	264,50	3,39
1994	0,00	0,00	119,65	116,10	19,84	263,57	2,89
2000	0,00	0,00	96,77	146,10	34,81	266,18	4,52
2001	0,00	0,00	204,75	124,60	34,17	266,08	3,61
2002	0,00	0,00	298,84	281,30	101,11	272,83	12,17
2003	0,00	0,00	477,86	339,90	172,14	277,15	18,30
2004	0,00	0,00	214,93	317,70	186,96	277,91	17,95
2005	0,00	0,00	274,20	296,20	121,03	274,21	14,20
2006	0,00	0,00	75,36	177,20	52,68	268,62	6,36
2007	0,00	0,00	257,50	163,50	36,42	266,43	4,79
2008	0,00	0,00	496,09	333,80	158,49	276,44	17,24
2009	0,00	0,00	122,84	309,10	182,14	277,67	17,22
Promedio	0,26	0,00	220,41	229,13	91,46	270,97	10,06
Suma	5,43	0,00	4 628,52	4 811,80	-	-	211,22

Tabla 4.8. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.
Resumen Quincenal. Presa Cerro Prieto.

Quincena	Mes	Elevación Promedio	Almacen. Promedio	Energía Total
		msnm	hm ³	GWh/Quincena
1Q	ENE	273,26	125,07	0,55
2Q		272,93	119,51	0,54
1Q	FEB	272,48	112,00	0,57
2Q		271,87	102,64	0,57
1Q	MAR	271,23	95,17	0,46
2Q		270,61	87,49	0,43
1Q	ABR	269,97	80,09	0,40
2Q		269,40	74,54	0,35
1Q	MAY	268,85	67,55	0,40
2Q		268,41	63,59	0,33
1Q	JUN	268,19	61,31	0,32
2Q		268,07	59,31	0,31
1Q	JUL	267,90	57,29	0,31
2Q		267,84	58,03	0,28
1Q	AGO	267,41	49,79	0,44
2Q		267,06	53,96	0,42
1Q	SEP	267,99	68,93	0,30
2Q		270,06	102,89	0,38
1Q	OCT	272,01	115,20	0,77
2Q		272,37	118,88	0,80
1Q	NOV	272,88	128,10	0,20
2Q		273,37	131,29	0,26
1Q	DIC	273,50	131,96	0,29
2Q		273,46	130,49	0,37
Suma		-	-	10,05
Promedio		270,34	90,00	-

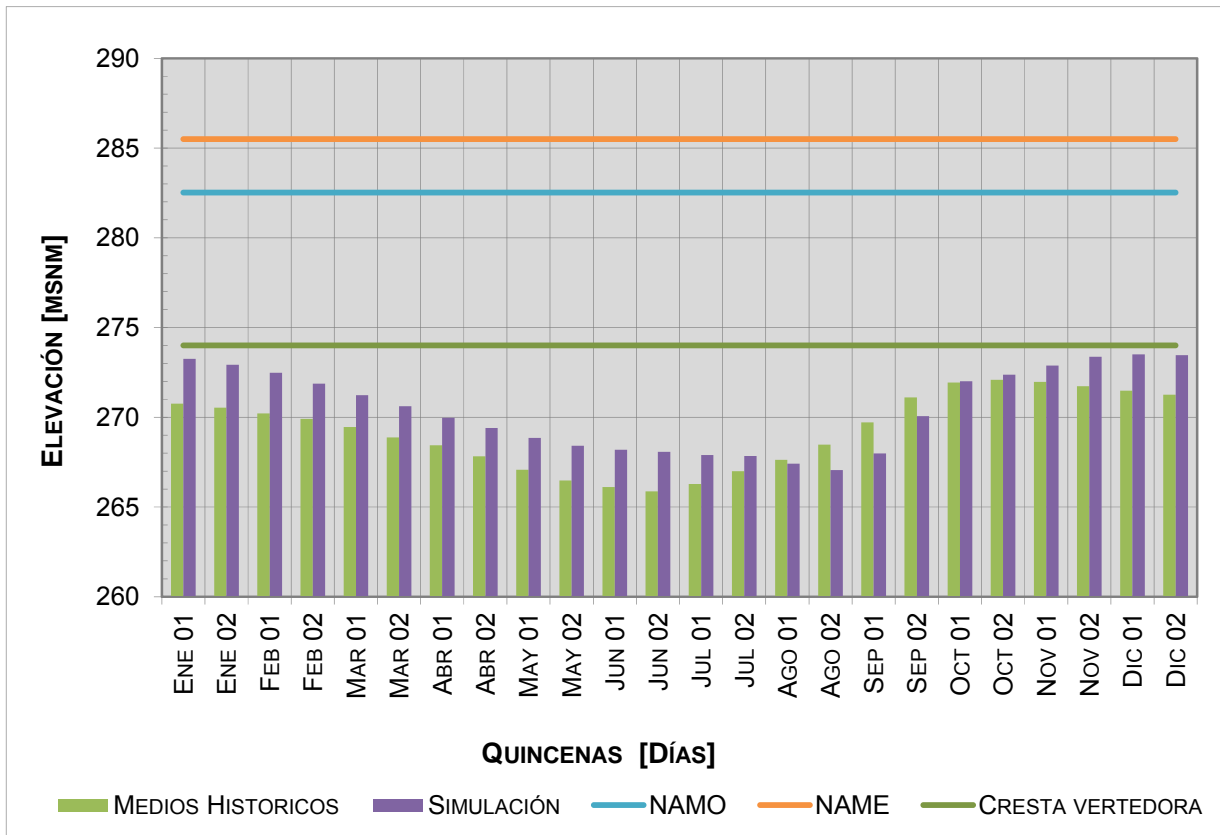


Figura 4.8. Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa Cerro Prieto.

Partiendo de los niveles en el embalse obtenidos en la simulación, se elaboró el histograma de frecuencias relativas de las elevaciones para los meses comprendidos de agosto a noviembre (considerándolos como el periodo de avenidas). Como resultado se conformó la Fig 4.9, la cual presenta dichas frecuencias relativas para intervalos de clase de 3 m.

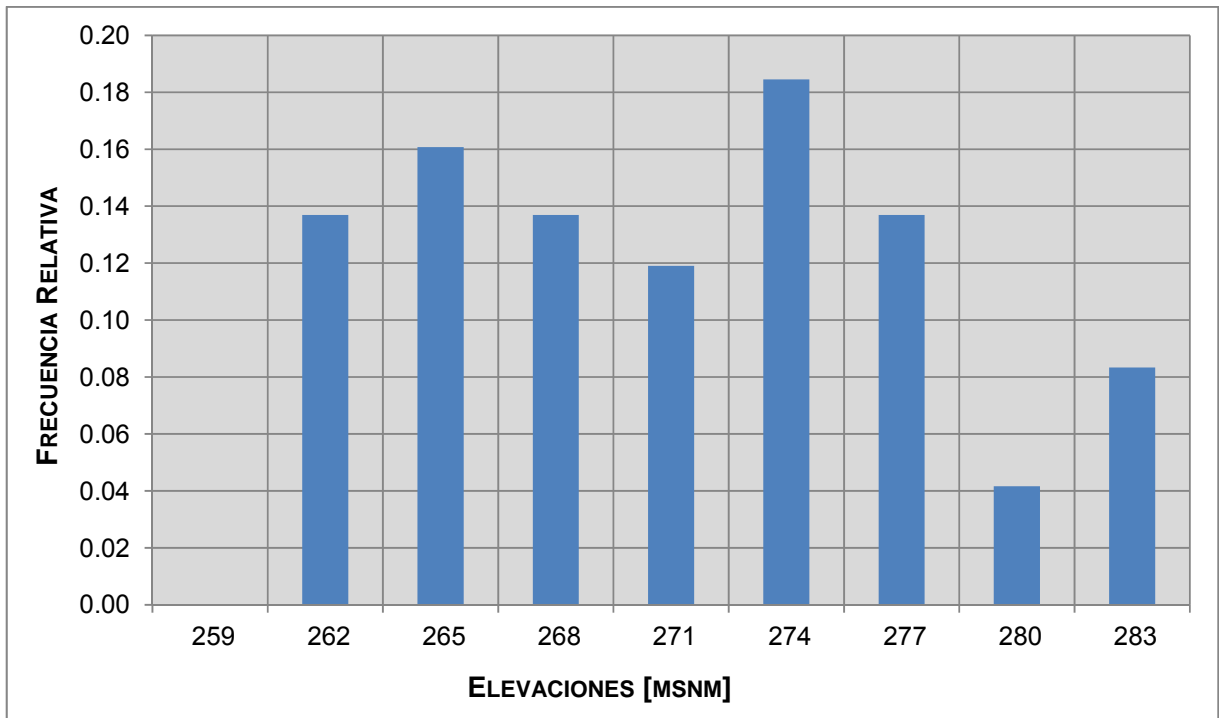


Figura 4.9. Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa Cerro Prieto.

4.1.4. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Se llevó a cabo la simulación del tránsito de avenidas considerando diversos niveles iniciales en el embalse, con la finalidad de obtener la magnitud del gasto máximo de descarga correspondiente.

Para la simulación del tránsito de las avenidas, se empleó la Curva Elevaciones – Capacidades mostrada en la Tabla 4.9 y Fig 4.10.

Por otra parte, en la Tabla 4.10 y Fig 4.11 se muestra la Curva Elevaciones – Gastos del vertedor.

Tabla 4.9. Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Cerro Prieto.

Elevación (msnm)	Volumen (hm ³)
274,00	117,86
274,50	125,33
275,00	133,67
275,50	142,07
276,00	150,71
276,50	159,64
277,00	169,23
277,50	178,85
278,00	188,80
278,50	199,17
279,00	210,00
279,50	221,43
280,00	233,50
280,50	246,32
281,00	259,47
281,50	272,63
282,00	285,79
282,52	299,44
283,00	313,53
283,50	328,75
284,00	344,38
284,50	360,67
285,00	377,00
285,50	393,00
286,00	409,05
286,50	425,16
287,00	441,28
287,50	457,39

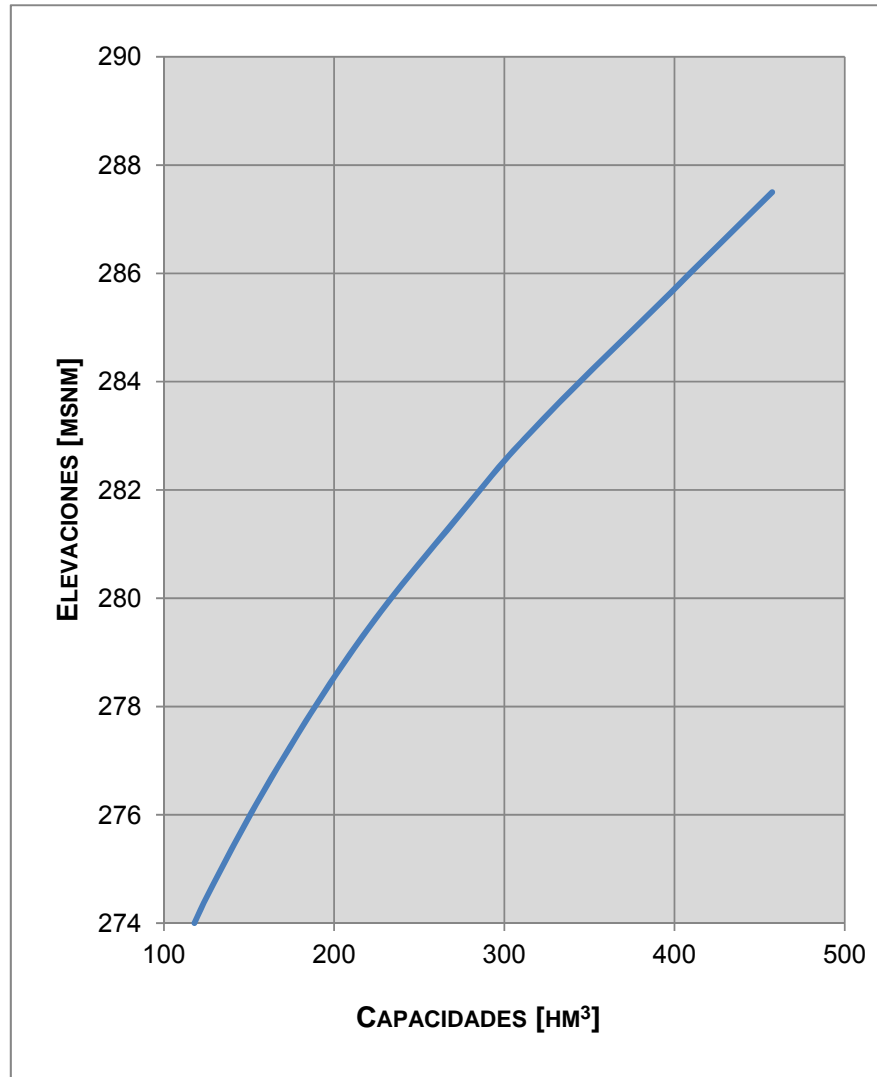


Figura 4.10. Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Cerro Prieto.

Tabla 4.10. Curva Elevaciones – Gastos. Presa Cerro Prieto.

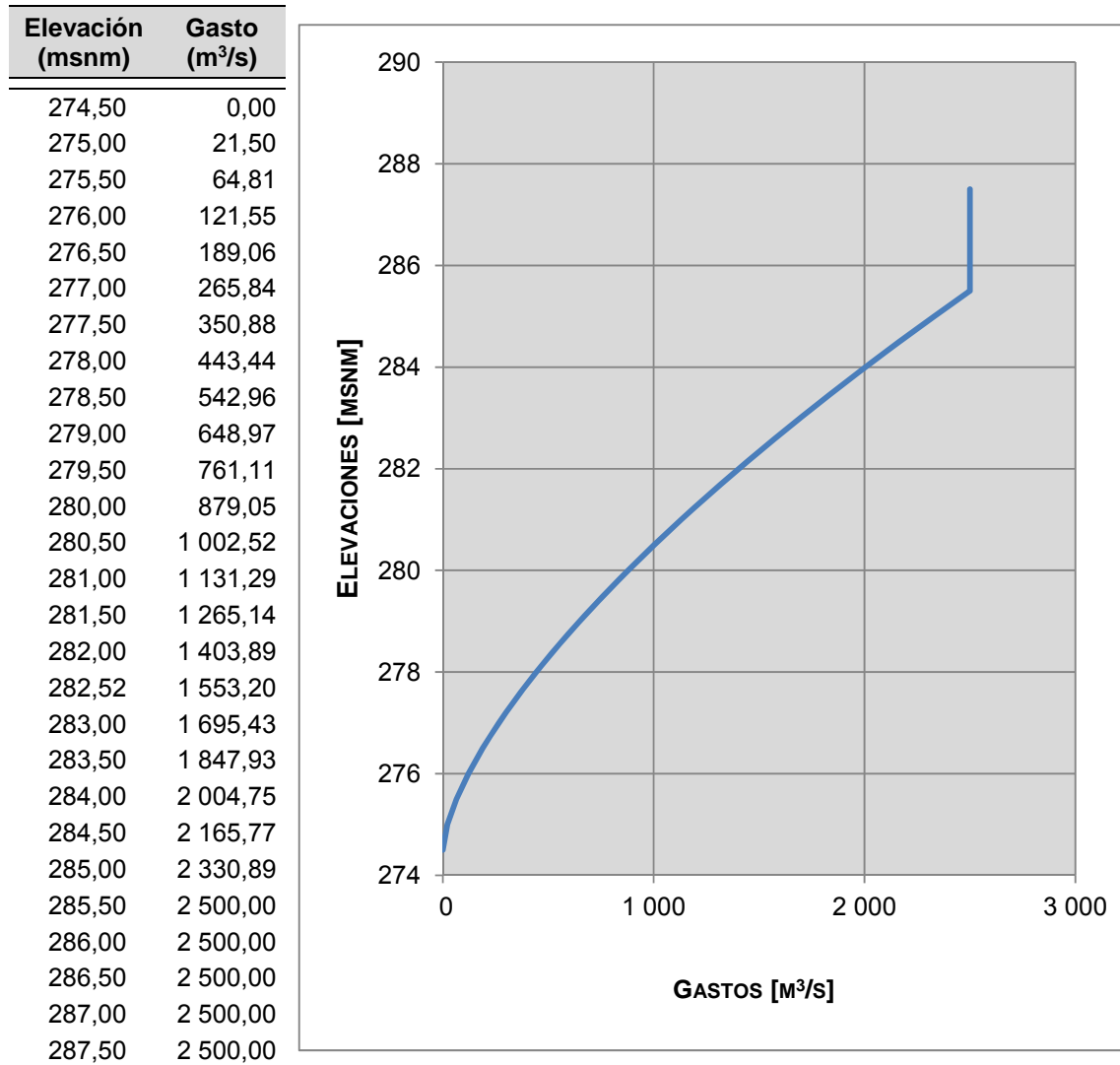


Figura 4.11. Curva Elevaciones – Gastos. Presa Cerro Prieto.

Para el análisis de los tránsitos de avenidas, se realizó la simulación, mediante el empleo del programa **“Tránsito de una avenida por un vaso”** (Marengo et al. 2005). Para tal efecto se consideraron dos escenarios posibles

1. Partiendo como nivel inicial la cota del NAMO (282,52 msnm)
2. Tomando como elevaciones iniciales las correspondientes a los ocho niveles más frecuentes obtenidos de la simulación analítica del embalse (Fig 4.9)

Las avenidas de entrada al vaso son las presentadas en la Fig 4.6 y Tabla 4.4, las cuales corresponden a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años.

4.1.4.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 282,52 MSNM (NAMO)

Se realizaron las simulaciones correspondientes al tránsito de avenidas; a continuación se presentan los resultados de la simulación realizada para el caso de la avenida 10 000 años de periodo de retorno (Figs 4.12 y 4.13).

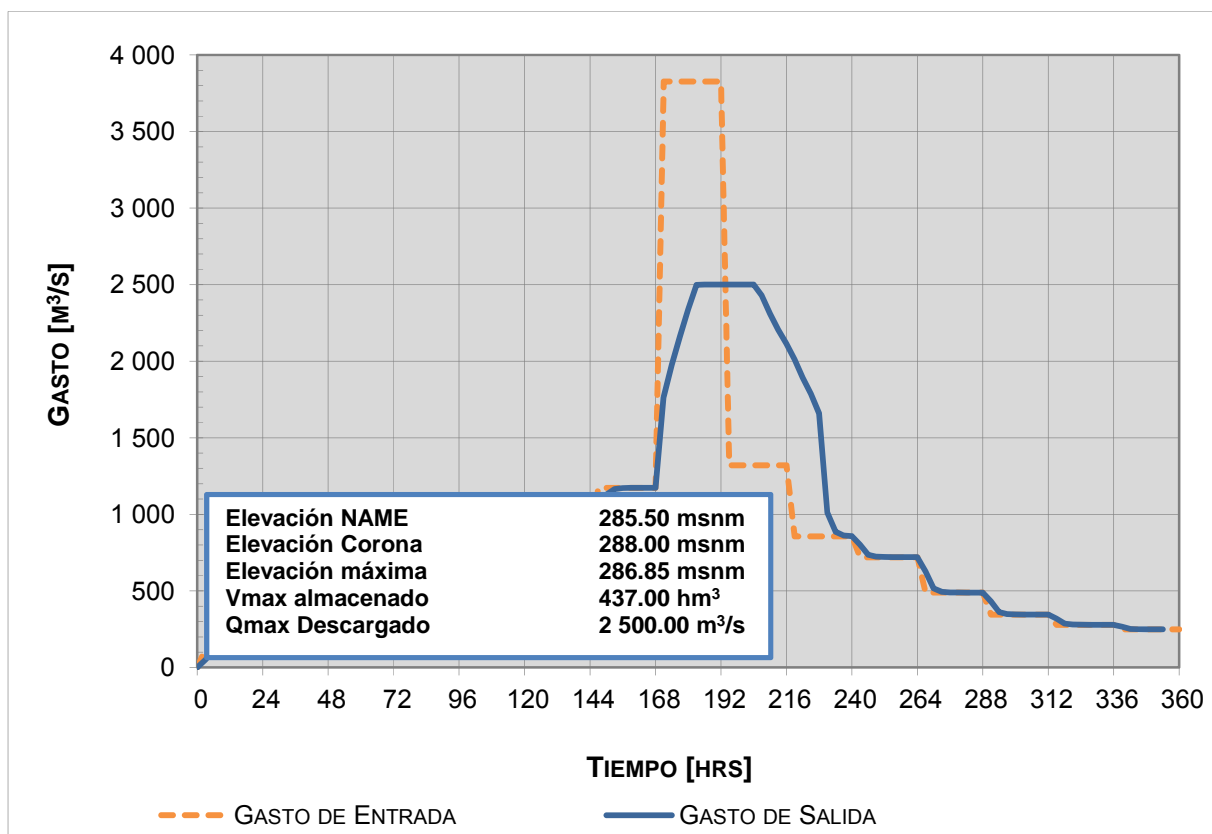


Figura 4.12. Tránsito de la Avenida de la Presa Cerro Prieto.
Elevación inicial $h = 282,52$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

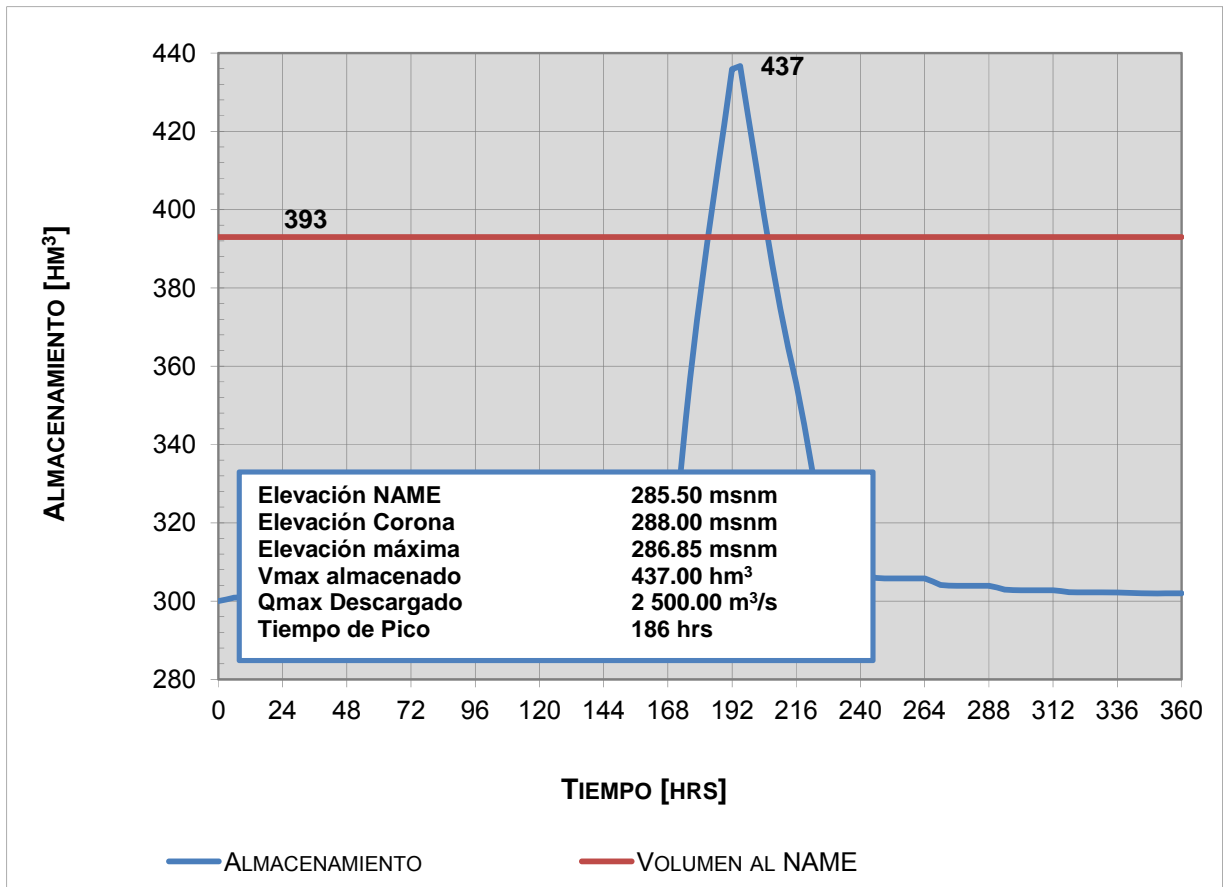


Figura 4.13. Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa Cerro Prieto. Elevación inicial $h = 282,52$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

De las Figs 4.12 y 4.13 se puede apreciar que para avenidas con periodo de retorno de 10 000 años, la máxima elevación alcanzada sería de 286,85 msnm por lo que el nivel alcanzado quedaría 1,35 m sobre el NAME (285,50 msnm). Dicha condición significaría una situación de riesgo debido a que se rebasa el NAME, sin embargo, el nivel de la corona garantiza la seguridad de la presa, ya que en caso de que se llegara a presentar el evento extraordinario, el nivel máximo en el embalse quedaría 1,15 m por debajo del nivel de la corona (288,00 msnm). Por otra parte, se puede considerar dicho escenario como un caso extremo debido a que del análisis de frecuencias de niveles en el embalse, se define que la moda en los niveles presentados está por debajo del NAMO a la elevación 274 msnm (Tabla 4.12).

El análisis descrito se realizó del mismo modo para cada una de las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno, los resultados se presentan en la Tabla 4.11. Por otra parte, en la Fig 4.14 se grafican los diversos periodos de retorno (años) con respecto a las elevaciones máximas alcanzadas en el embalse, para mostrar la tendencia de los resultados.

Tabla 4.11. Resumen del tránsito de avenidas. Presa Cerro Prieto

Condición	Gasto Máximo de Entrada	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de Salida	Volumen Máximo	Nivel máximo en el embalse
Tr (Años)	m ³ /s	m	m ³ /s	hm ³	m
2	126,83	282,52	126,83	301,02	282,56
5	253,70	282,52	253,70	302,03	282,59
10	588,31	282,52	588,31	304,70	282,69
20	982,21	282,52	982,21	307,84	282,80
50	1 433,30	282,52	1 433,29	311,44	282,93
100	1 756,59	282,52	1 723,54	316,33	283,09
200	2 073,57	282,52	1 890,33	332,97	283,64
500	2 487,82	282,52	2 112,40	355,27	284,33
1 000	2 800,00	282,52	2 282,27	372,07	284,85
2 000	3 112,18	282,52	2 462,12	389,38	285,39
5 000	3 520,42	282,52	2 500,00	414,46	286,16
10 000	3 827,79	282,52	2 500,00	436,67	286,85

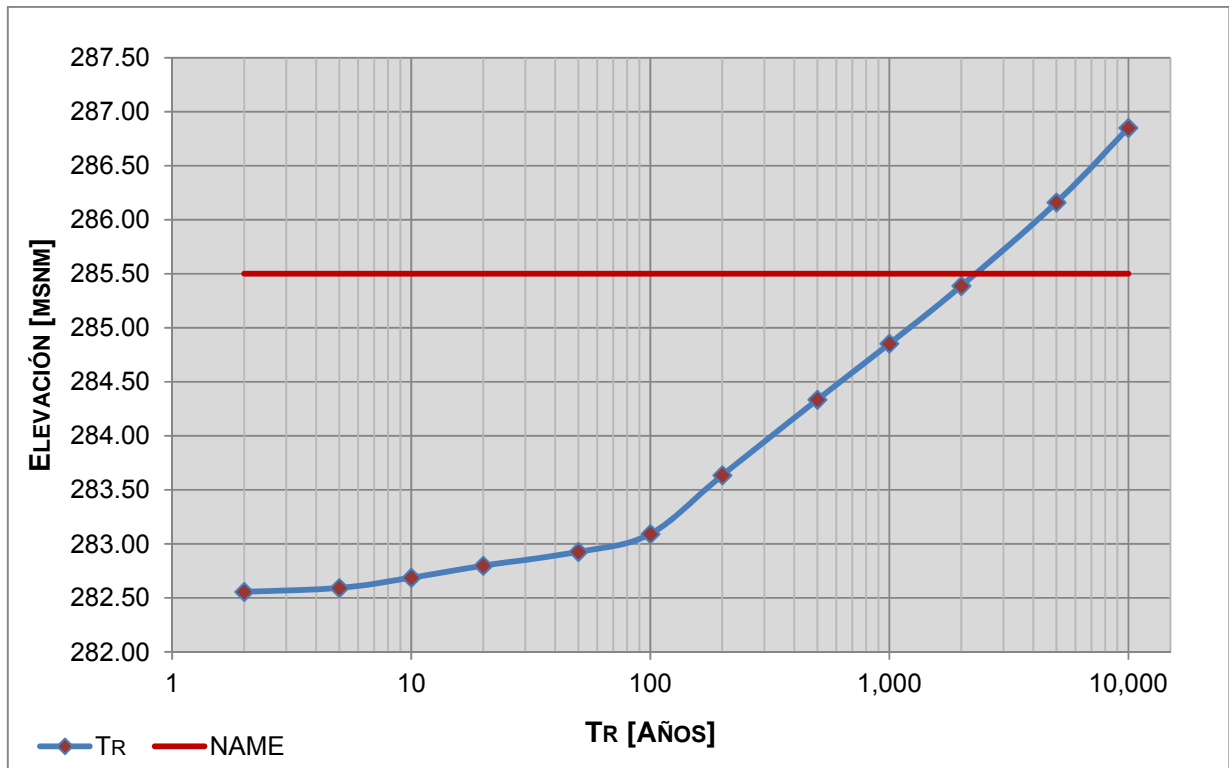


Figura 4.14. Curva Tr – Elevaciones. Presa Cerro Prieto.

Como se puede observar en la Fig 4.14, comenzado el tránsito de la avenida a la cota del NAMO el embalse únicamente es capaz de regular avenidas de hasta 2 000 años de periodo de retorno ($3\ 110\ m^3/s$). Por tal motivo, para garantizar la seguridad de la obra ante una avenida de 10 000 años de periodo de retorno, se analizará la viabilidad de bajar la cota del NAMO garantizando la seguridad integral de las obras.

4.1.4.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE

Se realizó el análisis de las avenidas simulando su tránsito partiendo de diversos niveles iniciales en el embalse, para ello se empleó el histograma de niveles (Fig 4.9) obtenido de la optimización de la política de operación del embalse. De dicho histograma se obtuvieron como resultado ocho niveles más frecuentes en el embalse, cuyas frecuencias se

presentan en la Tabla 4.12, cuyas frecuencias relativas corresponderán a las probabilidades de ocurrencia (P_{Elev}) a ser analizadas.

Tabla 4.12. Frecuencias absolutas – relativas. Presa Cerro Prieto

Intervalos @ 3 m		Frecuencias Absolutas	Frecuencias Relativas
259,0	262,0	23,00	0,140
262,0	265,0	27,00	0,160
265,0	268,0	23,00	0,140
268,0	271,0	20,00	0,120
271,0	274,0	31,00	0,180
274,0	277,0	23,00	0,140
277,0	280,0	7,00	0,040
280,0	283,0	14,00	0,080
Suma		168	1

Empleando los niveles iniciales definidos en la Tabla 4.12 y las avenidas de diseño presentadas en la Fig 4.6, se realizaron los tránsitos de las mismas por el embalse, como se describe a continuación:

4.1.4.2.1. NIVEL INICIAL 262 MSNM

Partiendo de la elevación inicial a la cota 262 msnm, se realizaron las simulaciones del tránsito de las avenidas para los periodos de retorno desde 2 hasta 10 000 años, determinando su gasto máximo de descarga, volumen máximo en el embalse, así como la elevación máxima alcanzada (Tabla 4.13), para definir la probabilidad de excedencia de los gastos máximos de descarga considerando valores de 250 a 2 500 m³/s, se realizó una interpolación entre los resultados obtenidos, asignándoles su correspondiente periodo de retorno, como se muestra en la Tabla 4.13 y la Fig 4.15.

Tabla 4.13. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 262 msnm. Presa Cerro Prieto

Tr años	P 1/Tr	Q max Ent m ³ /s	Q max desc m ³ /s	Vol max hm ³	Nivel max msnm
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	399,62	285,70
5 000	0,00020	3 520,42	2 349,05	378,57	285,05
3 636	0,00028		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 072,57	351,24	284,21
1 538	0,00065		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 863,09	330,26	283,55
714	0,00140		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 655,15	309,70	282,86
290	0,00345		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 366,33	282,23	281,86
143	0,00700		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 145,30	260,85	281,05
63	0,01600		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	927,55	238,53	280,20
30	0,03300		750,00		
20	0,05000	982,21	618,18	206,85	278,85
15	0,06500		500,00		
10	0,10000	588,31	339,69	177,58	277,43
8	0,13000		250,00		
5	0,20000	253,70	105,63	148,29	275,86
2	0,50000	126,83	21,13	133,52	274,99

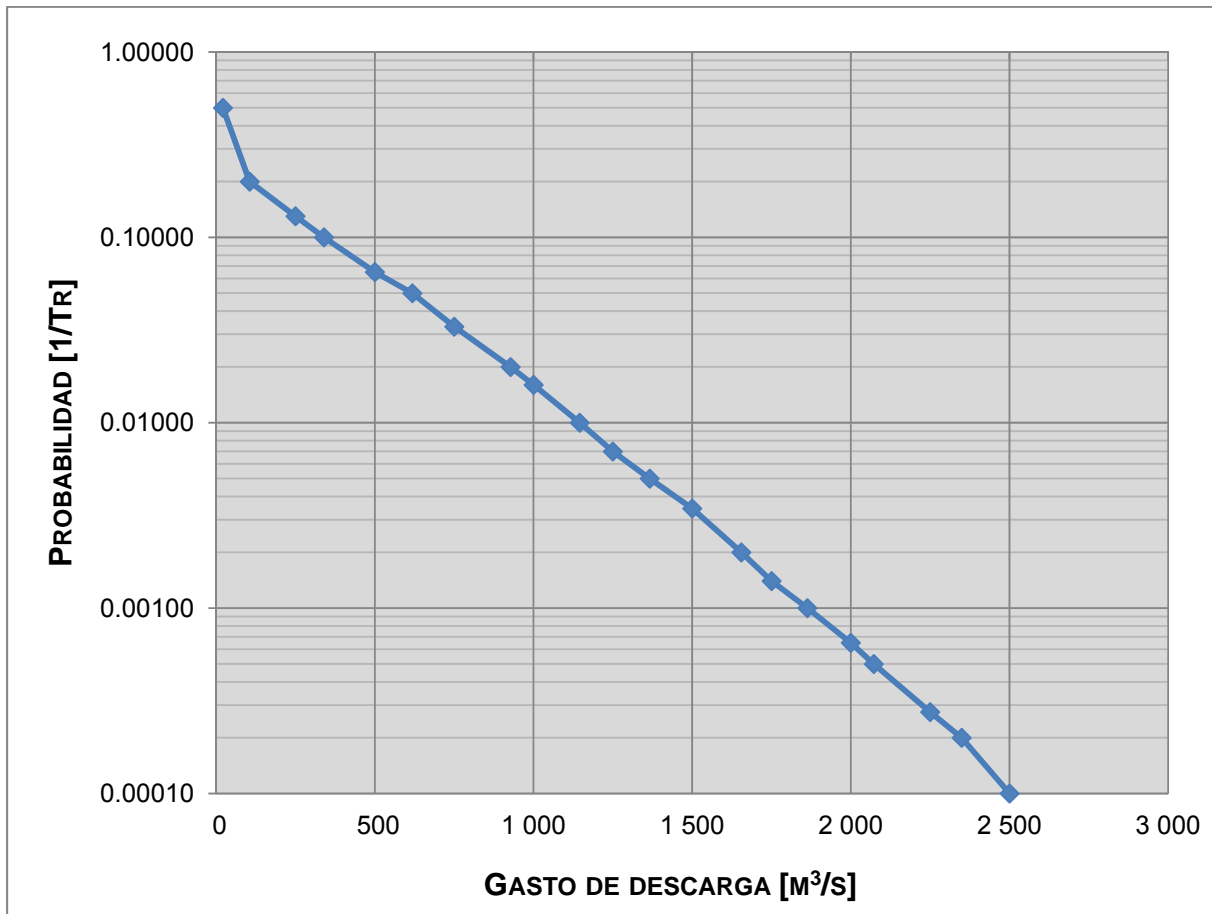


Figura 4.15. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 262 msnm.

El procedimiento descrito se aplicó considerando los niveles iniciales a las cotas 265, 268, 271, 274, 277, 280, 282,52 (NAMO) y 283 msnm, con los resultados que se muestran a continuación.

4.1.4.2.2. NIVEL INICIAL 265 MSNM

Tabla 4.14. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 265 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	399,82	285,71
5 000	0,00020	3 520,42	2 351,00	378,76	285,06
3 571	0,00028		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 074,60	351,44	284,22
1 587	0,00063		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 865,32	330,48	283,56
667	0,00150		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 657,74	309,95	282,87
308	0,00325		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 369,43	282,52	281,88
147	0,00680		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 148,83	261,20	281,07
63	0,01600		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	931,58	238,95	280,21
29	0,03500		750,00		
20	0,05000	982,21	623,96	207,44	278,88
14	0,07000		500,00		
10	0,10000	588,31	348,12	178,53	277,48
7	0,14000		250,00		
5	0,20000	253,70	112,75	149,37	275,92
2	0,50000	126,83	24,64	134,28	275,04

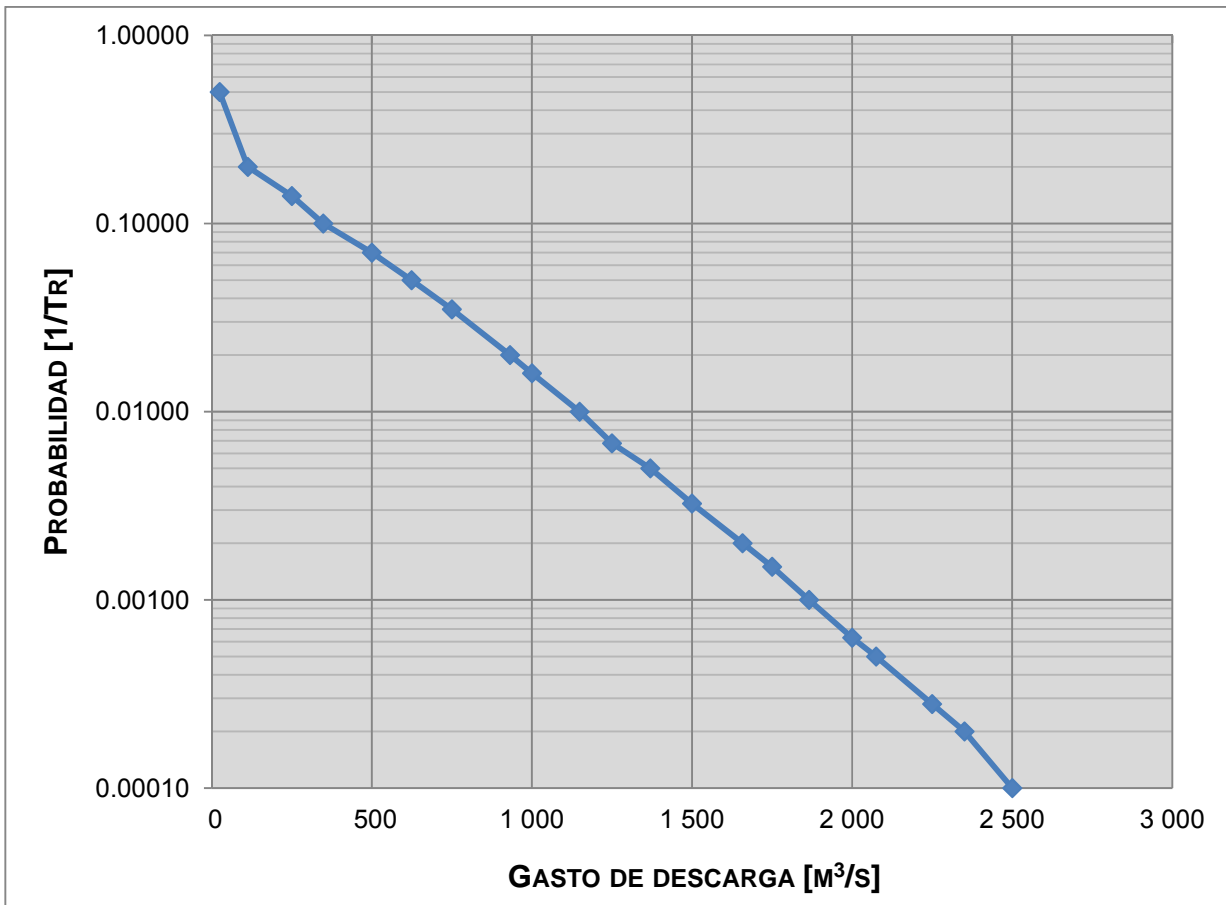


Figura 4.16. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 265 msnm.

4.1.4.2.3. NIVEL INICIAL 268 MSNM

Tabla 4.15. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 268 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	400,07	285,72
5 000	0,00020	3 520,42	2 353,45	378,99	285,07
3 571	0,00028		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 077,14	351,70	284,22
1 538	0,00065		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 868,11	330,76	283,56
667	0,00150		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 660,96	310,25	282,88
286	0,00350		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 373,26	282,89	281,89
143	0,00700		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 153,20	261,63	281,08
63	0,01600		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	936,56	239,47	280,23
29	0,03400		750,00		
20	0,05000	982,21	631,03	208,17	278,92
14	0,07000		500,00		
10	0,10000	588,31	358,83	179,70	277,54
7	0,14000		250,00		
5	0,20000	253,70	122,77	150,88	276,01
2	0,50000	126,83	30,39	135,39	275,10

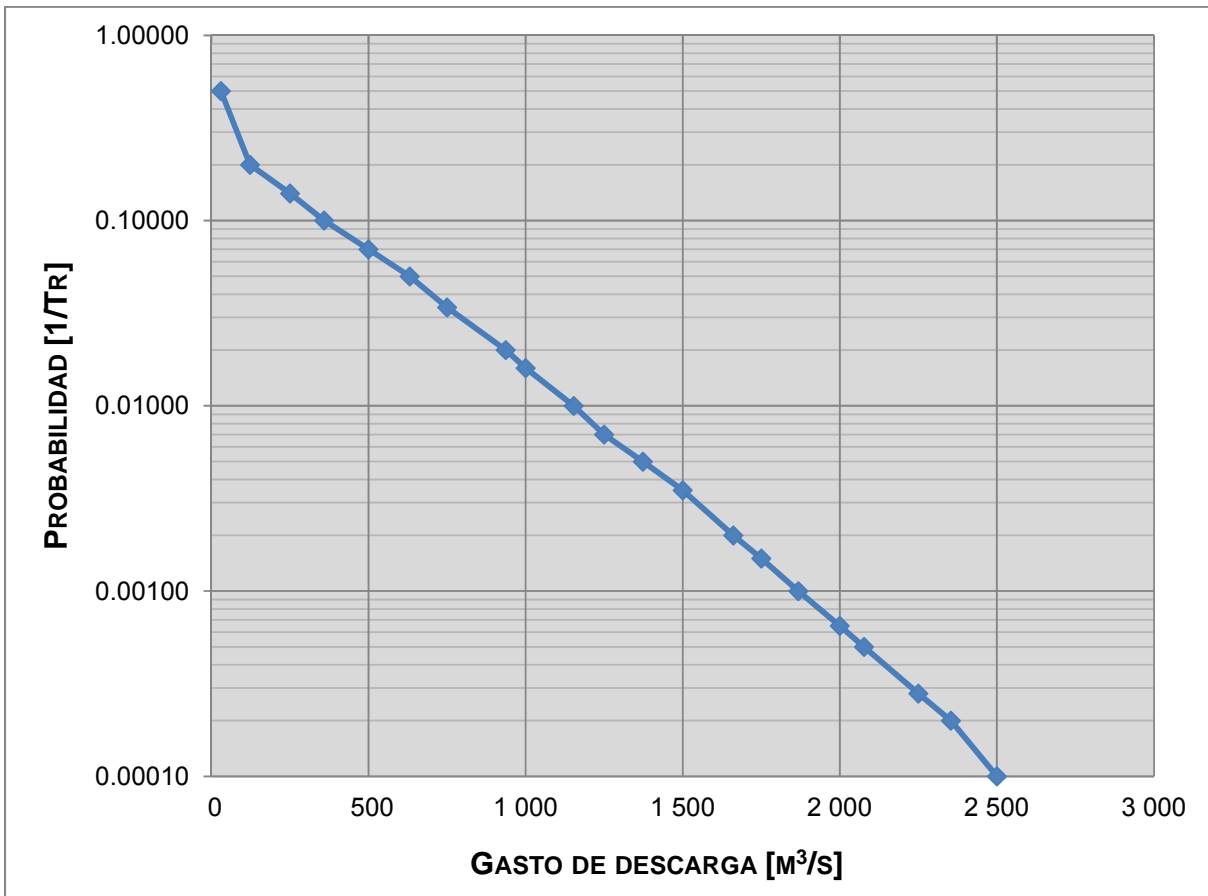


Figura 4.17. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 268 msnm.

4.1.4.2.4. NIVEL INICIAL 271 MSNM

Tabla 4.16. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 271 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q max Ent m ³ /s	Q max desc m ³ /s	Vol max hm ³	Nivel max m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	400,38	285,73
5 000	0,00020	3 520,42	2 356,42	379,27	285,08
3 333	0,00030		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 080,23	352,01	284,23
1 471	0,00068		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 871,48	331,10	283,58
645	0,00155		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 664,83	310,62	282,90
274	0,00365		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 377,85	283,32	281,91
139	0,00720		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 158,36	262,14	281,10
59	0,01700		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	942,40	240,08	280,26
28	0,03600		750,00		
20	0,05000	982,21	639,13	208,99	278,95
14	0,07000		500,00		
10	0,10000	588,31	371,12	181,02	277,61
7	0,14000		250,00		
5	0,20000	253,70	137,75	152,86	276,12
2	0,50000	126,83	44,37	138,10	275,26

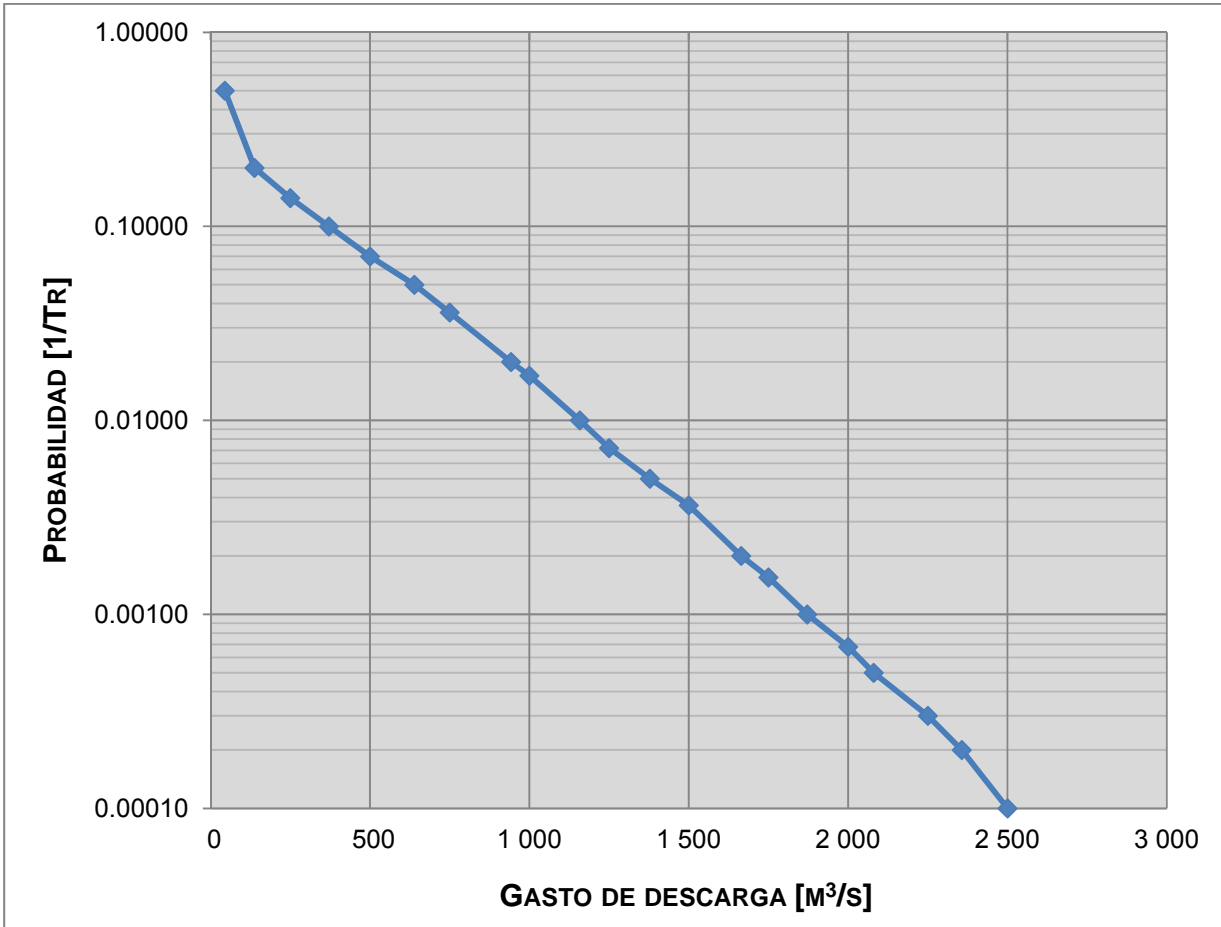


Figura 4.18. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 271 msnm.

4.1.4.2.5. NIVEL INICIAL 274 MSNM

Tabla 4.17. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 274 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	400,66	285,74
5 000	0,00020	3 520,42	2 359,19	379,54	285,08
3 333	0,00030		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 083,08	352,30	284,24
1 538	0,00065		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 874,54	331,40	283,58
637	0,00157		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 668,33	310,95	282,91
278	0,00360		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 381,96	283,71	281,92
133	0,00750		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 162,94	262,59	281,12
57	0,01750		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	947,58	240,61	280,28
27	0,03700		750,00		
20	0,05000	982,21	646,04	209,70	278,99
14	0,07000		500,00		
10	0,10000	588,31	381,03	182,09	277,66
7	0,15000		250,00		
5	0,20000	253,70	152,53	154,81	276,23
2	0,50000	126,83	64,07	141,93	275,49

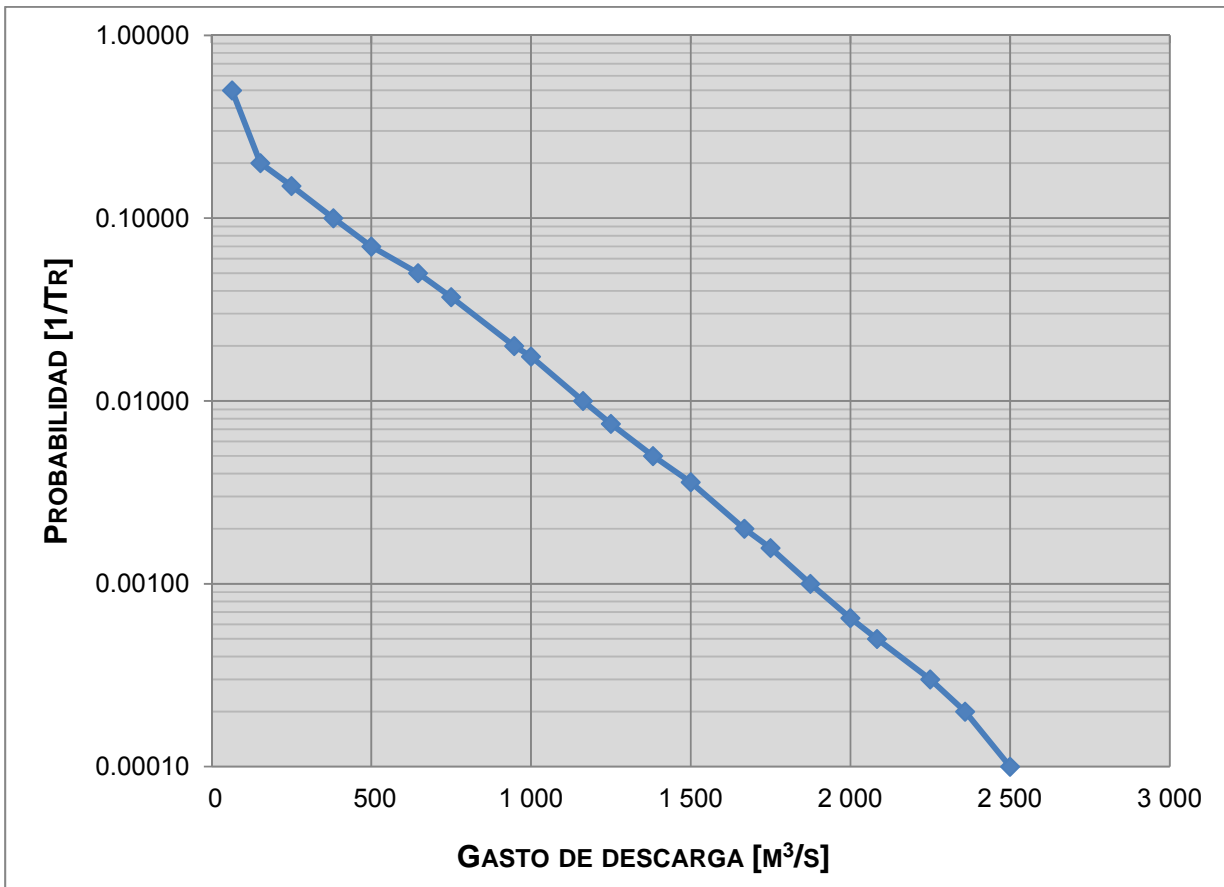


Figura 4.19. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 274 msnm.

4.1.4.2.6. NIVEL INICIAL 277 MSNM

Tabla 4.18. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 277 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	400,98	285,75
5 000	0,00020	3 520,42	2 362,38	379,84	285,09
3 333	0,00030		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 086,61	352,66	284,25
1 471	0,00068		2 000,00		
1 000	0,00100	2 800,00	1 878,53	331,80	283,60
629	0,00159		1 750,00		
500	0,00200	2 487,82	1 673,36	311,43	282,93
270	0,00370		1 500,00		
200	0,00500	2 073,57	1 388,68	284,35	281,95
130	0,00770		1 250,00		
100	0,01000	1 756,59	1 172,50	263,52	281,15
56	0,01800		1 000,00		
50	0,02000	1 433,30	964,56	242,38	280,35
25	0,04000		750,00		
20	0,05000	982,21	688,56	214,03	279,18
12	0,08500		500,00		
10	0,10000	588,31	461,27	190,66	278,09
5	0,19000		250,00		
5	0,20000	253,70	245,37	175,95	277,35
2	0,50000	126,83	122,72	172,59	277,17

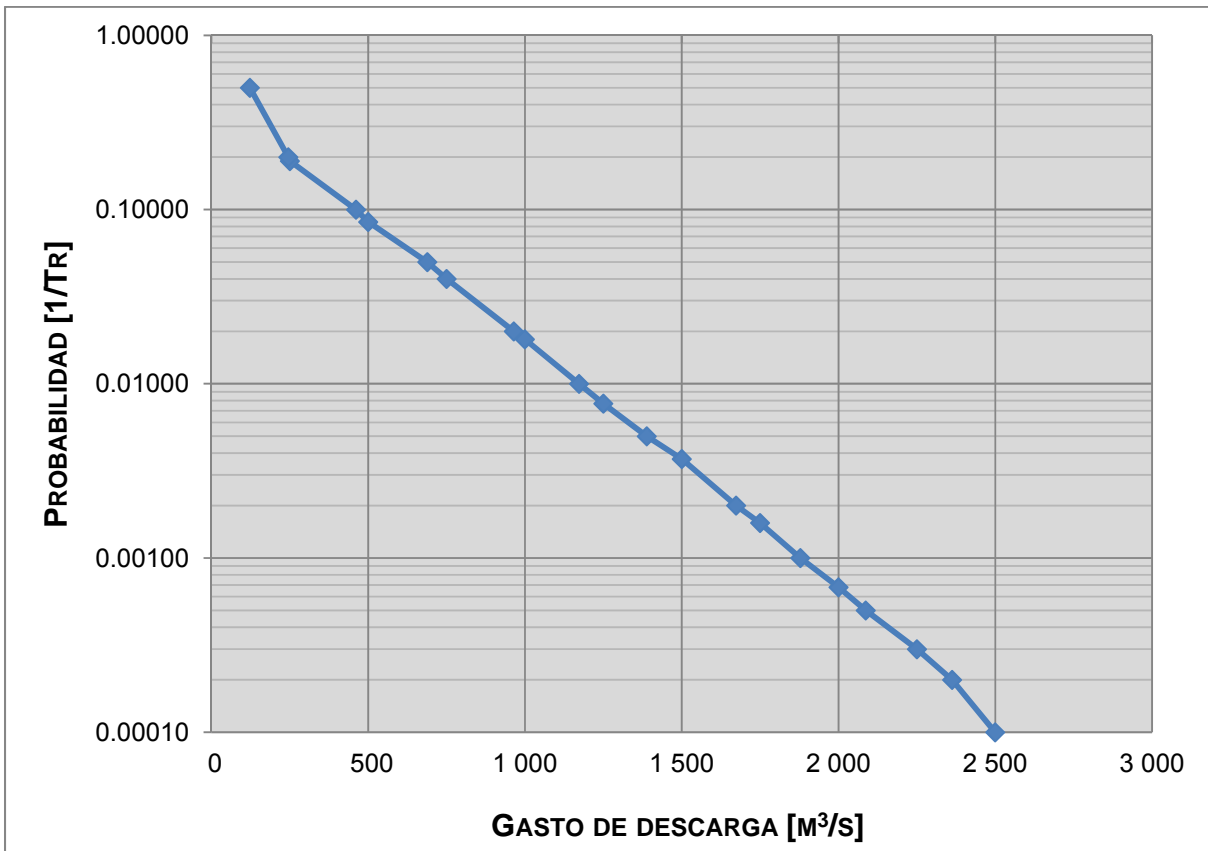


Figura 4.20. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 277 msnm.

4.1.4.2.7. NIVEL INICIAL 280 MSNM

Tabla 4.19. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 280 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q max Ent m³/s	Q max desc m³/s	Vol max hm³	Nivel max m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	407,52	285,95
5 000	0,00020	3 520,42	2 435,09	386,80	285,31
2 564	0,00039		2 250,00		
2 000	0,00050	3 112,18	2 181,35	362,19	284,55
1 000	0,00100	2 800,00	2 004,63	344,36	284,00
952	0,00105		2 000,00		
500	0,00200	2 487,82	1 827,05	326,67	283,43
357	0,00280		1 750,00		
200	0,00500	2 073,57	1 588,04	303,32	282,64
137	0,00730		1 500,00		
100	0,01000	1 756,59	1 405,23	285,92	282,00
56	0,01800		1 250,00		
50	0,02000	1 433,30	1 221,12	268,30	281,34
22	0,04500		1 000,00		
20	0,05000	982,21	981,35	246,05	280,49
13	0,07500		750,00		
10	0,10000	588,31	587,80	241,01	280,29
8	0,12000		500,00		
5	0,20000	253,70	253,49	236,74	280,13
5	0,20500		250,00		
2	0,50000	126,83	126,73	235,12	280,06

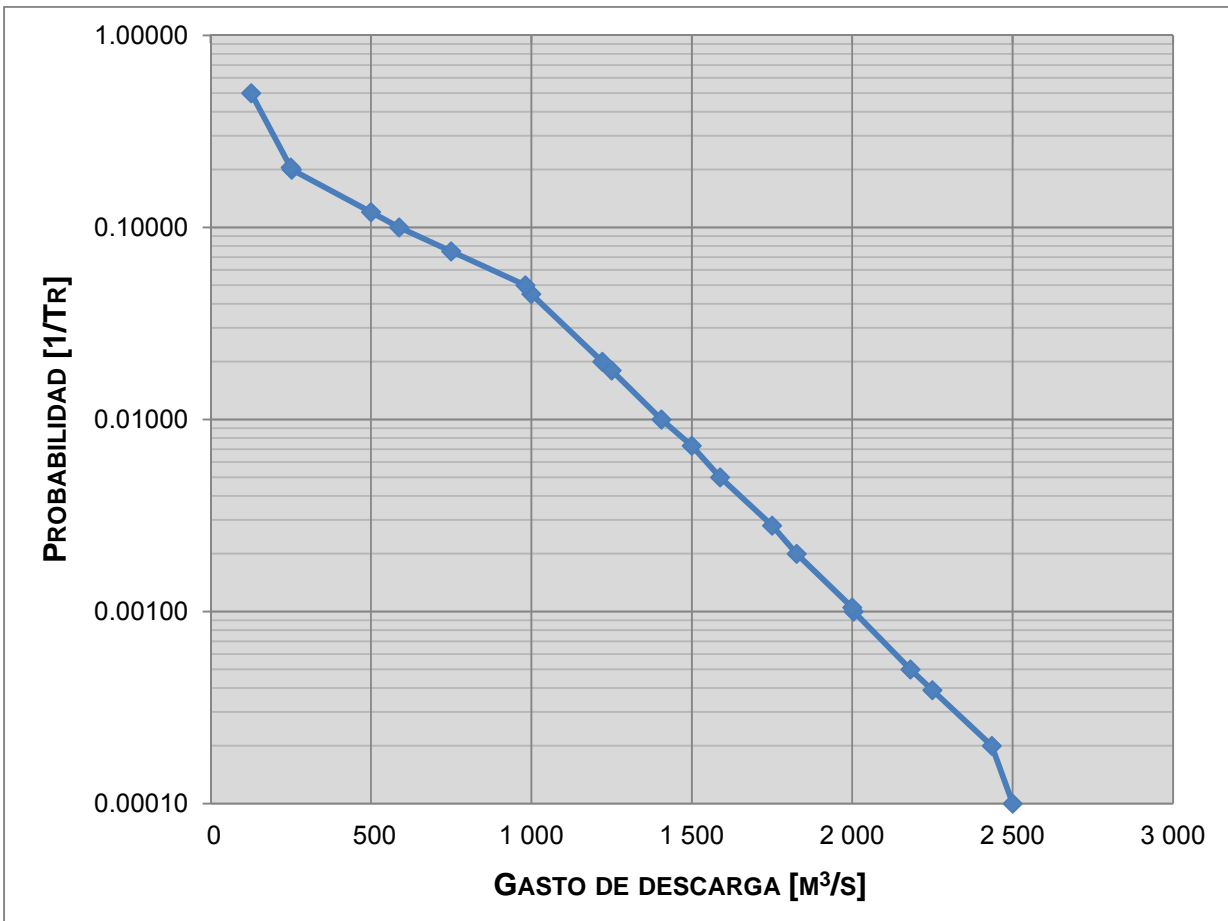


Figura 4.21. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 280 msnm.

4.1.4.2.8. NIVEL INICIAL 282,52 MSNM (NAMO)

Tabla 4.20. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 282,52 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	436,67	286,85
5 000	0,00020	3 520,42	2 500,00	414,46	286,16
2 000	0,00050	3 112,18	2 462,12	389,38	285,39
1 000	0,00100	2 800,00	2 282,27	372,07	284,85
870	0,00115		2 250,00		
500	0,00200	2 487,82	2 112,40	355,27	284,33
313	0,00320		2 000,00		
200	0,00500	2 073,57	1 890,33	332,97	283,64
111	0,00900		1 750,00		
100	0,01000	1 756,59	1 723,54	316,33	283,09
56	0,01800		1 500,00		
50	0,02000	1 433,30	1 433,29	311,44	282,93
33	0,03000		1 250,00		
21	0,04800		1 000,00		
20	0,05000	982,21	982,21	307,84	282,80
13	0,07500		750,00		
10	0,10000	588,31	588,31	304,70	282,69
9	0,11500		500,00		
5	0,20000	253,70	253,70	302,03	282,59
5	0,20050		250,00		
2	0,50000	126,83	126,83	301,02	282,56

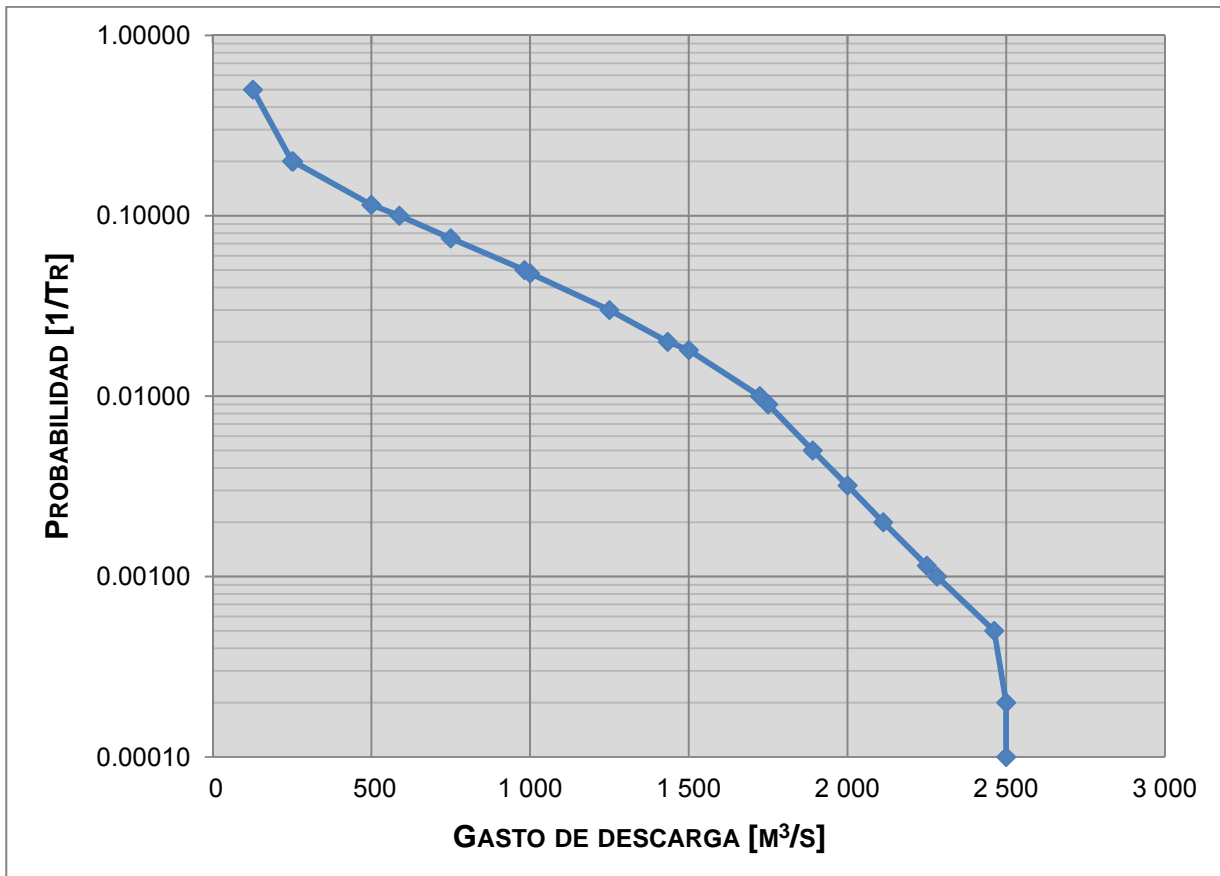


Figura 4.22. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 282,52 msnm.

4.1.4.2.9. NIVEL INICIAL 283 MSNM

Tabla 4.21. Resultados de los tránsitos de avenida – Nivel Inicial 283 msnm. Presa Cerro Prieto.

Tr años	P 1/Tr	Q _{max Ent} m ³ /s	Q _{max desc} m ³ /s	Vol _{max} hm ³	Nivel _{max} m
10 000	0,00010	3 827,79	2 500,00	445,57	287,13
5 000	0,00020	3 520,42	2 500,00	422,37	286,41
2 000	0,00050	3 112,18	2 500,00	395,77	285,59
1 000	0,00100	2 800,00	2 352,95	378,94	285,07
667	0,00150		2 250,00		
500	0,00200	2 487,82	2 181,03	362,16	284,55
238	0,00420		2 000,00		
200	0,00500	2 073,57	1 958,92	339,81	283,85
100	0,01000	1 756,59	1 756,58	328,00	283,48
95	0,01050		1 750,00		
56	0,01800		1 500,00		
50	0,02000	1 433,30	1 433,29	325,33	283,39
33	0,03000		1 250,00		
21	0,04800		1 000,00		
20	0,05000	982,21	982,20	321,62	283,27
13	0,07500		750,00		
10	0,10000	588,31	588,31	318,37	283,16
8	0,12000		500,00		
5	0,20000	253,70	253,70	315,62	283,07
5	0,20500		250,00		
2	0,50000	126,83	126,83	314,57	283,03

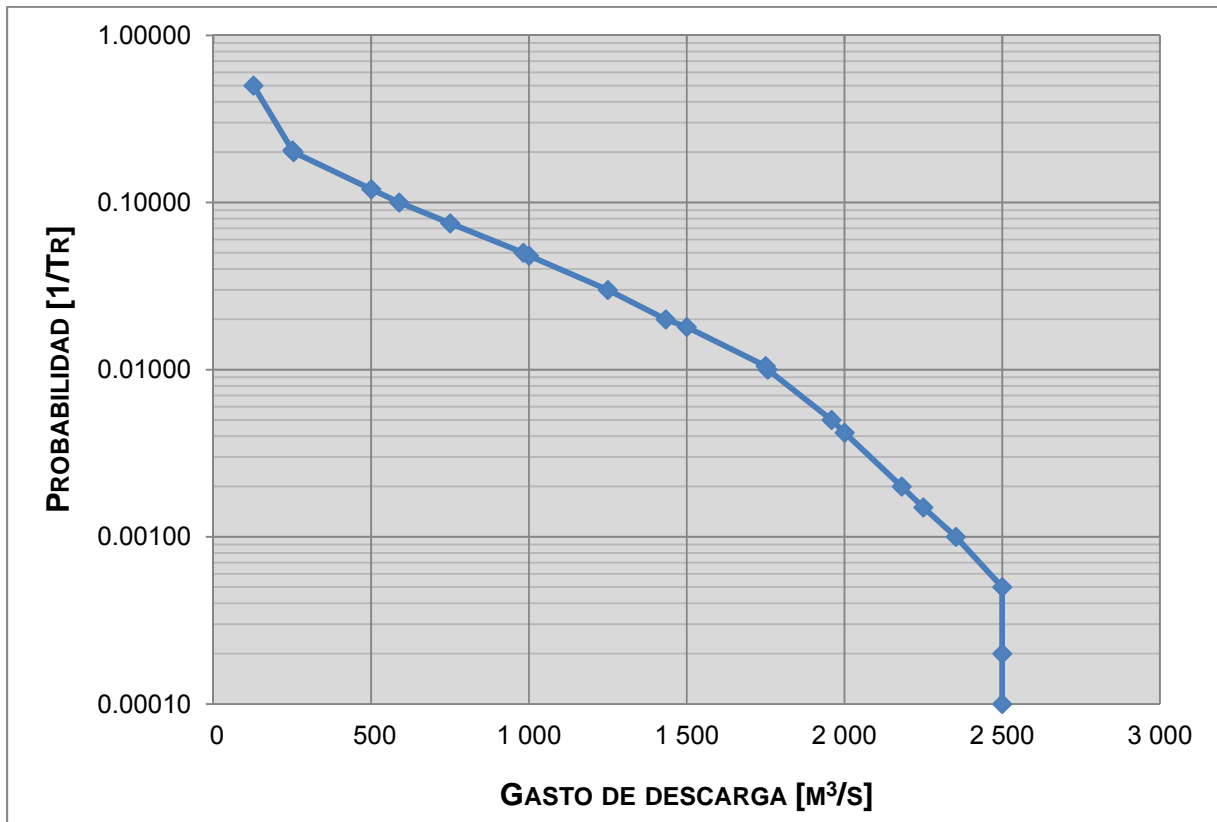


Figura 4.23. Gasto máximo de descarga Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 283 msnm.

4.1.4.2.10. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES

A continuación en la Fig 4.24, se presenta el análisis grafico de las distribuciones de probabilidad de los gastos máximos de descarga para los diversos niveles iniciales estudiados:

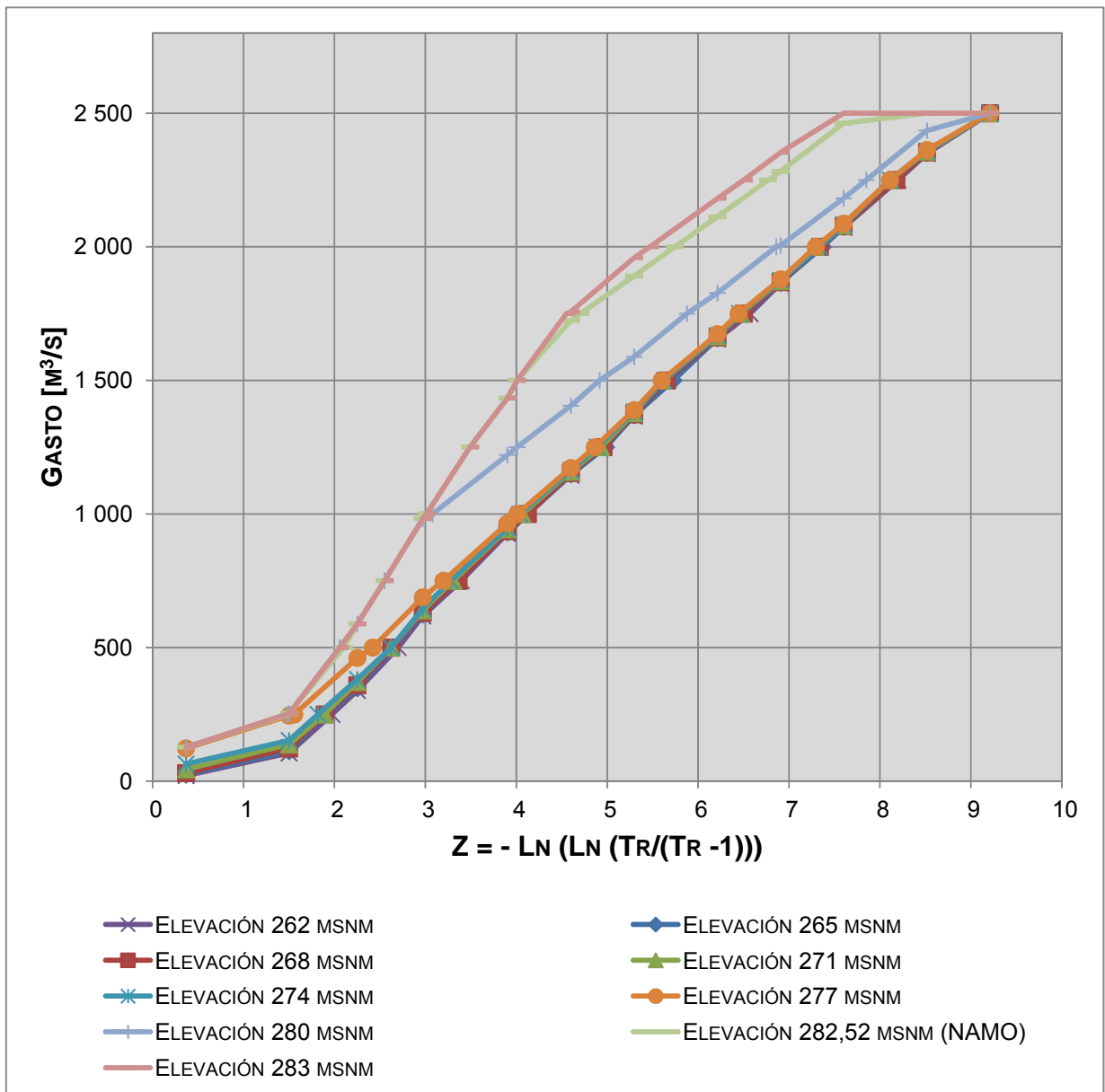


Figura 4.24. Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.

4.1.5. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA

En el escenario número dos se describieron los resultados obtenidos del tránsito de las avenidas ante diversos niveles iniciales. Al considerar las probabilidades de excedencias obtenidas para cada gasto de descarga con la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada elevación inicial (P_{Elev}), se determinó la probabilidad de ocurrencia conjunta (P_T).

Para ello, se realizó, para cada gasto entre 250 y 2 500 m³/s la suma del producto de la probabilidad asociada a cada nivel inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia del gasto correspondiente ($P_{Q/elev}$), es decir empleando la Ec 4.5:

$$P_{Ti} = \sum_{k=262}^{283} P_{Q_{i/k}} P_{Elev_k}$$

Donde P_{Ti} es la probabilidad de excedencia conjunta asociada al gasto máximo de descarga Q_i ; P_{Elev_k} es la probabilidad de que el tránsito se inicie en la elevación k , y $P_{Q_{i/k}}$ la probabilidad de que el gasto máximo de descarga sea mayor o igual que Q_i dada la elevación inicial k .

A continuación en la Tabla 4.22 se presentan las probabilidades conjuntas obtenidas para cada uno de los gastos analizados:

Tabla 4.22. Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		2 500	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _{Q P_{ELEV}}
262	10 000	0,0001000	0,1369048	0,0000137
265	10 000	0,0001000	0,1607143	0,0000161
268	10 000	0,0001000	0,1369048	0,0000137
271	10 000	0,0001000	0,1190476	0,0000119
274	10 000	0,0001000	0,1845238	0,0000185
277	10 000	0,0001000	0,1369048	0,0000137
280	10 000	0,0001000	0,0416667	0,0000042
283	10 000	0,0001000	0,0833333	0,0000083
			P_T 2 500	0,0001000

Tabla 4.22. Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto. (Continuación...)

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		2 250	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	3 636	0,0002750	0,1369048	0,0000376
265	3 571	0,0002800	0,1607143	0,0000450
268	3 571	0,0002800	0,1369048	0,0000383
271	3 333	0,0003000	0,1190476	0,0000357
274	3 333	0,0003000	0,1845238	0,0000554
277	3 333	0,0003000	0,1369048	0,0000411
280	2 564	0,0003900	0,0416667	0,0000163
283	667	0,0015000	0,0833333	0,0001250
			P_T 2 250	0,0003944

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		2 000	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	1 538	0,0006500	0,1369048	0,0000890
265	1 587	0,0006300	0,1607143	0,0001013
268	1 538	0,0006500	0,1369048	0,0000890
271	1 471	0,0006800	0,1190476	0,0000810
274	1 538	0,0006500	0,1845238	0,0001199
277	1 471	0,0006800	0,1369048	0,0000931
280	952	0,0010500	0,0416667	0,0000438
283	238	0,0042000	0,0833333	0,0003500
			P_T 2 000	0,0009670

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		1 750	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	714	0,0014000	0,1369048	0,0001917
265	667	0,0015000	0,1607143	0,0002411
268	667	0,0015000	0,1369048	0,0002054
271	645	0,0015500	0,1190476	0,0001845
274	637	0,0015700	0,1845238	0,0002897
277	629	0,0015900	0,1369048	0,0002177
280	357	0,0028000	0,0416667	0,0001167
283	95	0,0105000	0,0833333	0,0008750
			P_T 1 750	0,0023217

Tabla 4.22. Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto. (Continuación...)

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		1 500	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	290	0,0034500	0,1369048	0,0004723
265	308	0,0032500	0,1607143	0,0005223
268	286	0,0035000	0,1369048	0,0004792
271	274	0,0036500	0,1190476	0,0004345
274	278	0,0036000	0,1845238	0,0006643
277	270	0,0037000	0,1369048	0,0005065
280	137	0,0073000	0,0416667	0,0003042
283	56	0,0180000	0,0833333	0,0015000
			P_T 1 500	0,0048833

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		1 250	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	143	0,0070000	0,1369048	0,0009583
265	147	0,0068000	0,1607143	0,0010929
268	143	0,0070000	0,1369048	0,0009583
271	139	0,0072000	0,1190476	0,0008571
274	133	0,0075000	0,1845238	0,0013839
277	130	0,0077000	0,1369048	0,0010542
280	56	0,0180000	0,0416667	0,0007500
283	33	0,0300000	0,0833333	0,0025000
			P_T 1 250	0,0095548

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		1 000	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	63	0,0160000	0,1369048	0,0021905
265	63	0,0160000	0,1607143	0,0025714
268	63	0,0160000	0,1369048	0,0021905
271	59	0,0170000	0,1190476	0,0020238
274	57	0,0175000	0,1845238	0,0032292
277	56	0,0180000	0,1369048	0,0024643
280	22	0,0450000	0,0416667	0,0018750
283	21	0,0480000	0,0833333	0,0040000
			P_T 1 000	0,0205446

Tabla 4.22. Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto. (Continuación...)

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		750	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	30	0,0330000	0,1369048	0,0045179
265	29	0,0350000	0,1607143	0,0056250
268	29	0,0340000	0,1369048	0,0046548
271	28	0,0360000	0,1190476	0,0042857
274	27	0,0370000	0,1845238	0,0068274
277	25	0,0400000	0,1369048	0,0054762
280	13	0,0750000	0,0416667	0,0031250
283	13	0,0750000	0,0833333	0,0062500
			P_T 750	0,0407619

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		500	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	15	0,0650000	0,1369048	0,0088988
265	14	0,0700000	0,1607143	0,0112500
268	14	0,0700000	0,1369048	0,0095833
271	14	0,0700000	0,1190476	0,0083333
274	14	0,0700000	0,1845238	0,0129167
277	12	0,0850000	0,1369048	0,0116369
280	8	0,1200000	0,0416667	0,0050000
283	8	0,1200000	0,0833333	0,0100000
			P_T 500	0,0776190

Elev Inicial msnm	Gasto (m ³ /s)		250	
	Tr	P _Q	P _{ELEV}	P _Q P _{ELEV}
262	8	0,1300000	0,1369048	0,0177976
265	7	0,1400000	0,1607143	0,0225000
268	7	0,1400000	0,1369048	0,0191667
271	7	0,1400000	0,1190476	0,0166667
274	7	0,1500000	0,1845238	0,0276786
277	5	0,1900000	0,1369048	0,0260119
280	5	0,2050000	0,0416667	0,0085417
283	5	0,2005000	0,0833333	0,0167083
			P_T 250	0,1550714

Del análisis realizado, se elaboró la Tabla 4.23 y la Fig 4.25 en donde se muestra la tendencia de la probabilidad de excedencia conjunta asociada a cada gasto máximo de descarga, comparada con la obtenida considerando el nivel inicial a la elevación del NAMO. De dicha comparación, se puede apreciar que para el caso tradicional de análisis, siendo el nivel inicial en el embalse la cota del NAMO, las probabilidades de excedencias son sobrestimadas. Por otra parte, mediante la metodología propuesta, se conduce a una mejor definición del riesgo aguas abajo, al considerar toda la gama de escenarios posibles, optimizando la probabilidad de excedencia partiendo de una condición más real, ya que los embalses por lo general se encuentran a una elevación distinta al NAMO en el momento en que se presenta la avenida máxima anual.

Tabla 4.23. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.

Gasto m³/s	P_Q P_{ELEV}	P_Q NAMO
250	0,15507	0,20050
500	0,07762	0,11500
750	0,04076	0,07500
1 000	0,02054	0,04800
1 250	0,00955	0,03000
1 500	0,00488	0,01800
1 750	0,00232	0,00900
2 000	0,00097	0,00320
2 250	0,00039	0,00115
2 500	0,00010	0,00010

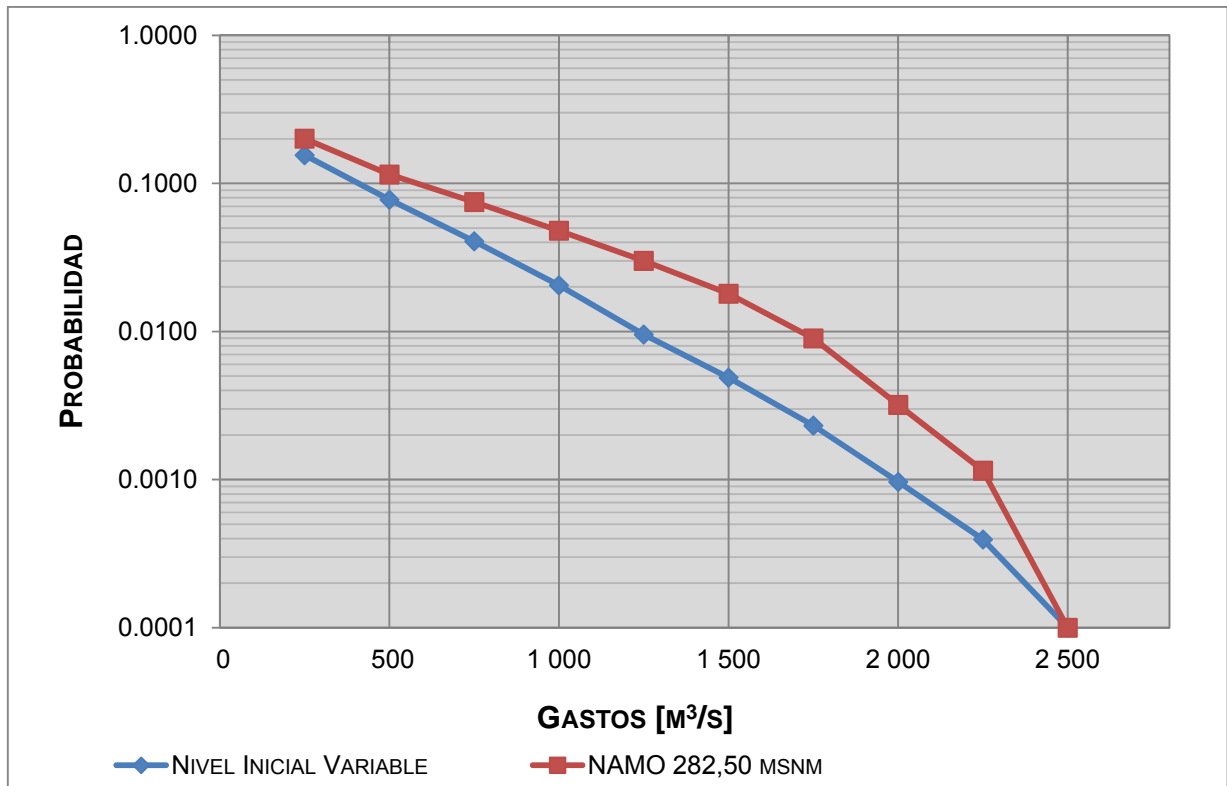


Figura 4.25. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Cerro Prieto.

4.1.6. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE

Considerando los gastos de salida utilizados en el análisis, se procedió a simular el tránsito por el cauce. Para ello, se empleó el modelo digital de elevaciones de la página de ASTER GDEM (ASTER Global Digital Elevation Model), realizando el análisis en el área comprendida entre el vertedor de la presa Cerro Prieto hasta 90 km aguas abajo, cerca del poblado de Cándido Aguilar. Dicha área fue delimitada empleando la plataforma Global Mapper ®.

Para llevar a cabo la simulación del tránsito de la avenida por el cauce, el modelo digital de elevaciones fue exportado al programa HEC – RAS ®, considerando los gastos analizados. En la Fig 4.26 se presenta como ejemplo el perfil obtenido para la avenida de 2 500 m³/s.

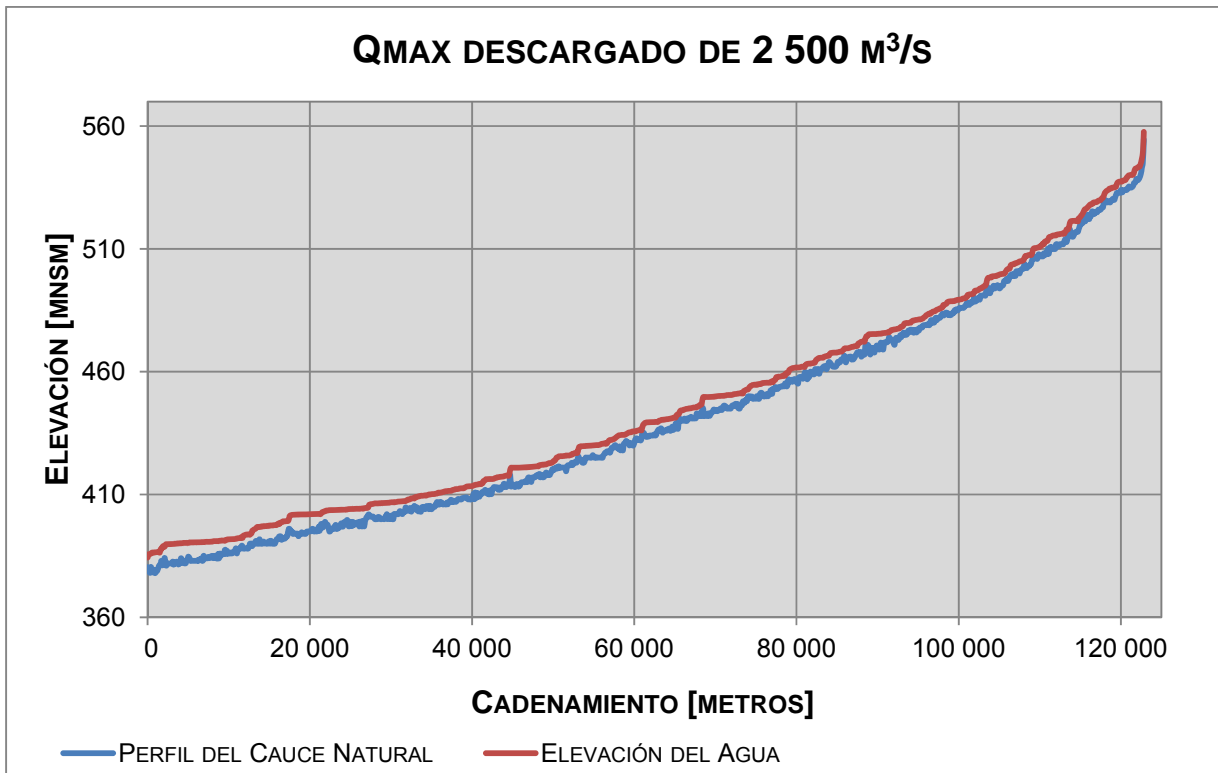


Figura 4.26. Perfil del nivel del agua.

Los resultados obtenidos de la simulación de HEC – RAS, se incorporaron al programa LAMINA ® (Fig 4.27), el cual a partir de los niveles del agua obtenidos por cada sección del cauce determina el área o superficie inundada. A continuación en la Tabla 4.24 se presentan las áreas de afectación asociadas a su correspondiente probabilidad de excedencia, para los dos escenarios considerados.

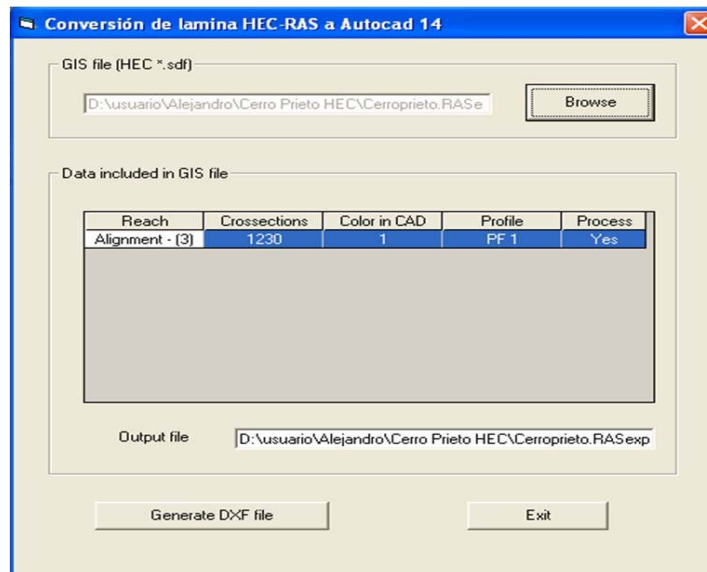


Figura 4.27. Modelación en el programa LAMINA.

Tabla 4.24. Áreas de afectación.

Q	Área	Nivel de Inicio Variable		P _f
		*km ²	ha	
m ³ /s	km ²			1/Tr
250	30,52	0,00	0,00	0,1551
500	34,69	4,17	417,16	0,0776
750	37,18	6,66	665,97	0,0408
1 000	39,36	8,84	884,13	0,0205
1 250	40,99	10,47	1 047,17	0,0096
1 500	42,40	11,88	1 188,01	0,0049
1 750	43,73	13,21	1 321,12	0,0023
2 000	44,96	14,43	1 443,25	0,0010
2 250	46,08	15,56	1 556,10	0,0004
2 500	47,19	16,67	1 666,97	0,0001

* La primer área inundada se considera como la zona federal

Tabla 4.24. Áreas de afectación. (Continuación...)

Q	Área	NAMO		P _f
		Área Neta Afectada		
m ³ /s	km ²	*km ²	ha	1/Tr
250	30,52	0,00	0,00	0,2005
500	34,69	4,17	417,16	0,1150
750	37,18	6,66	665,97	0,0750
1 000	39,36	8,84	884,13	0,0480
1 250	40,99	10,47	1 047,17	0,0300
1 500	42,40	11,88	1 188,01	0,0180
1 750	43,73	13,21	1 321,12	0,0090
2 000	44,96	14,43	1 443,25	0,0032
2 250	46,08	15,56	1 556,10	0,0012
2 500	47,19	16,67	1 666,97	0,0001

* La primer área inundada se considera como la zona federal

4.1.7. COSTOS POR AFECTACIÓN

Partiendo de costos por hectárea de afectación obtenidos en el Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén II (90 000 pesos en el año 2014), se consideró prudente emplear un índice de inflación media del 1% al 2015, correspondiendo a un costo por hectárea de afectación de alrededor de 90 900 pesos. De lo anterior, dicho costo fue multiplicado por las áreas de afectación (Tabla 4.25), determinando los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia (Fig 4.28).

Tabla 4.25. Costo por área de afectación.

Q	Área	Nivel de Inicio Variable		P _f
		Costo		
m ³ /s	ha	Mill de pesos		1/Tr
250	0,00	0,00		0,1551
500	417,16	37,54		0,0776
750	665,97	59,94		0,0408
1 000	884,13	79,57		0,0205
1 250	1 047,17	94,25		0,0096
1 500	1 188,01	106,92		0,0049
1 750	1 321,12	118,90		0,0023
2 000	1 443,25	129,89		0,0010
2 250	1 556,10	140,05		0,0004
2 500	1 666,97	150,03		0,0001

Tabla 4.25. Costo por área de afectación. (Continuación...)

Q	Área	NAMO		P _f
		Costo		
m ³ /s	ha	Mill de pesos		1/Tr
250	0,00	0,00		0,2005
500	417,16	37,54		0,1150
750	665,97	59,94		0,0750
1 000	884,13	79,57		0,0480
1 250	1 047,17	94,25		0,0300
1 500	1 188,01	106,92		0,0180
1 750	1 321,12	118,90		0,0090
2 000	1 443,25	129,89		0,0032
2 250	1 556,10	140,05		0,0012
2 500	1 666,97	150,03		0,0001

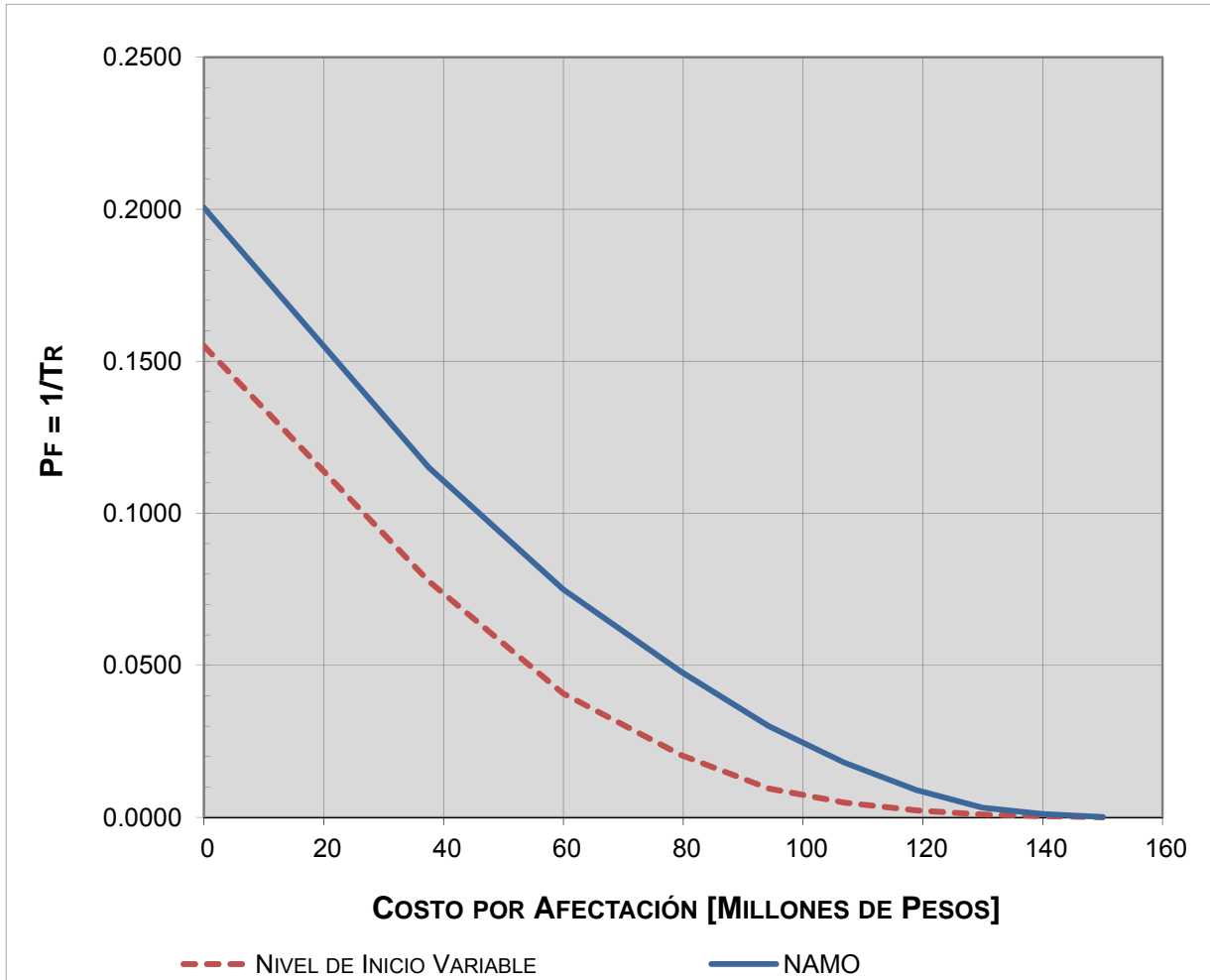


Figura 4.28. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 4.28, el costo esperado se determina como el área bajo las curvas graficadas, cuyo valor se presenta en la Tabla 4.26, en la que se comparan los dos escenarios estudiados. Se observa que al utilizar la metodología propuesta que considera de manera conjunta la política de operación a largo plazo (de la que se derivan las frecuencias asociadas a los distintos niveles iniciales) se obtiene una modificación substancial en el valor del riesgo esperado.

Tabla 4.26. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	6,62
NAMO	10,22

4.1.8. CONCLUSIONES

Debido a la naturaleza cambiante de las llanuras o áreas de inundación, en las últimas décadas, el estudio de políticas de operación óptima en presas ha jugado parte fundamental dentro de su análisis.

Así mismo, debido al cambio climático presente en los últimos años, es de vital importancia la continua actualización y análisis de los escurrimientos, así como de las avenidas de diseño y políticas de operación de los embalses.

El procedimiento propuesto, que considera los diversos niveles iniciales en el embalse, permite una estimación más precisa del riesgo de inundación aguas abajo de la presa, mientras que el procedimiento tradicional (considerando un nivel inicial a la cota del NAMO) sobrestima los costos del daño por inundación.

Para el caso de la presa en estudio, se tiene que la avenida de diseño original del embalse (Tr 10 000 años) corresponde a un gasto máximo de salida de 2 500 m³/s. Por otra parte, de la actualización hidrométrica realizada, se obtuvo un gasto máximo de entrada de 3 828 m³/s, sobrepasando por 1 328 m³/s a la capacidad máxima de descarga del diseño original del vertedor. Al realizar la simulación del tránsito de la avenida por el embalse considerando como condición inicial la elevación del NAMO (282,52 msnm), se tiene que la elevación máxima en el embalse es la correspondiente a la cota 286,85 msnm, sobrepasando por 1,35 m al NAME (285,50 msnm), sin embargo no se presenta riesgo por desbordamiento ya que el nivel máximo queda 1,15 m por debajo de la cota corona (288,00 msnm).

La optimización realizada de la política de operación en embalse, permite preservar los niveles en la presa por encima del régimen medio histórico, incrementando el volumen útil en el embalse para ser empleado según las demandas comprometidas (riego, abastecimiento de agua potable y/o generación de energía eléctrica), sin superar la cota del NAMO.

Considerando la probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}), de los niveles en el embalse obtenida de la optimización de la política de operación, se revisó la seguridad del embalse ante cualquier evento extraordinario de excedencia ($P_{Q_{i/k}}$), de los gastos de descarga de la presa. Al acumular los productos de dichas probabilidades por las frecuencias relativas asociadas a cada nivel inicial, y tomando en cuenta los daños correspondientes a cada gasto de descarga, se obtuvo la curva de riesgo y el daño esperado, los cuales se comparan con los que se obtienen con la metodología tradicional que considera que el nivel inicial al ingresar las avenidas de diseño es el NAMO

Como se puede apreciar en la Fig 4.28 y en la Tabla 4.26, el costo total de riesgo obtenido considerando un nivel inicial a la cota del NAMO (lo cual no es una condición real) sobrestima los costos, a diferencia del planteamiento propuesto, en donde se involucran diversos niveles iniciales en el embalse y las probabilidades correspondientes.

Por otra parte, en la Tabla 4.27, se presenta un resumen de las elevaciones máximas obtenidas del tránsito de avenidas para cada una de las elevaciones más frecuentes empleando las avenidas de 5 000 y 10 000 años de periodo de retorno. De dicha tabla, se puede concluir que la obra de excedencias no cuenta con la capacidad de descarga necesaria para desalojar avenidas de más 3 520 m³/s de gasto de entrada (Tr 5 000 años en adelante), comenzando su tránsito a partir de la elevación del NAMO (282,50 msnm) y para de avenidas de 3 828 m³/s de gasto de entrada (Tr 10 000 años), comenzado su tránsito bajo cualquier elevación inicial. Por consiguiente se recomienda el considerar la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para descargar de manera conjunta las avenidas de hasta 10 000 años de periodo de retorno (3 828 m³/s), ya que la capacidad máxima de descarga de la obra de excedencias actual corresponde a 2 500 m³/s.

Tabla 4.27. Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor.

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (285,50 msnm)
años	msnm	m ³ /s	m ³ /s	hm ³	msnm	m
5 000		3 520	2 500	378,57	285,05	0,45
10 000	262,00	3 828	2 500	399,62	285,70	-0,20
5 000		3 520	2 500	378,76	285,06	0,44
10 000	265,00	3 828	2 500	399,82	285,71	-0,21
5 000		3 520	2 500	378,99	285,07	0,43
10 000	268,00	3 828	2 500	400,07	285,72	-0,22
5 000		3 520	2 500	379,27	285,08	0,42
10 000	271,00	3 828	2 500	400,38	285,73	-0,23
5 000		3 520	2 500	379,54	285,08	0,42
10 000	274,00	3 828	2 500	400,66	285,74	-0,24
5 000		3 520	2 500	379,84	285,09	0,41
10 000	277,00	3 828	2 500	400,98	285,75	-0,25
5 000		3 520	2 500	386,80	285,31	0,19
10 000	280,00	3 828	2 500	407,52	285,95	-0,45
5 000		3 520	2 500	414,46	286,16	-0,66
10 000	282,50	3 828	2 500	436,67	286,85	-1,35
5 000		3 520	2 500	422,37	286,41	-0,91
10 000	283,00	3 828	2 500	445,57	287,13	-1,63



4.2. PRESA LA BOCA

4.2.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES

Del mismo modo al ejercicio realizado para el caso el embalse Cerro Prieto, se llevó acabo la actualización de las avenidas de la Presa Boca partiendo de los registros medios diarios del año 1963 a 2009, sin considerar los años 1986 al 1994 debido a que sus datos son incompletos.

Tabla 4.28. Gastos medios mensuales. Presa La Boca.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1963	0,01	0,02	0,04	0,02	0,01	0,01	0,01	0,04	0,16	0,04	0,02	0,03
1964	0,01	0,01	0,03	0,04	0,11	0,08	0,09	0,06	0,21	0,09	0,03	0,01
1965	0,01	0,03	0,01	0,02	0,05	0,11	0,19	0,08	0,23	0,10	0,05	0,06
1966	0,06	0,08	0,10	0,10	0,21	0,61	0,20	0,69	0,28	0,22	0,20	0,06
1967	0,06	0,13	0,09	0,10	0,05	0,14	0,10	1,21	1,01	0,12	0,06	0,00
1968	0,04	0,03	0,06	0,12	0,12	0,36	0,30	0,39	0,38	0,14	0,04	0,01
1969	0,01	0,01	0,02	0,10	0,07	0,11	0,02	0,36	0,39	0,42	0,12	0,06
1970	0,02	0,10	0,01	0,07	0,03	0,13	0,34	0,12	0,54	0,18	0,10	0,00
1971	0,09	0,01	0,00	0,06	0,15	0,22	0,15	0,26	0,74	0,30	0,04	0,02
1972	0,02	0,03	0,12	0,03	0,25	0,45	0,38	0,18	0,34	0,26	0,03	0,00
1973	0,05	0,11	0,00	0,05	0,07	1,37	0,30	0,64	0,36	0,11	0,07	0,03
1974	0,05	0,08	0,02	0,03	0,21	0,30	0,08	0,05	0,28	0,10	0,01	0,01
1975	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1976	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1977	0,03	0,05	0,02	0,12	0,12	0,10	0,06	0,34	0,42	0,38	0,02	0,00
1978	0,04	0,03	0,01	0,09	0,22	0,26	0,04	0,61	1,20	0,43	0,04	0,02
1979	0,01	0,01	0,09	0,11	0,11	0,44	0,22	0,18	0,50	0,37	0,04	0,24
1980	0,02	0,03	0,01	0,06	0,09	0,04	0,07	0,38	0,30	0,33	0,07	0,01
1981	0,15	0,04	0,02	0,37	0,24	0,70	0,09	0,22	0,41	0,05	0,07	0,03
1982	0,11	0,03	0,03	0,14	0,15	0,01	0,01	0,02	0,23	0,31	0,01	0,05
1983	0,08	0,07	0,04	0,07	0,25	0,02	0,21	0,24	0,75	0,17	0,01	0,01
1984	0,25	0,02	0,01	0,01	0,46	0,09	0,26	0,13	0,37	0,03	0,06	0,04
1985	0,07	0,03	0,03	0,18	0,11	0,22	0,00	0,04	0,14	0,17	0,00	0,00
1995	0,02	0,02	0,03	0,01	0,11	0,15	0,11	3,16	1,24	1,04	1,22	1,32
1996	0,20	0,13	0,07	0,05	0,03	0,19	0,13	0,85	1,23	2,39	0,54	0,37
1997	0,29	0,25	0,28	0,31	0,32	0,15	0,06	0,14	0,24	1,37	0,21	0,11
1998	0,06	0,05	0,04	0,01	0,24	0,19	0,06	0,20	5,48	1,23	1,01	0,36
1999	0,85	0,64	0,15	0,43	1,12	1,17	0,91	0,82	0,82	0,88	0,26	1,48
2000	0,06	0,06	0,02	0,10	0,35	0,60	0,04	0,27	0,45	4,91	0,70	0,41

Tabla 4.28. Gastos medios mensuales. Presa La Boca. (Continuación...)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2001	0,29	0,28	0,18	0,13	0,16	0,20	0,43	0,17	2,20	1,20	0,92	0,53
2002	0,26	0,21	0,16	0,06	0,01	0,11	0,34	0,11	6,79	3,28	10,07	11,33
2003	1,53	0,68	0,43	0,23	0,50	0,53	0,50	0,75	8,82	7,40	2,61	1,24
2004	0,59	0,53	1,38	2,23	1,32	0,56	0,39	0,19	5,29	2,07	0,76	0,55
2005	0,41	0,52	0,40	0,23	0,39	0,08	8,61	2,10	1,35	5,27	1,96	0,90
2006	0,45	0,26	0,16	0,13	0,13	0,24	0,19	0,14	0,87	0,55	0,32	0,34
2007	0,40	1,26	0,45	0,32	1,87	2,13	0,46	0,86	2,15	0,77	0,67	0,52
2008	0,43	1,72	1,66	1,67	1,02	1,83	2,61	2,98	17,41	4,62	1,96	1,19
2009	0,81	0,54	0,32	0,55	1,34	1,10	1,08	0,86	1,42	0,60	0,34	0,32
Media	0,21	0,21	0,17	0,22	0,32	0,40	0,50	0,52	1,71	1,10	0,65	0,57
Max	1,53	1,72	1,66	2,23	1,87	2,13	8,61	3,16	17,41	7,40	10,07	11,33
Min	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mediana	0,06	0,06	0,04	0,10	0,15	0,20	0,17	0,23	0,47	0,35	0,07	0,05
Desv. Est	0,31	0,36	0,35	0,44	0,43	0,50	1,43	0,74	3,28	1,74	1,69	1,84
Coef. Var.	1,51	1,72	2,03	2,00	1,37	1,27	2,85	1,41	1,92	1,58	2,61	3,23

4.2.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS

Se realizó un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios máximos diarios anuales seleccionando la función Doble Gumbel como la de mejor ajuste con una $p = 0,85$. En la Fig 4.29 se presenta la construcción de las curvas gastos – duración – periodo de retorno.

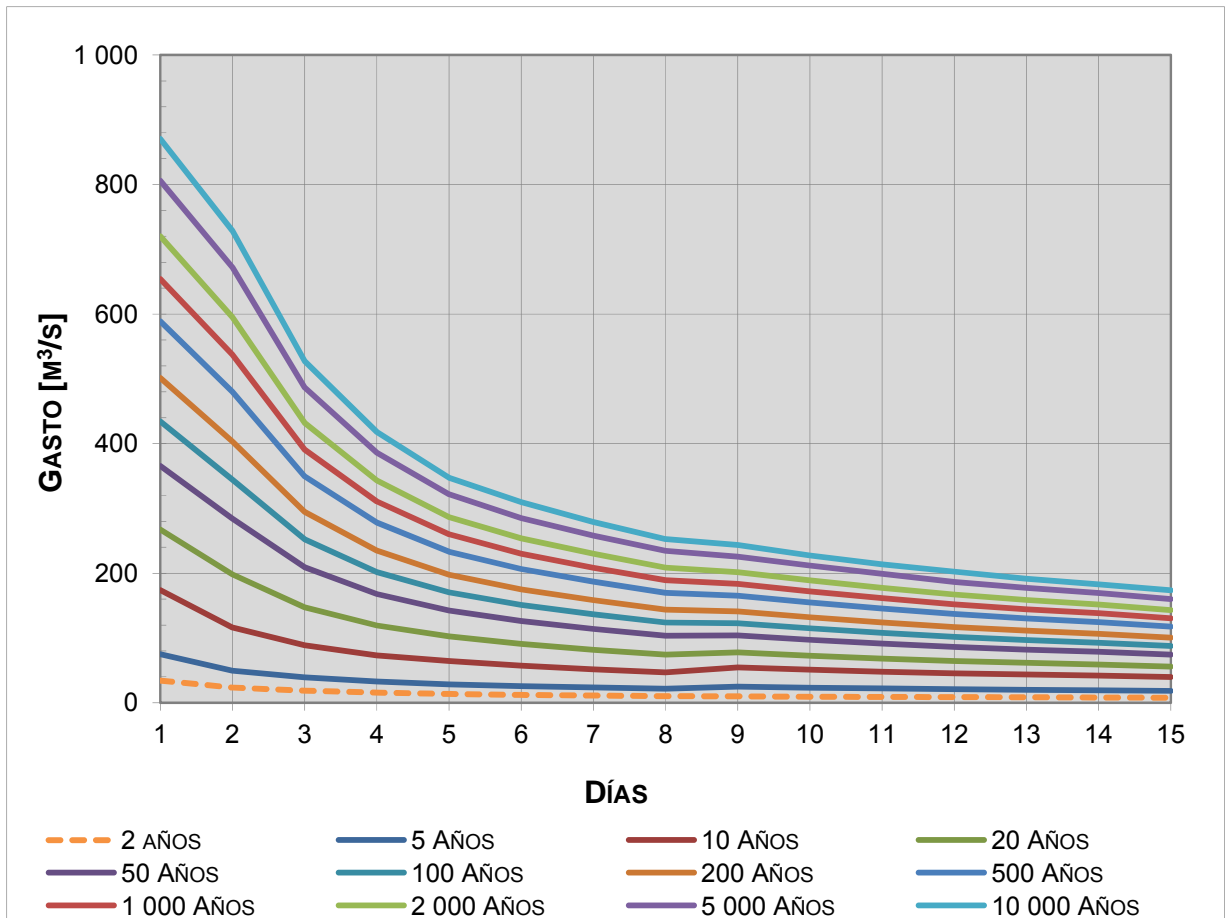


Figura 4.29. Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa La Boca.

A partir de esos resultados se convirtieron las avenidas sintéticas en reales, determinando la forma de la avenida mediante el método de alternar bloques. Los resultados obtenidos para las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno se aprecian en la Tabla 4.29 y de manera gráfica en la Fig 4.30.

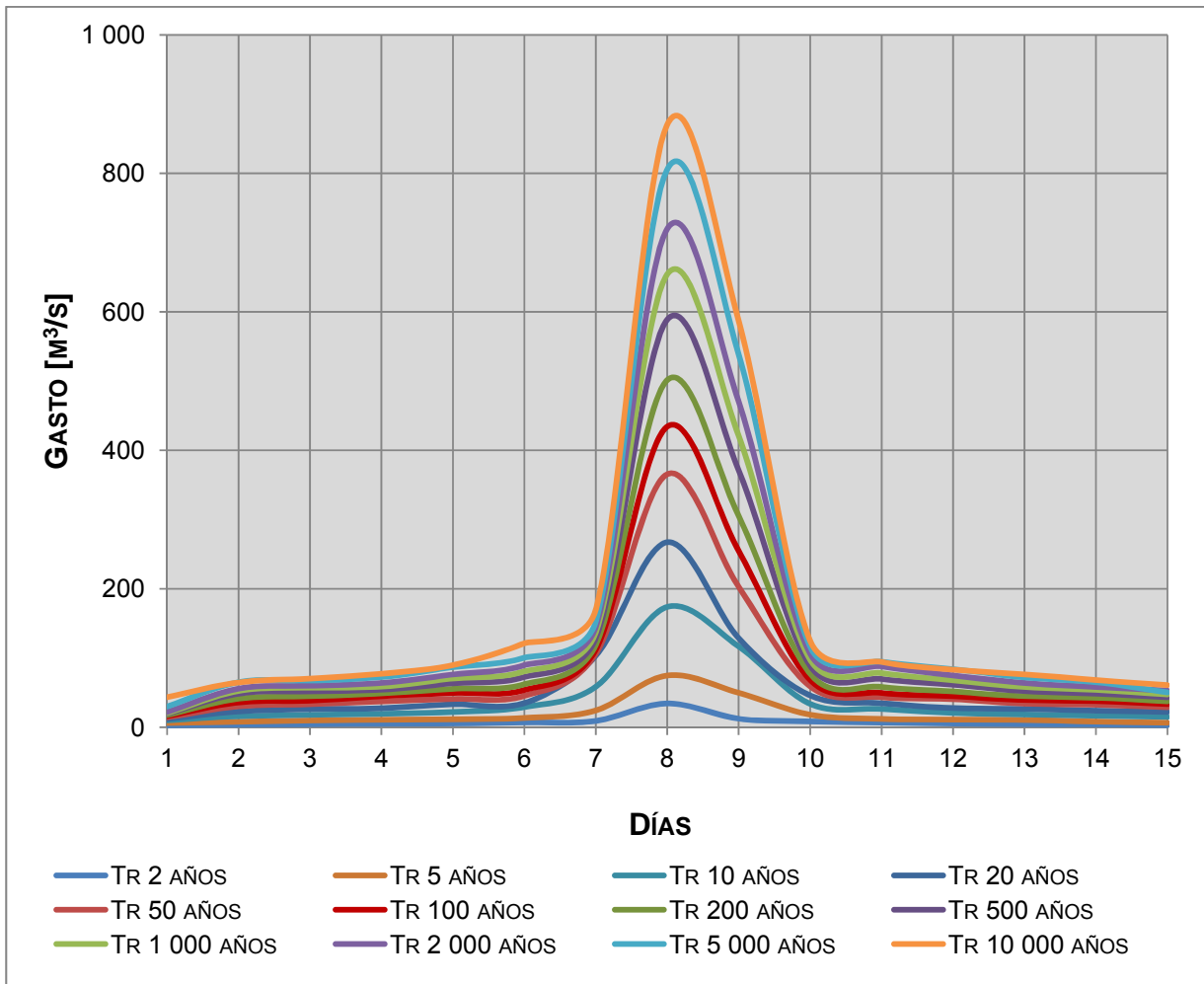


Figura 4.30. Avenidas de diseño. Presa La Boca.

Tabla 4.29. Gastos individuales para distintos eventos de diseño. Presa La Boca.

Tr	2	5	10	20	50	100	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
1	3	6	10	12	14	16	18	20	20	22	30	43
2	4	8	16	23	30	36	41	49	53	56	65	65
3	4	10	18	26	33	39	45	52	57	60	68	70
4	5	11	20	28	38	45	49	54	59	64	72	77
5	5	12	22	33	41	50	56	63	70	76	87	90
6	7	13	29	35	45	54	62	73	81	90	101	121
7	9	24	59	103	106	112	119	129	137	145	153	170
8	34	75	174	267	366	434	501	589	654	720	806	871
9	12	50	117	129	203	255	305	371	421	470	538	587
10	9	18	34	46	59	68	77	89	98	106	116	125
11	7	12	26	35	44	50	58	70	78	88	95	94
12	5	11	21	28	41	45	52	62	68	75	84	83
13	5	11	19	27	34	39	45	52	58	64	72	77
14	4	8	17	24	33	38	43	49	54	58	65	68
15	3	7	15	22	29	34	37	43	48	53	50	61

4.2.3. MAYORACIÓN DE LA AVENIDA

Considerando la poca capacidad de regulación del embalse, siendo este más sensible a grandes gastos que a volúmenes, se procedió mayorar la avenida de diseño. Para ello se determinó el promedio de la relación entre los gastos máximos instantáneos diarios y los gastos medios diarios de la avenida del 30 de junio al 20 de julio de 2010 Figura 4.31, resultando un factor de 1,42 (Tabla 4.30). Con base en dicho factor y el tiempo del pico de la avenida de 2010, se afectaron los gastos máximos medios diarios extrapolados para los diversos periodos de retorno analizados (Figura 4.32 y Tabla 4.31). Para ello se afectó el gasto del día pico por el factor del promedio obtenido, conservando el volumen de la avenida original.

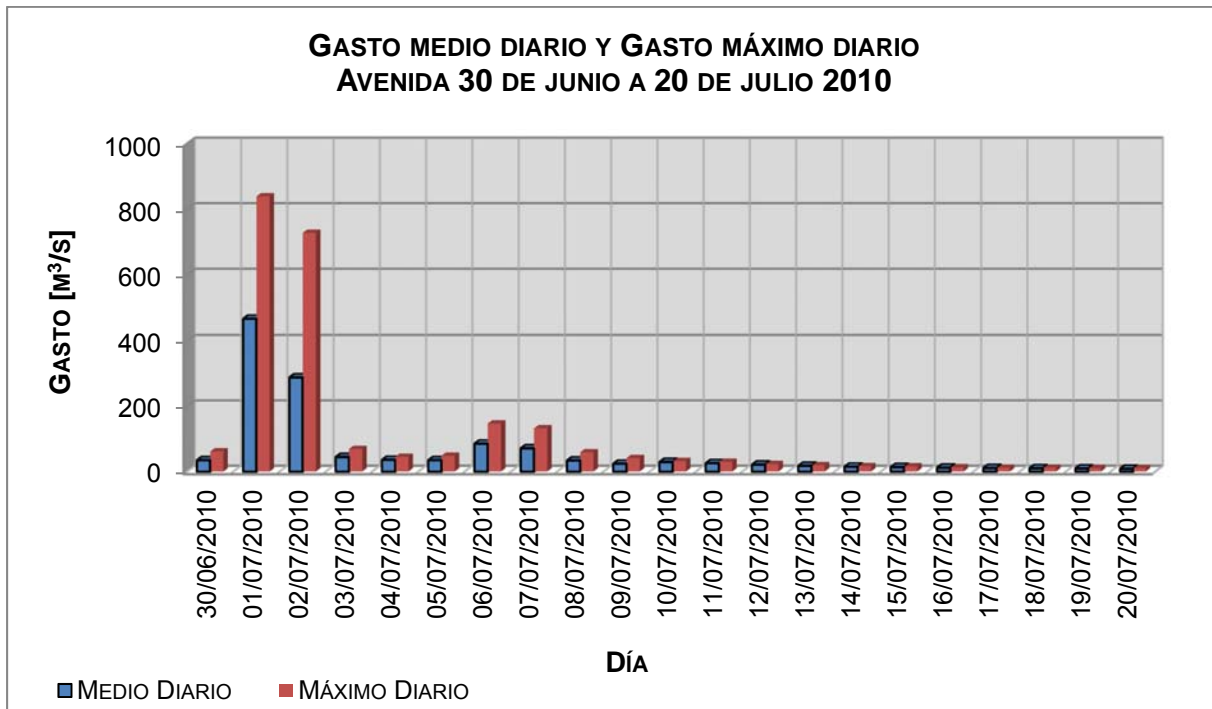


Figura 4.31. Avenidas Junio – Julio 2010. Presa La Boca.

Tabla 4.30. Factor de Mayoración. Presa La Boca.

Fecha dd/mm/aaaa	Qmd m³/s	Qmax m³/s	Qmax/Qmd
30/06/2010	34,89	61,67	1,77
01/07/2010	467,47	838,50	1,79
02/07/2010	288,44	727,47	2,52
03/07/2010	44,70	69,06	1,54
04/07/2010	35,88	45,15	1,26
05/07/2010	34,71	48,59	1,40
06/07/2010	85,47	147,13	1,72
07/07/2010	71,34	132,20	1,85
08/07/2010	33,91	59,04	1,74
09/07/2010	23,96	41,47	1,73
10/07/2010	29,40	32,22	1,10
11/07/2010	25,78	29,94	1,16
12/07/2010	21,28	23,34	1,10
13/07/2010	17,56	19,50	1,11
14/07/2010	14,88	16,60	1,12
15/07/2010	13,55	15,97	1,18

Tabla 4.30. Factor de Mayoración. Presa La Boca. (Continuación...)

Fecha	Qmd	Qmax	Qmax/Qmd
dd/mm/aaaa	m ³ /s	m ³ /s	
16/07/2010	11,79	13,24	1,12
17/07/2010	10,81	11,97	1,11
18/07/2010	10,17	11,97	1,18
19/07/2010	9,54	10,91	1,14
20/07/2010	8,64	10,51	1,22
Promedio			1,42

Tabla 4.31. Gastos de diseño mayorados. Presa La Boca.

Condición	Gasto Máximo de Entrada
Tr (Años)	m ³ /s
2	48,89
5	106,29
10	246,98
20	379,57
50	519,10
100	616,79
200	712,03
500	836,15
1 000	929,06
2 000	1 022,33
5 000	1 144,29
10 000	1 236,12

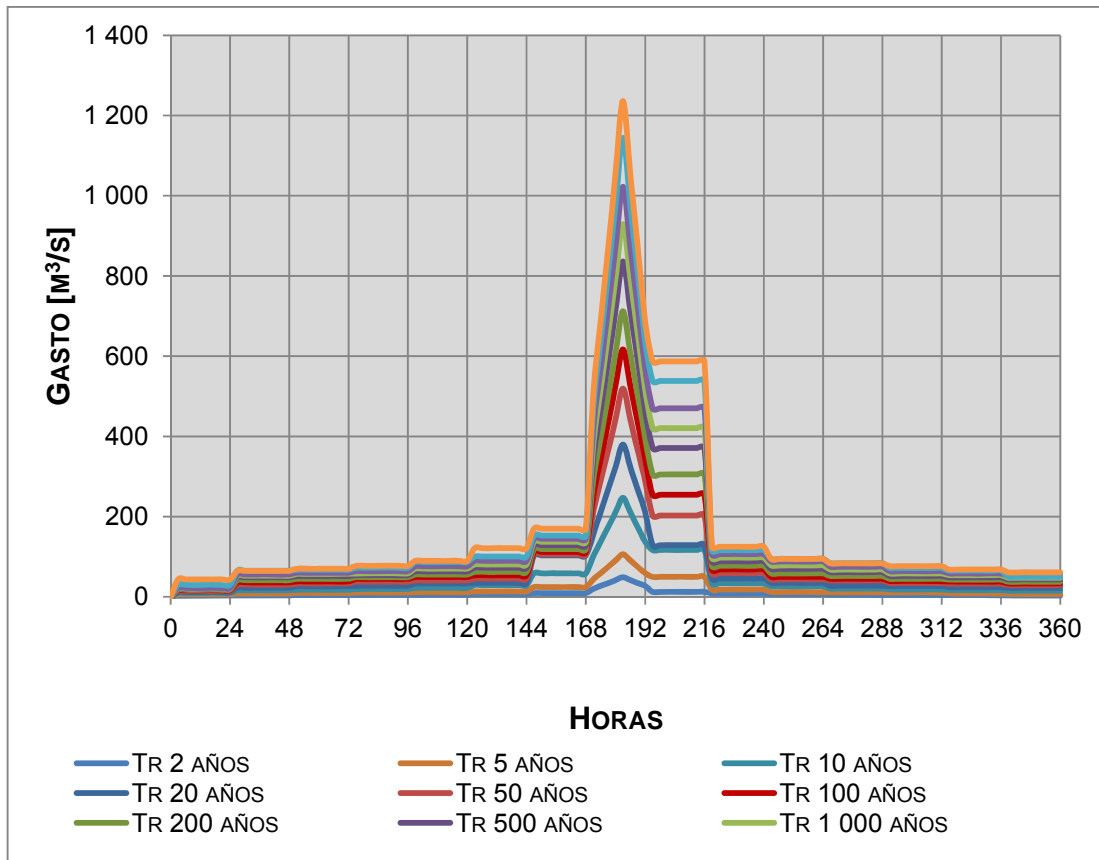


Figura 4.32 Avenidas de diseño Mayoradas. Presa La Boca.

4.2.4. OPERACIÓN ÓPTIMA

Considerando la época de avenidas y de estiaje, así como el volumen medio anual, se definieron seis grupos, los cuales están conformados por los meses del año como se presenta la Tabla 4.32.

Tabla 4.32. Matriz de grupos. Presa La Boca.

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1957		0,00	0,04	0,03	0,17	0,02
1962						0,09
1963	0,18	0,10	0,10	0,41	0,11	0,13
1964	0,20	0,72	0,16	0,54	0,24	0,11
1965	0,19	0,39	0,22	0,60	0,28	0,28
1966	0,90	2,70	1,84	0,74	0,58	0,52
1967	0,96	0,76	3,24	2,62	0,33	0,17
1968	0,63	2,04	1,05	0,99	0,39	0,10
1969	0,36	0,53	0,96	1,01	1,13	0,47
1970	0,48	1,32	0,31	1,41	0,48	0,01
1971	0,41	1,36	0,71	1,91	0,80	0,16
1972	0,52	2,88	0,48	0,88	0,68	0,08
1973	0,52	4,54	1,71	0,92	0,28	0,26
1977	0,56	0,74	0,91	1,09	1,01	0,05
1978	0,42	1,39	1,62	3,11	1,14	0,15
1979	0,59	2,03	0,47	1,29		0,74
1980	0,31	0,54	1,01	0,78	0,87	0,21
1981	1,52	2,70	0,58	1,07	0,12	0,01
1982	0,51	0,46	0,04	0,61	0,84	0,18
1983	0,48	1,27	0,65	1,95	0,46	0,04
1984	0,78	2,18	0,34	0,95	0,09	0,27
1995	0,19	0,98	8,47	3,22	2,78	6,69
1996	1,19	0,92	2,27	3,18	6,40	2,39
1997	2,91	1,42	0,38	0,63	3,66	0,82
1998	0,42	0,64	0,55	14,20	3,30	3,56
1999	5,30	8,49	2,19	2,12	2,35	4,63
2000	0,61	2,57	0,73	1,16	13,16	2,89
2001	2,25	2,10	0,45	5,71	3,20	3,80
2002	1,79	1,22	0,31	17,60	8,79	56,42
2003	7,48	4,07	2,00	22,86	19,81	10,09
2004	12,40	6,01	0,50	13,72	5,55	3,46
2005	4,00	24,32	5,62	3,51	14,12	7,49
2006	2,60	1,47	0,37	2,25	1,46	1,73
2007	6,15	11,75	2,31	5,56	2,05	3,15
2008	14,25	14,46	7,98	45,13	12,36	8,28
2009	5,77	9,34	2,30	3,68	1,60	1,73
Media	2,10	3,18	1,44	4,55	3,09	3,19
Mediana	0,62	1,40	0,65	1,29	0,94	0,28
Desv. Est.	3,27	4,81	1,99	8,58	4,74	9,24
Coef Var.	0,64	0,66	0,72	0,53	0,65	0,35

Tabla 4.32. Matriz de grupos. Presa La Boca. (Continuación...)

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
Mínimo	0,02	0,00	0,04	0,03	0,09	0,01
Máximo	14,25	24,32	8,47	45,13	19,81	56,42

Grupo	Meses
1	Enero + Febrero + Marzo + Abril
2	Mayo + Junio + Julio
3	Agosto
4	Septiembre
5	Octubre
6	Noviembre + Diciembre

Tomando en cuenta el volumen útil de la presa (39,00 hm³), se determinó repartir el volumen útil, en 50 estados compuestos por 0,7898 hm³ cada uno de ellos.

A continuación en la Tabla 4.33 se presentan las frecuencias relativas suavizadas de cada uno de los grupos.

Tabla 4.33. Frecuencias Relativas. Presa La Boca.

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
0,00 - 0,79	0,0870	0,0855	0,2786	0,0379	0,0199	0,0495
0,80 - 1,58	0,1304	0,2222	0,1493	0,1136	0,0397	0,1386
1,59 - 2,37	0,2174	0,1538	0,0995	0,0758	0,1787	0,1188
2,38 - 3,16	0,2000	0,1026	0,0597	0,0500	0,1390	0,0891
3,17 - 3,95	0,1000	0,0855	0,0597	0,0379	0,1191	0,0891
3,96 - 4,74	0,0700	0,0427	0,0597	0,0417	0,0993	0,0594
4,75 - 5,53	0,0600	0,0342	0,0398	0,0417	0,0993	0,0594
5,54 - 6,32	0,0500	0,0342	0,0398	0,0500	0,0596	0,0495
6,33 - 7,11	0,0400	0,0342	0,0398	0,0583	0,0397	0,0495
7,12 - 7,90	0,0300	0,0256	0,0398	0,0758	0,0397	0,0495
7,91 - 8,69	0,0200	0,0256	0,0199	0,0583	0,0397	0,0495
8,70 - 9,48		0,0256	0,0199	0,0500	0,0397	0,0495
9,49 - 10,27		0,0256	0,0199	0,0379	0,0199	0,0495
10,28 - 11,06		0,0171	0,0199	0,0333	0,0199	0,0248
11,07 - 11,85		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248

Tabla 4.33. Frecuencias Relativas. Presa La Boca. (Continuación...)

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
11,86 - 12,64		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
12,65 - 13,43		0,0171	0,0100	0,0167	0,0050	0,0248
13,44 - 14,22		0,0085	0,0100	0,0167	0,0050	
14,23 - 15,01		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
15,02 - 15,80		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
15,81 - 16,59		0,0085	0,0050	0,0083	0,0025	
16,60 - 17,38				0,0083	0,0025	
17,39 - 18,17				0,0083	0,0025	
18,18 - 18,96				0,0083		
18,97 - 19,75				0,0083		
19,76 - 20,53				0,0083		
20,54 - 21,32				0,0083		
21,33 - 22,11				0,0083		
22,12 - 22,90				0,0083		
22,91 - 23,69				0,0083		
23,70 - 24,48				0,0042		
24,49 - 25,27				0,0042		
25,28 - 26,06				0,0042		
26,07 - 26,85				0,0042		
26,86 - 27,64				0,0042		
27,65 - 28,43				0,0042		
28,44 - 29,22				0,0042		
29,23 - 30,01				0,0042		
30,02 - 30,80				0,0042		
30,81 - 31,59				0,0042		
Suma	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Mínimo	0,0200	0,0085	0,0050	0,0042	0,0025	0,0248
Máximo	0,2174	0,2222	0,2786	0,1136	0,1787	0,1386

Con los resultados obtenidos de las frecuencias relativas suavizadas, se desarrolló la simulación de la operación del embalse. El resumen anual de la simulación de la política de operación óptima se presenta en las Tablas 4.34, 4.35 y Fig 4.33.

Tabla 4.34. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Anual. Presa La Boca.

Año	Derrame hm ³	Déficit hm ³	Ingreso Histórico hm ³	Extracción Total hm ³	Almacén. Promedio hm ³	Elevación Promedio msnm	Energía Total GWh
1995	0,00	0,00	24,30	33,20	30,75	446,57	1,15
1996	0,00	0,00	18,29	30,70	21,88	444,24	0,90
1997	0,00	0,00	9,90	19,50	11,86	440,64	0,40
1998	0,00	0,00	28,81	16,30	7,68	438,49	0,22
1999	0,00	0,00	25,51	28,00	17,00	442,66	0,67
2000	0,00	0,00	26,24	28,30	18,60	443,21	0,74
2001	0,00	0,00	16,83	21,40	11,46	440,46	0,42
2002	27,64	0,00	86,52	61,30	28,39	446,01	1,07
2003	30,03	0,00	65,80	63,50	35,14	447,58	1,22
2004	5,66	0,00	41,93	41,90	36,36	447,86	1,32
2005	24,24	0,00	58,80	59,10	33,41	447,19	1,25
2006	0,00	0,00	10,04	29,40	26,66	445,58	0,94
2007	0,00	0,00	33,20	27,10	17,68	442,90	0,66
2008	47,52	0,00	100,38	86,80	35,65	447,70	1,40
2009	0,00	0,00	24,47	31,70	30,92	446,61	1,07
Promedio	9,01	0,00	38,07	38,55	24,23	444,51	0,90
Suma	135,09	0,00	571,02	578,20	-	-	13,43

Tabla 4.35. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.
Resumen Quincenal. Presa La Boca.

Quincena	Mes	Elevación Promedio	Almacen. Promedio	Energía Total
		msnm	hm ³	GWh
1Q	ENE	445,06	26,12	0.04
2Q		444,83	25,31	0.04
1Q	FEB	444,57	24,28	0.05
2Q		444,29	23,28	0.05
1Q	MAR	444,01	22,23	0.04
2Q		443,75	21,50	0.04
1Q	ABR	443,47	20,49	0.04
2Q		443,21	19,89	0.04
1Q	MAY	443,20	20,34	0.01
2Q		443,39	20,96	0.01
1Q	JUN	443,62	21,62	0.01
2Q		443,82	22,17	0.01
1Q	JUL	444,03	22,88	0.01
2Q		444,29	24,09	0.01
1Q	AGO	444,38	23,74	0.04
2Q		444,25	23,49	0.04
1Q	SEP	444,39	24,96	0.04
2Q		444,87	26,54	0.05
1Q	OCT	445,38	28,07	0.06
2Q		445,54	28,16	0.06
1Q	NOV	445,58	28,24	0.05
2Q		445,61	28,44	0.05
1Q	DIC	445,51	27,76	0.05
2Q		445,29	26,95	0.05
Suma		-	-	0,89
Promedio		444.40	24,15	-

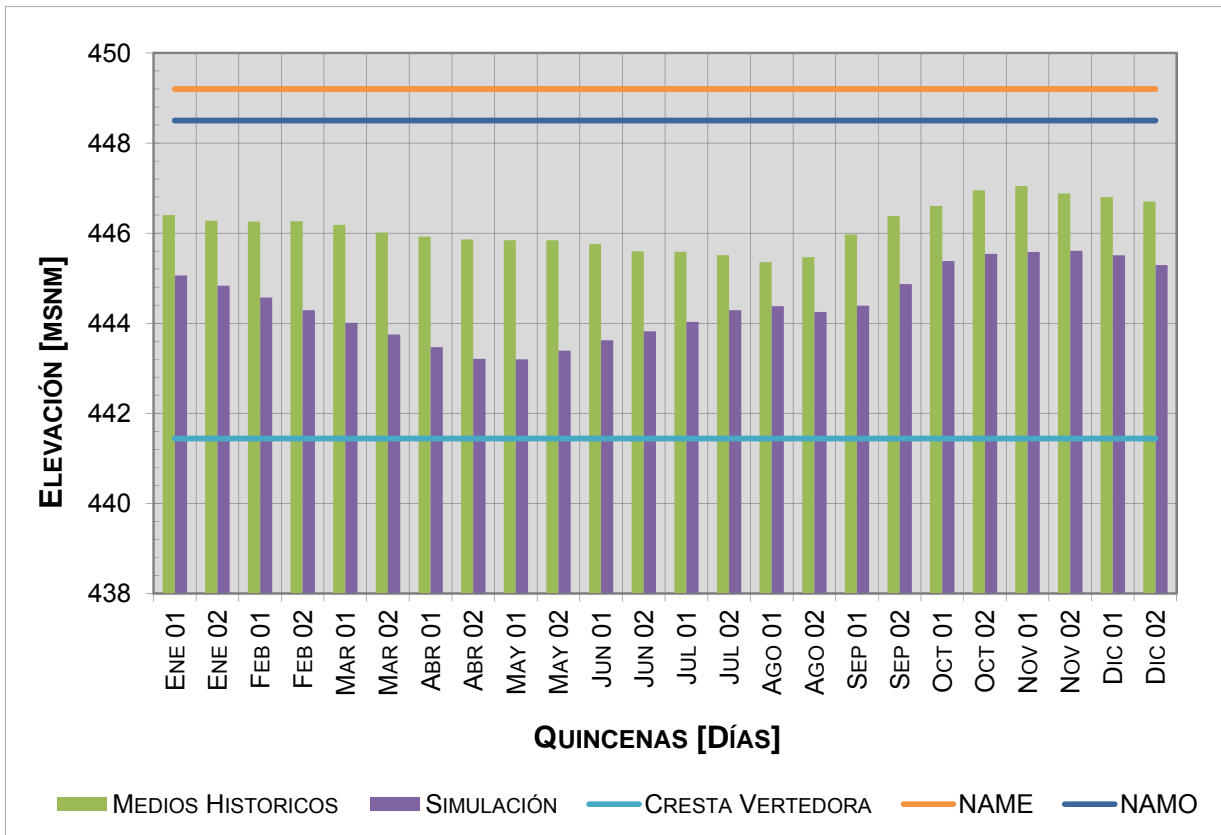


Figura 4.33. Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa La Boca.

De los resultados obtenidos, se elaboró el histograma de frecuencias relativas de las elevaciones para los meses comprendidos de agosto a noviembre (considerándolos como el periodo de avenidas). Como resultado se conforma la Fig 4.34, la cual presenta dichas frecuencias relativas para intervalos de clase de 1,5 m.

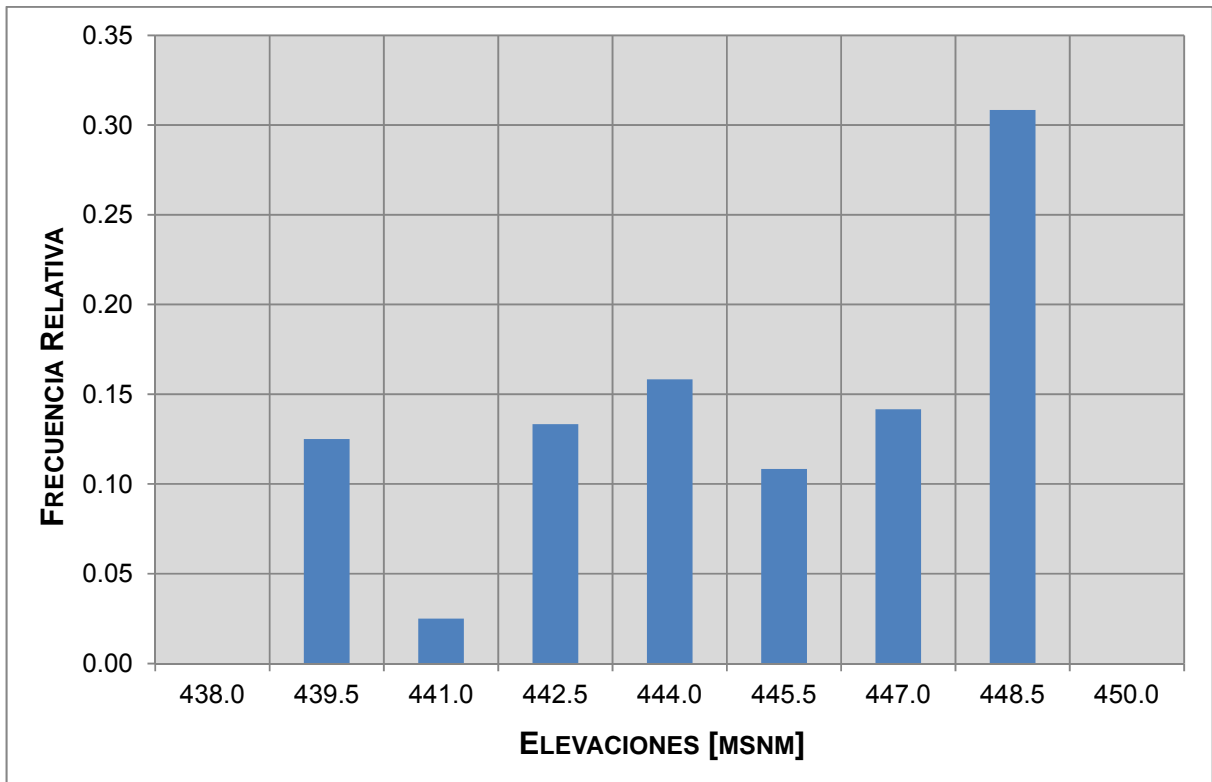


Figura 4.34. Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa La Boca.

4.2.5. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Se llevó a cabo la simulación del tránsito de avenidas de diversos escenarios de operación de la presa, para ello se empleó la Curva Elevaciones – Capacidades presentada en la Fig 4.35, y la Curva Elevaciones – Gastos del vertedor (Fig 4.36).

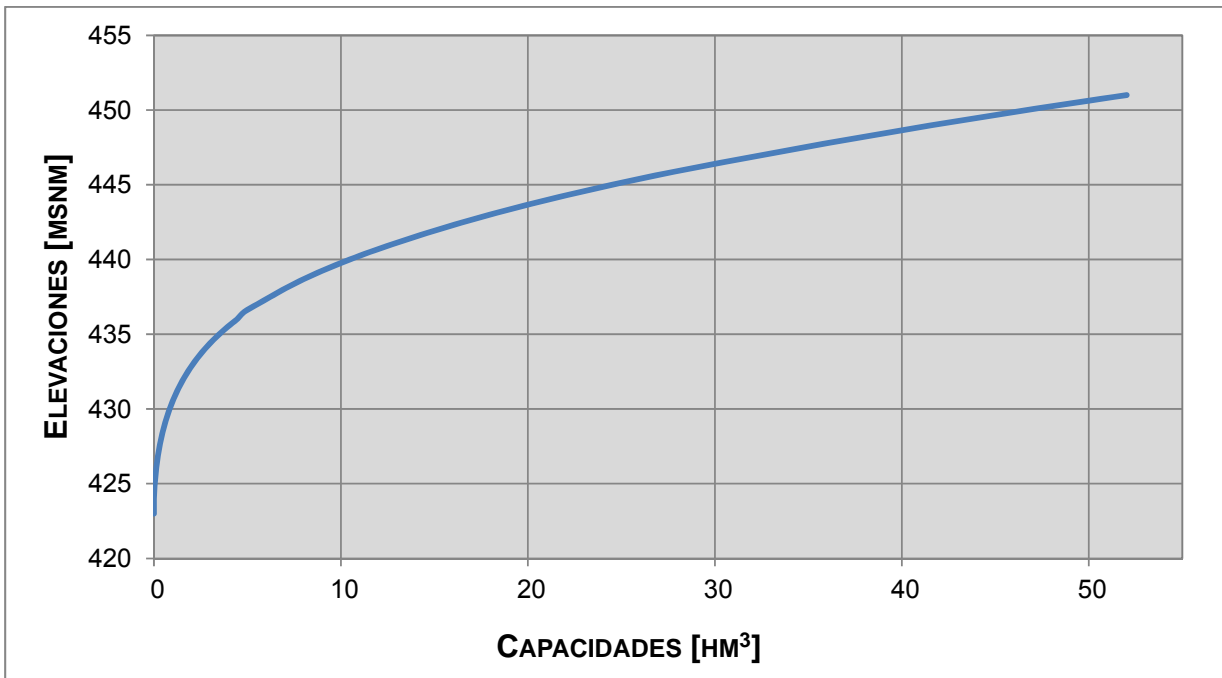


Figura 4.35. Curva Elevaciones – Capacidades. Presa La Boca.

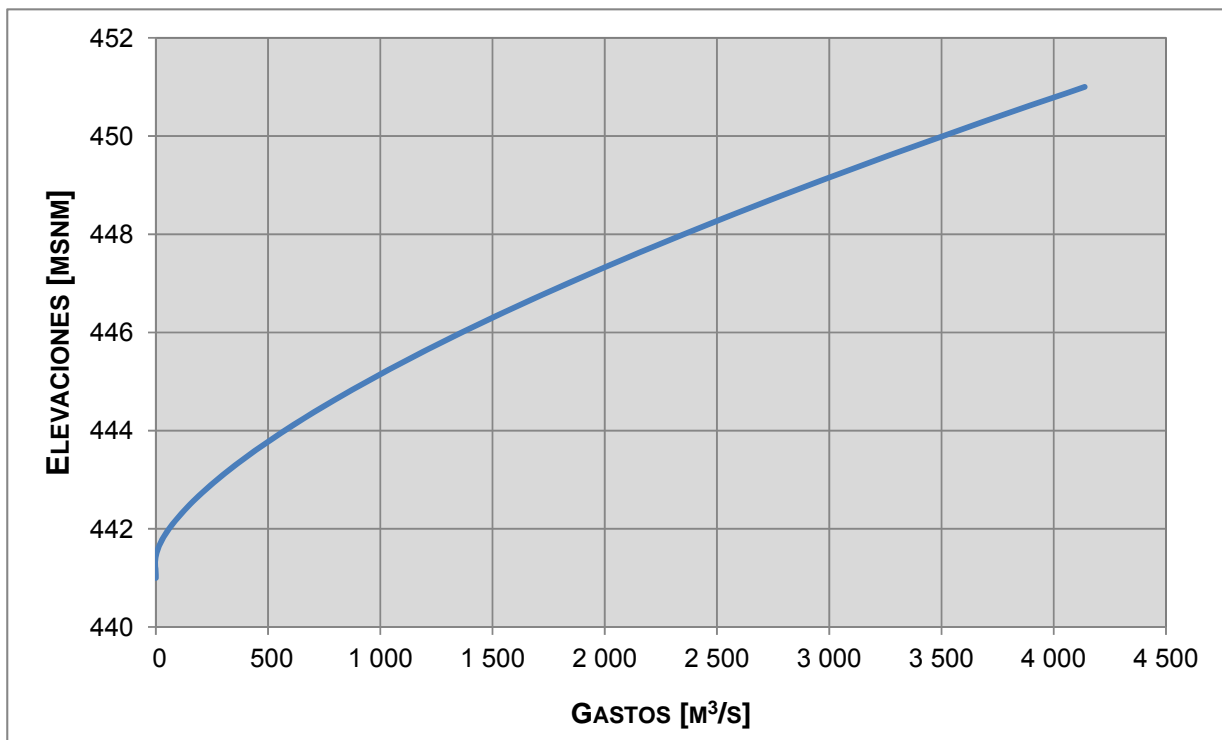


Figura 4.36. Curva Elevaciones – Gastos. Presa La Boca.

Para el análisis de los tránsitos de avenidas se consideraron dos escenarios posibles

1. Partiendo como nivel inicial la cota de la cresta del NAMO (448,50 msnm)
2. Tomando como elevaciones iniciales las correspondientes a los siete niveles más frecuentes obtenidos de la simulación analítica del embalse

4.2.5.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 448,50 MSNM

A continuación se presentan los resultados de la simulación realizada para el caso de la avenida 10 000 años de periodo de retorno (Figs 4.37 y 4.38).

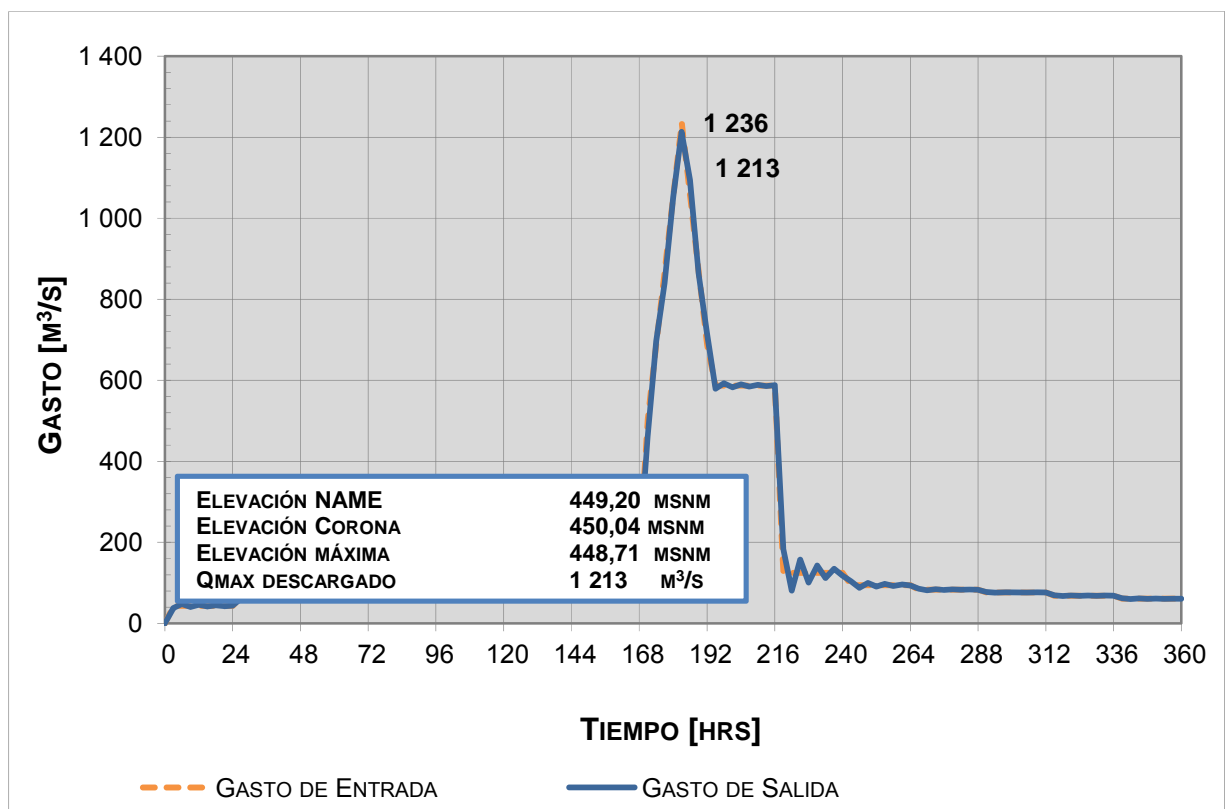


Figura 4.37. Tránsito de la Avenida de la Presa La Boca.
Elevación inicial $h = 448,50$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

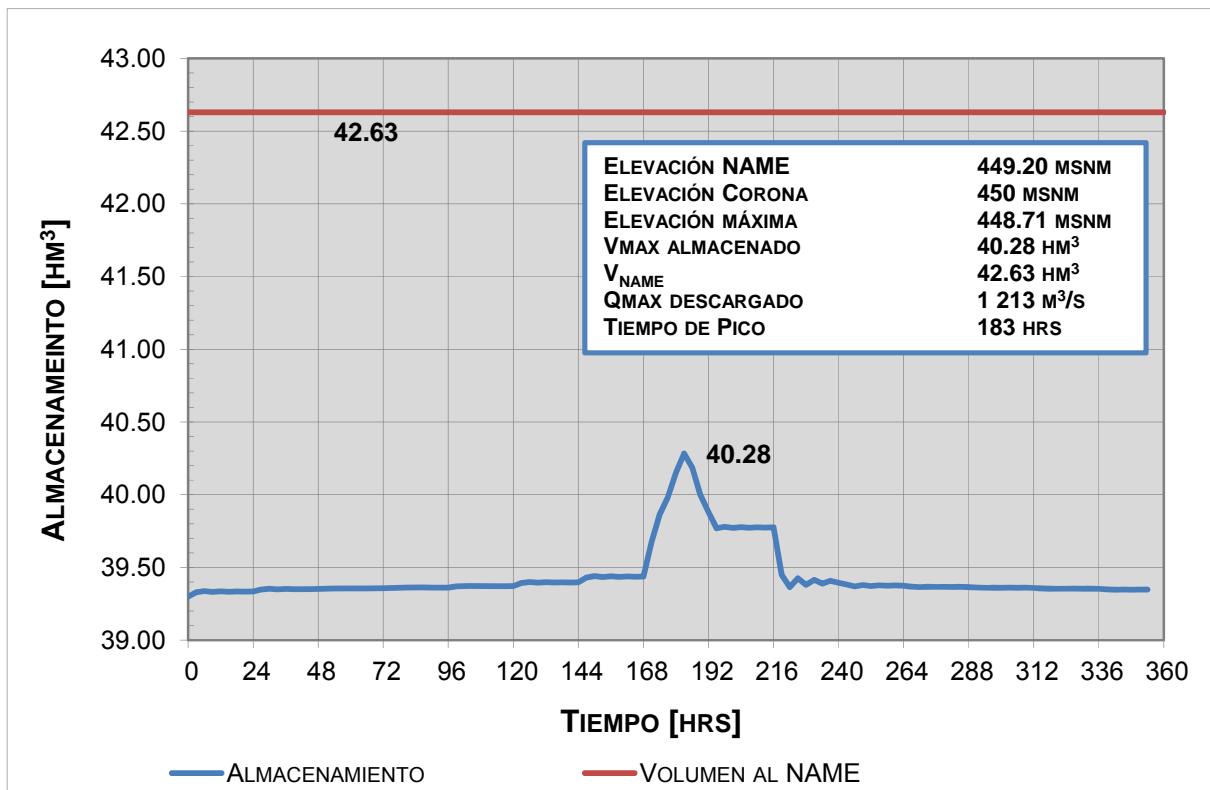


Figura 4.38. Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa La Boca. Elevación inicial $h = 448,50$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

De la Fig 4.38 se puede apreciar que para avenidas con periodos de retorno de 10 000 años no se alcanzaría el NAME de la presa; la máxima elevación alcanzada sería de 448,71 msnm por lo que el nivel alcanzado quedaría 0,49 m por debajo del NAME (449,20 msnm).

El análisis descrito se realizó del mismo modo para cada una de las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno, cuyos resultados se presentan en la Tabla 4.36. En la Fig 4.39 se grafican los diversos periodos de retorno (años) con respecto a las elevaciones máximas alcanzadas en el embalse, para mostrar la tendencia de los resultados.

Tabla 4.36. Resumen del tránsito de avenidas. Presa La Boca.

Condición	Gasto Máximo de Entrada	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de Salida	Volumen Máximo	Nivel máximo en el embalse
Tr (Años)	m ³ /s	m	m ³ /s	hm ³	m
2	48,89	448,50	48,09	39,34	448,51
5	106,29	448,50	104,68	39,38	448,52
10	246,98	448,50	243,30	39,50	448,54
20	379,57	448,50	374,35	39,60	448,56
50	519,10	448,50	510,72	39,71	448,59
100	616,79	448,50	606,33	39,79	448,60
200	712,03	448,50	699,59	39,87	448,62
500	836,15	448,50	821,15	39,97	448,64
1 000	929,06	448,50	912,18	40,04	448,66
2 000	1 022,33	448,50	1 003,54	40,11	448,67
5 000	1 144,29	448,50	1 122,93	40,21	448,69
10 000	1 236,12	448,50	1 213,26	40,28	448,71

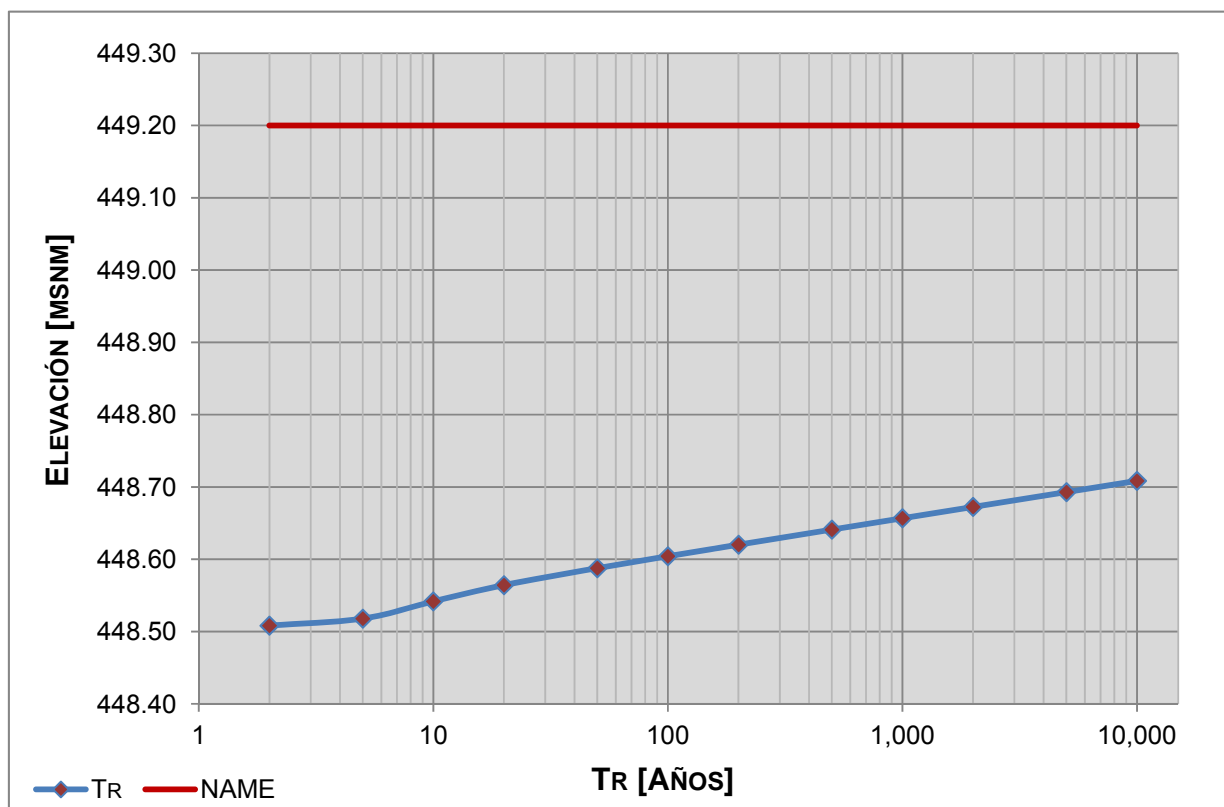


Figura 4.39. Curva Tr - Elevaciones. Presa La Boca.

4.2.5.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE

Se realizó la simulación del tránsito de avenidas para de diversos niveles iniciales en el embalse, para ello se empleó el histograma de niveles (Fig 4.34). De dicho histograma se obtuvieron como resultado siete niveles más frecuentes en el embalse, cuyas frecuencias se presentan en la Tabla 4.37.

Tabla 4.37. Frecuencias absolutas - relativas. Presa La Boca.

Intervalos @ 1,5 m		Frecuencias Absolutas	Frecuencias Relativas
438,0	439,5	15,00	0,125
439,5	441,0	3,00	0,025
441,0	442,5	16,00	0,130
442,5	444,0	19,00	0,160
444,0	445,5	13,00	0,110
445,5	447,0	17,00	0,140
447,0	448,5	37,00	0,310
Suma		120	1

4.2.5.2.1. NIVEL INICIAL 439,5 MSNM

Se realizaron las simulaciones del tránsito de las avenidas para los periodos de retorno desde 2 hasta 10 000 años, determinando su gasto máximo de descarga, volumen máximo en el embalse, así como la elevación máxima alcanzada, para definir una probabilidad de excedencia de los gastos máximos de descarga considerando valores de 150 a 1 350 m³/s, se realizó una interpolación entre los resultados obtenidos, asignándoles su correspondiente periodo de retorno como se muestra en la Fig 4.40.

El procedimiento descrito, se realizó del mismo modo considerando como elevaciones iniciales en el embalse las cotas 441, 442,5, 444, 445,5, 447 y 448,5 msnm (NAMO).

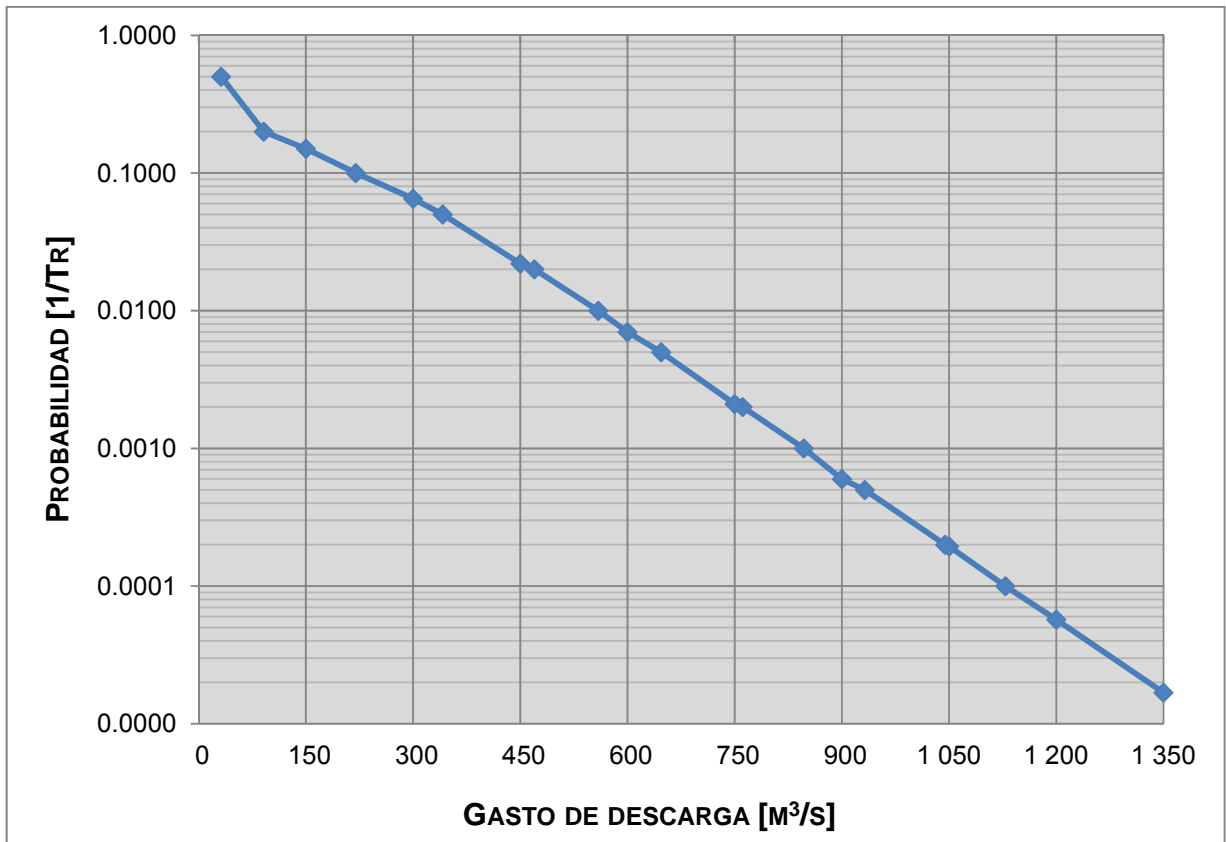


Figura 4.40. Curva Q_{des} Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 439,5 msnm.

4.2.5.2.2. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES

A continuación en la Fig 4.41, se presenta el análisis gráfico de los gastos asociados a los diversos niveles iniciales estudiados.

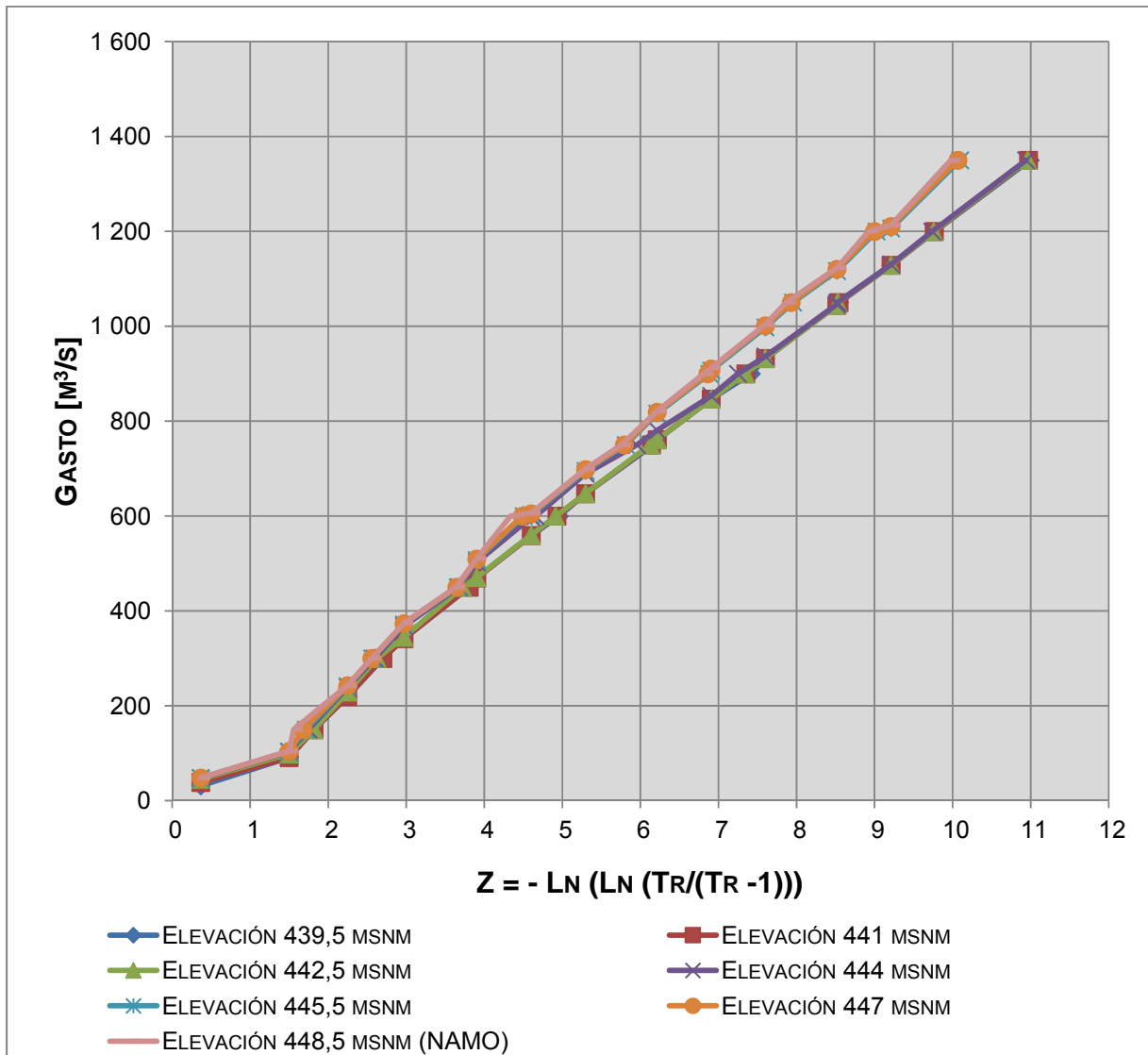


Figura 4.41. Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.

4.2.6. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA

Al considerar las probabilidades de excedencias obtenidas para cada gasto de descarga con la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada elevación inicial (P_{Elev}), se determinó la probabilidad de excedencia conjunta (P_T), Ec 4.5.

Para ello, se realizó, para cada gasto entre 150 y 1 350 m³/s la suma del producto de la probabilidad asociada a cada nivel inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia del gasto correspondiente ($P_{Q/elev}$).

Del análisis realizado, se elaboró la Tabla 4.38 y Fig 4.42 en donde se muestra la tendencia de la probabilidad de excedencia conjunta asociada a cada gasto máximo de descarga, comparada con la obtenida considerando el nivel inicial a la elevación del NAMO.

Tabla 4.38. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa La Boca.

Gasto m ³ /s	$P_Q P_{ELEV}$	$P_Q NAMO$
150	0,16838	0,19000
300	0,07213	0,07470
450	0,02488	0,02601
600	0,01032	0,01300
750	0,00274	0,00315
900	0,00089	0,00110
1 050	0,00029	0,00038
1 200	0,00010	0,00013
1 350	0,00003	0,00005

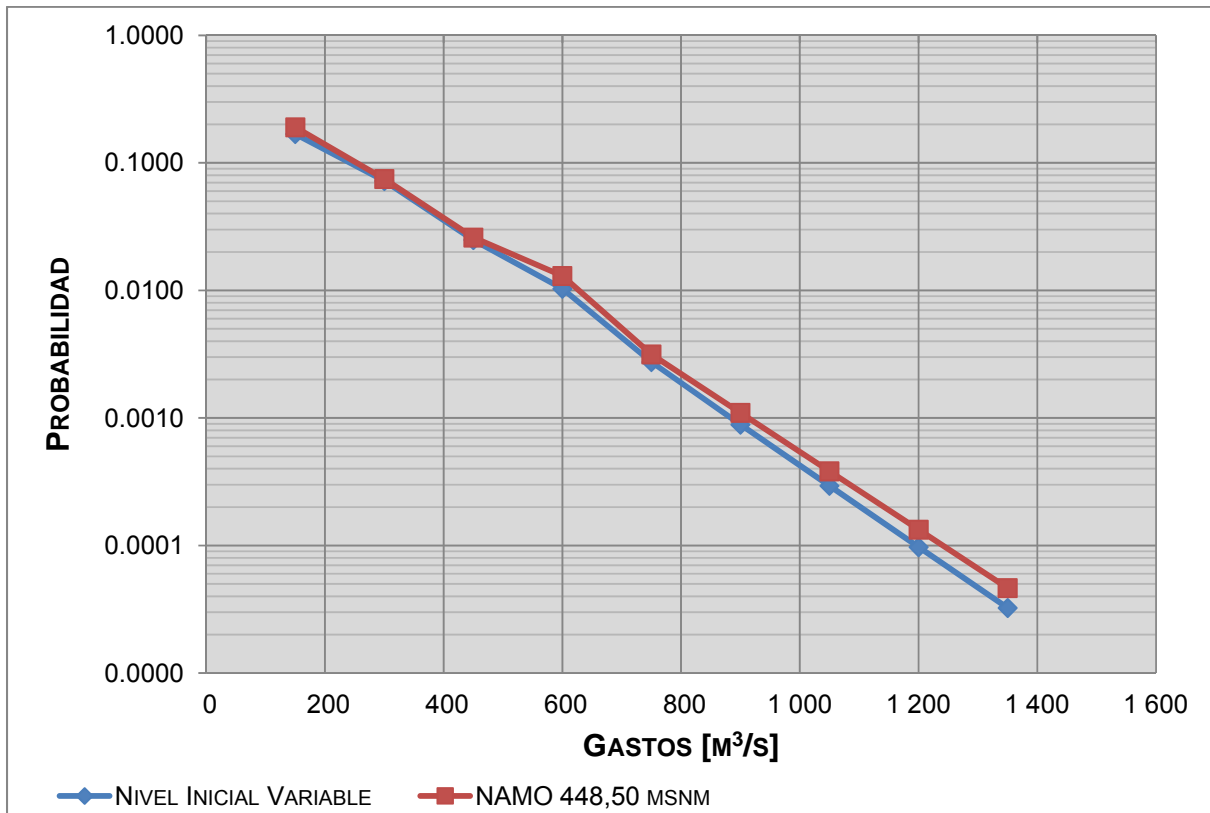


Figura 4.42. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa La Boca.

4.2.7. REVISIÓN DEL VERTEDOR

Para analizar la operación del vertedor ante la presencia avenidas ordinarias (Tr 100 años), extraordinarias (Tr 10 000 años) y la combinación de ambas (Tr 100 – 10 000 años), se supusieron tres elevaciones iniciales en el embalse, siendo estas comprendidas entre la elevación de la cresta del vertedor (441,44 msnm) y el NAMO (448,50 msnm), revisando así mismo la condición inicial al NAMO.

4.2.7.1. ELEVACIÓN INICIAL 448,50 MSNM (NAMO)

Partiendo del empleo propuesto bajo la metodología del OPOP, el cual define la obtención de una curva o nivel de operación para una avenida determinada, se realizó un proceso

iterativo de tránsitos de avenida, para los cuales se propusieron diversas políticas de operación con el fin de garantizar que la elevación final en el embalse de la simulación quede por debajo de la cota del NAME (449,20 msnm), como se puede apreciar en la Fig 4.43.

Como condición óptima de operación, se definió la política obtenida del tránsito de la avenida conjunta 100 – 10 000 años (Fig 4.46), garantizando la correcta operación del vertedor sin sobrepasar la elevación del NAME ante una avenida de 100 a 10 000 años de periodo de retorno asumiendo la elevación inicial establecida (Figs 4.44 y 4.45).

El procedimiento descrito, se realizó del mismo modo considerando como elevaciones iniciales en el embalse las cotas 441,44 443,38, 445,32 y 447,26 msnm

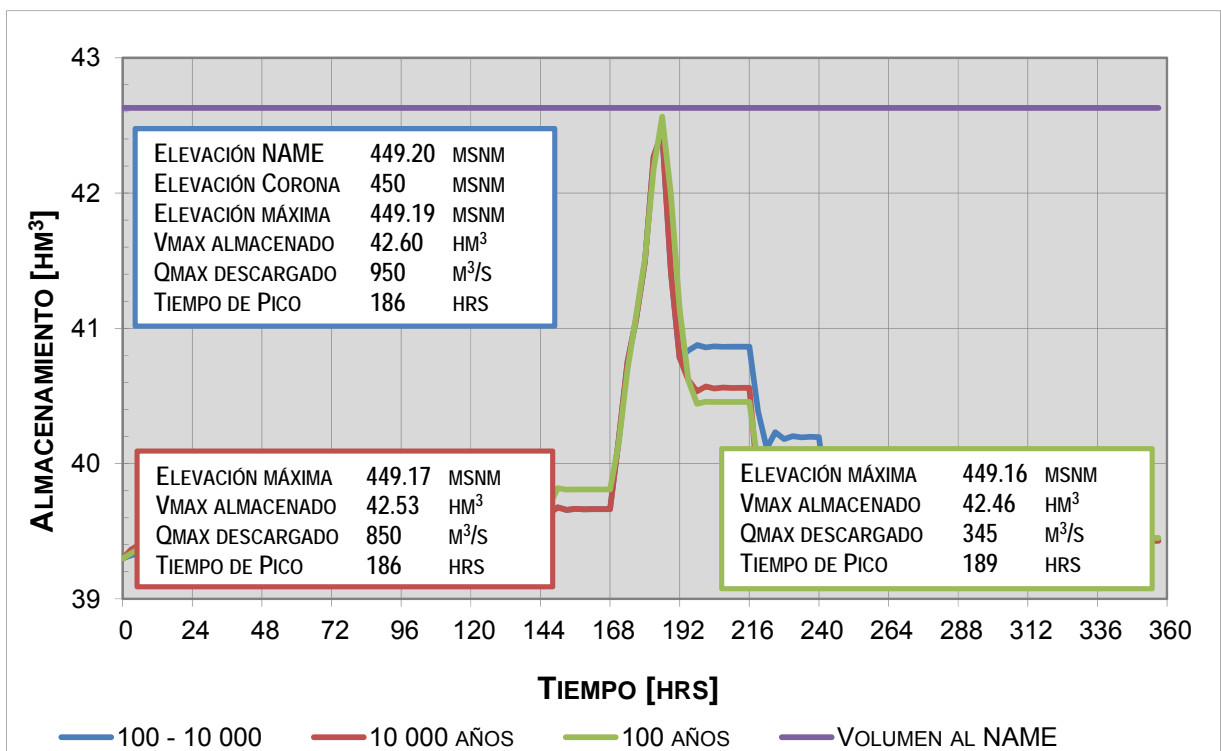


Figura 4.43. Almacenamientos máximos ante diversas avenidas (448,50 msnm NAMO).

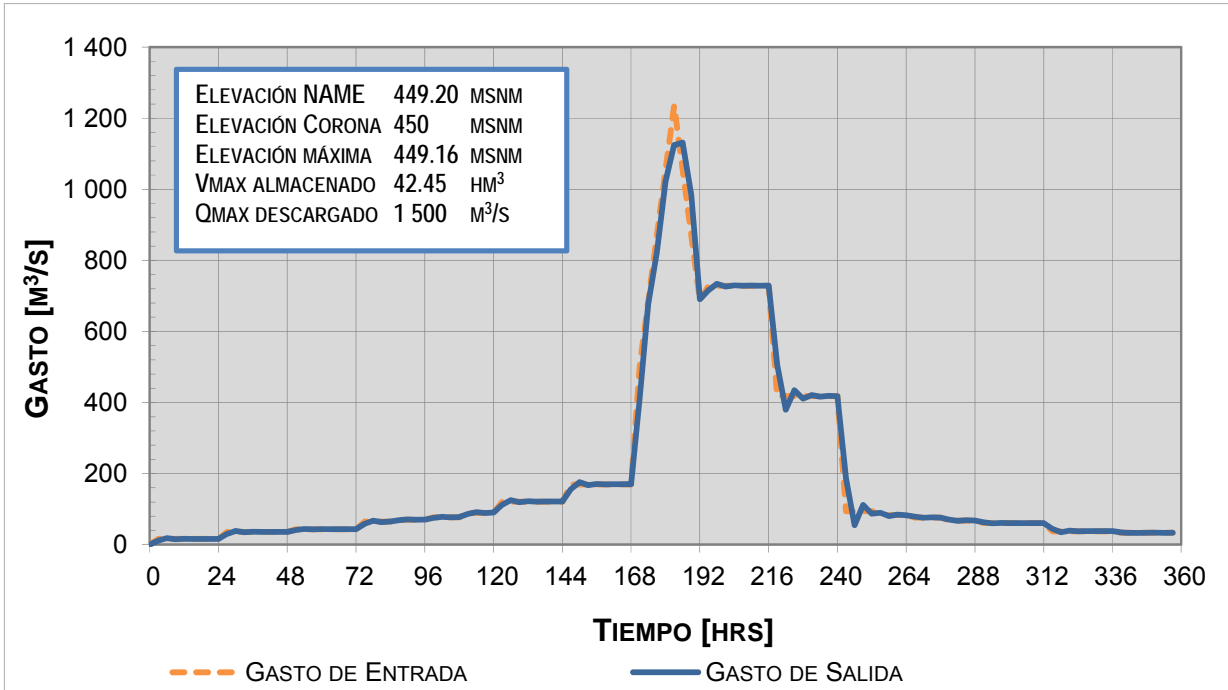


Figura 4.44. Tránsito de la avenida conjunta (448,50 msnm NAMO).

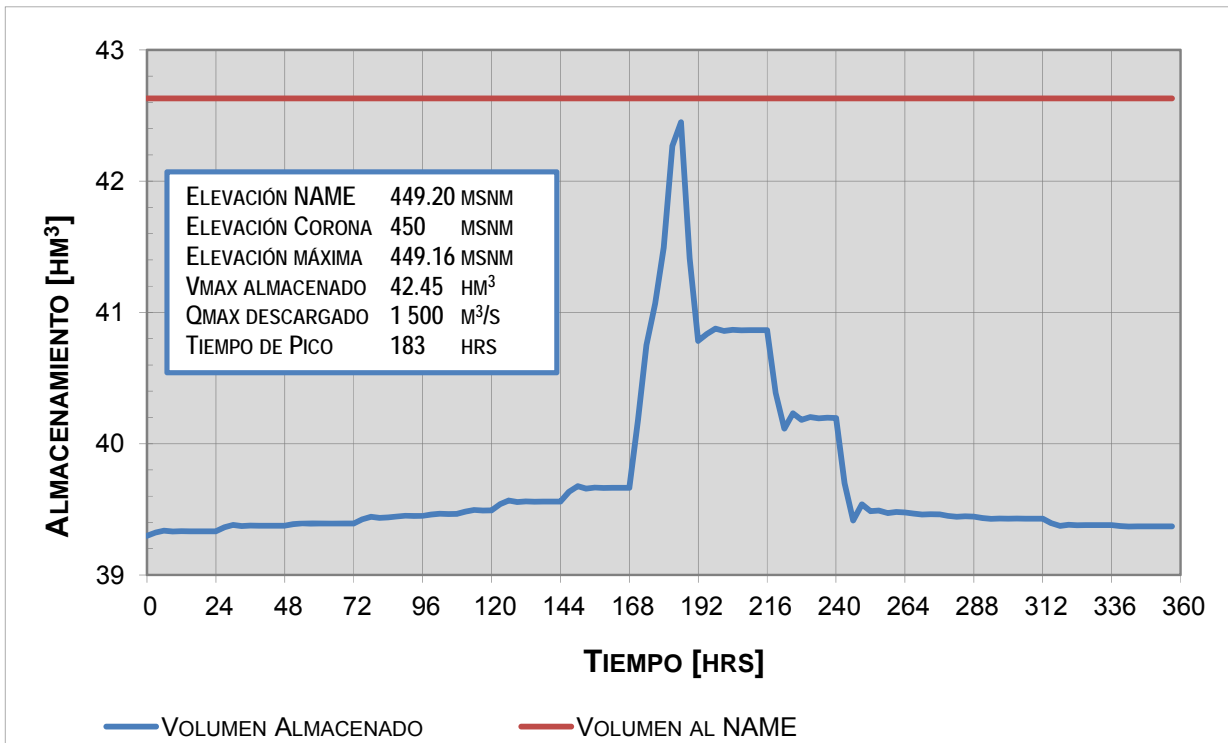


Figura 4.45. Almacenamiento máximo de la avenida conjunta (448,50 msnm NAMO).

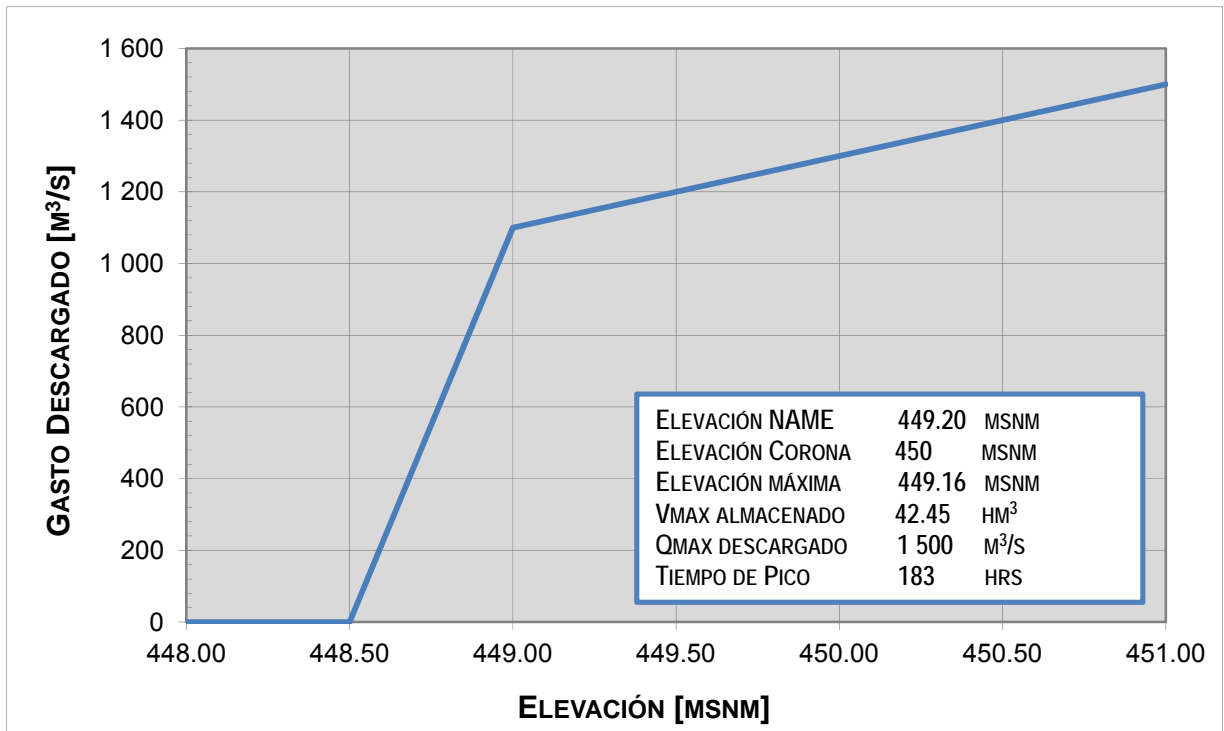


Figura 4.46. Política de Operación óptima (448,50 msnm NAMO).

4.2.7.2. RESUMEN GENERAL DE LAS POLÍTICAS DE OPERACIÓN ASOCIADAS A DIVERSOS NIVELES INICIALES

A continuación en la Tabla 4.39, se presenta el resumen general de los tránsitos de avenida considerando las políticas de operación óptimas asociadas a los diversos niveles iniciales estudiados.

Tabla 4.39. Tránsitos de avenida con política de operación óptima.

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (449,20 msnm)
años	msnm	m ³ /s	m ³ /s	hm ³	msnm	m
100		617	250	41,89	449,05	0,15
10 000	441,44	1 236	690	42,56	449,18	0,02
100 - 10 000		1 236	750	42,66	449,20	0,00
100		617	255	42,09	449,09	0,11
10 000	443,38	1 236	690	42,56	449,18	0,02
100 - 10 000		1 236	750	42,57	449,20	0,00
100		617	290	42,87	449,20	0,00
10 000	445,32	1 236	715	42,69	449,20	0,00
100 - 10 000		1 236	750	42,53	449,18	0,02
100		617	345	42,46	449,16	0,04
10 000	447,26	1 236	850	42,53	449,17	0,03
100 - 10 000		1 236	950	42,60	449,19	0,01
100		617	345	42,46	449,16	0,04
10 000	448,50	1 236	850	42,53	449,17	0,03
100 - 10 000		1 236	950	42,60	449,19	0,01

Al considerar la operación de las políticas definidas para cada condición inicial en el embalse, se garantiza la correcta operación de la obra de excedencias, así como la seguridad de las obras.

4.2.8. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE

Considerando los gastos de salida asociados a sus respectivas probabilidades de excedencia conjunta (Tabla 4.38), se procedió a simular el tránsito por el cauce, realizando el análisis en el área comprendida entre el vertedor de la presa La Boca hasta el embalse de la presa ubicada aguas abajo (El Cuchillo).

4.2.9. COSTOS POR AFECTACIÓN

Del mismo modo que en análisis de la Presa Cerro Prieto se empleó un costo por hectárea de afectación de alrededor de 90 900 pesos. En la Tabla 4.40 y Fig 4.47 se presentan los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

Tabla 4.40. Costo por área de afectación.

Q	Área	Nivel de Inicio Variable		P _f
			Costo	
m ³ /s	ha		Mill de pesos	1/Tr
150	0,00		0,00	0,1684
300	316,28		28,47	0,0721
450	515,08		46,36	0,0249
600	716,97		64,53	0,0103
750	849,10		76,42	0,0027
900	964,74		86,83	0,0009
1 050	1 053,93		94,85	0,0003
1 200	1 149,72		103,47	0,0001
1 350	1 235,50		111,19	0,0000

Q	Área	NAMO		P _f
			Costo	
m ³ /s	ha		Mill de pesos	1/Tr
150	0,00		0,00	0,1900
300	316,28		28,47	0,0747
450	515,08		46,36	0,0260
600	716,97		64,53	0,0130
750	849,10		76,42	0,0032
900	964,74		86,83	0,0011
1 050	1 053,93		94,85	0,0004
1 200	1 149,72		103,47	0,0001
1 350	1 235,50		111,19	0,0000

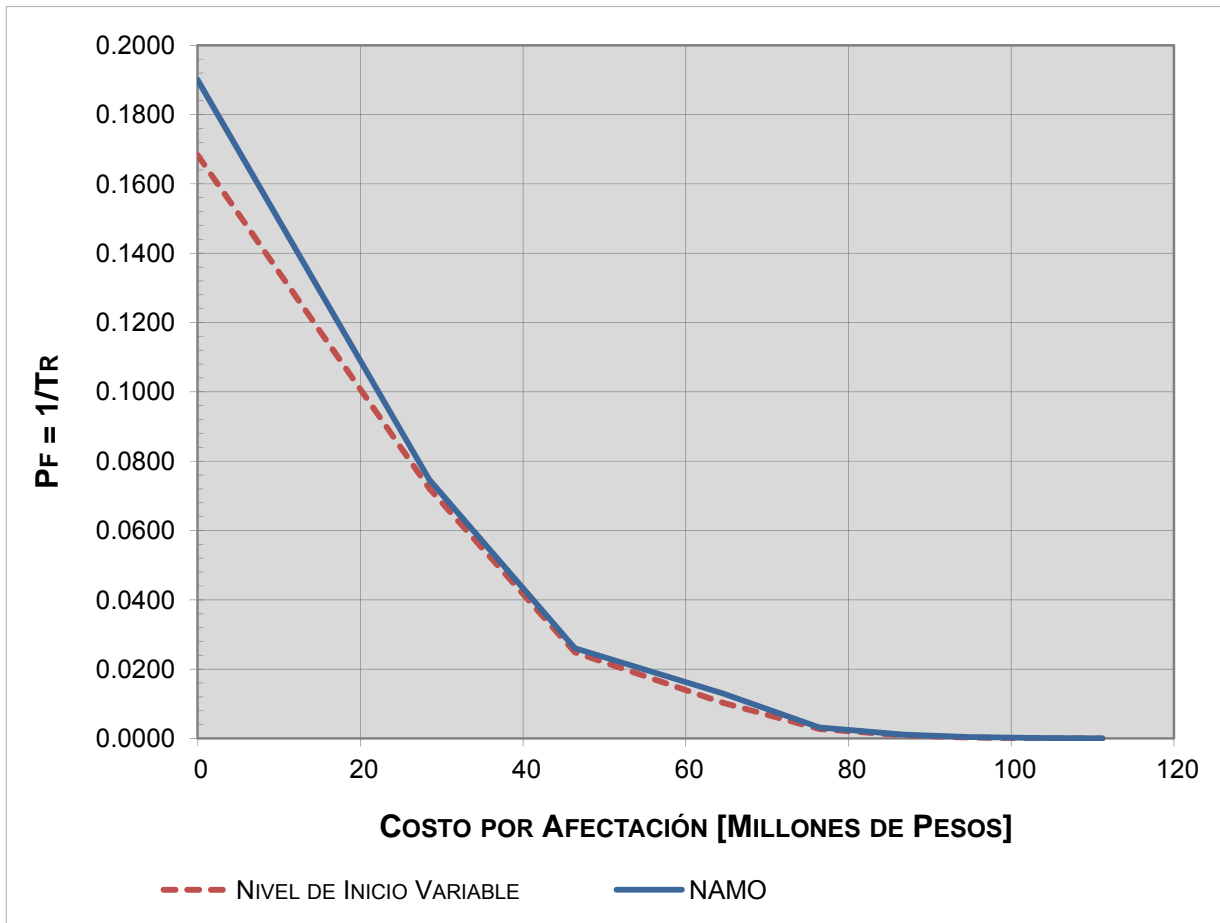


Figura 4.47. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 4.47, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 4.41.

Tabla 4.41. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	4,76
NAMO	5,20

4.2.10. CONCLUSIONES

El procedimiento propuesto, que considera los diversos niveles iniciales en el embalse, permite una estimación más precisa del riesgo de inundación aguas abajo de la presa, mientras que el procedimiento tradicional (considerando un nivel inicial a la cota del NAMO) sobrestima los costos del daño por inundación.

Para el caso de la presa en estudio, se tiene que la avenida de diseño original de la obra de excedencias corresponde a un gasto máximo de salida de 2 250 m³/s. Por otra parte, de la actualización hidrométrica realizada, se obtuvo un gasto máximo de entrada de 1 236 m³/s, siendo por 1 000 m³/s menor a la capacidad de descarga de la obra de excedencias. Al realizar la simulación del tránsito de la avenida por el embalse considerando como condición inicial la elevación del NAMO (448,50 msnm), se tiene que la elevación máxima en el embalse es la correspondiente a la cota 448,71 msnm, quedando 0,49 m por debajo del NAME (449,20 msnm), con lo cual se garantiza la seguridad integral de las obras.

La optimización realizada de la política de operación en embalse, permite preservar los niveles en la presa por encima del régimen medio histórico, incrementando el volumen útil en el embalse para ser empleado según las demandas comprometidas (riego, abastecimiento de agua potable y/o generación de energía eléctrica), sin superar la cota del NAMO.

Considerando la probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}) de los niveles en el embalse obtenida de la optimización de la política de operación, se revisó la seguridad del embalse ante cualquier evento extraordinario de excedencia ($P_{Q_{i/k}}$), de los gastos de descarga de la presa. Al acumular los productos de dichas probabilidades por las frecuencias relativas asociadas a cada nivel inicial, y tomando en cuenta los daños correspondientes a cada gasto de descarga, se obtuvo la curva de riesgo y el daño esperado, los cuales se comparan con los que se obtienen con la metodología tradicional que considera que el nivel inicial al ingresar las avenidas de diseño es el NAMO

Como se puede apreciar en la Fig 4.47 y en la Tabla 4.41, el costo total de riesgo obtenido considerando un nivel inicial a la cota del NAMO (lo cual no es una condición real) sobrestima los costos, a diferencia del planteamiento propuesto, en donde se involucran diversos niveles iniciales en el embalse y las probabilidades correspondientes.

Por otra parte, de la revisión de la operación del vertedor, se definieron diversas políticas de operación, garantizando la operación óptima del vertedor ante cualquier avenida extraordinaria, sin que la elevación en el embalse llegase a sobrepasar el NAME.

4.3. PRESA EL CUCHILLO

4.3.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES

Se llevó a cabo la actualización de las avenidas de la Presa El Cuchillo partiendo de los registros medios diarios del año 1995 a 2009, sin considerar los años 1996 y 1997 debido a que sus datos son incompletos.

Tabla 4.42. Gastos medios mensuales. Presa El Cuchillo.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1995	1,60	0,51	0,21	0,10	1,60	1,64	1,25	108,54	45,93	7,59	3,61	2,22
1998	1,51	0,60	0,80	0,13	0,01	1,05	0,02	1,25	43,60	21,94	1,31	0,07
1999	1,99	0,28	0,65	1,29	1,86	9,16	15,61	14,37	8,83	9,68	1,77	1,09
2000	0,94	0,68	0,19	0,47	1,87	3,44	0,34	0,14	7,64	65,75	8,72	5,27
2001	3,15	2,23	0,97	0,69	3,65	2,74	1,63	1,83	138,53	39,44	37,02	12,64
2002	6,42	2,30	0,96	0,98	0,37	1,19	13,92	1,25	128,46	54,33	92,02	22,19
2003	23,82	15,21	10,46	3,89	8,25	17,24	16,42	20,53	215,27	177,86	47,26	15,00
2004	18,80	11,45	29,60	65,07	40,21	12,82	10,80	9,80	151,08	53,19	18,77	10,73
2005	7,86	11,04	14,38	4,87	14,33	2,39	105,11	39,91	38,11	122,15	40,31	17,79
2006	15,42	8,57	5,18	2,86	6,36	3,60	4,93	2,91	40,64	19,77	11,76	11,99
2007	10,86	10,75	3,77	6,38	13,30	12,20	37,89	20,65	38,84	12,08	6,41	4,05
2008	5,96	2,45	0,71	1,18	1,41	0,47	10,06	18,46	409,05	71,66	29,43	15,88
2009	10,30	6,03	3,13	0,89	3,69	1,05	0,60	2,99	43,96	24,43	13,48	18,12
Media	8,36	5,55	5,46	6,83	7,45	5,31	16,81	18,67	100,76	52,30	23,99	10,54
Max	23,82	15,21	29,60	65,07	40,21	17,24	105,11	108,54	409,05	177,86	92,02	22,19
Min	0,94	0,28	0,19	0,10	0,01	0,47	0,02	0,14	7,64	7,59	1,31	0,07
Mediana	6,42	2,45	0,97	1,18	3,65	2,74	10,06	9,80	43,96	39,44	13,48	11,99
Desv. Est	7,26	5,22	8,46	17,61	10,89	5,57	28,52	29,38	112,13	49,63	25,64	7,29
Coef. Var.	0,87	0,94	1,55	2,58	1,46	1,05	1,70	1,57	1,11	0,95	1,07	0,69

4.3.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS

Se realizó un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios máximos diarios anuales seleccionando la función Doble Gumbel como la de mejor ajuste con una $p = 0,80$. En la Fig 4.48 se presenta la construcción de las curvas gastos – duración – periodo de retorno.

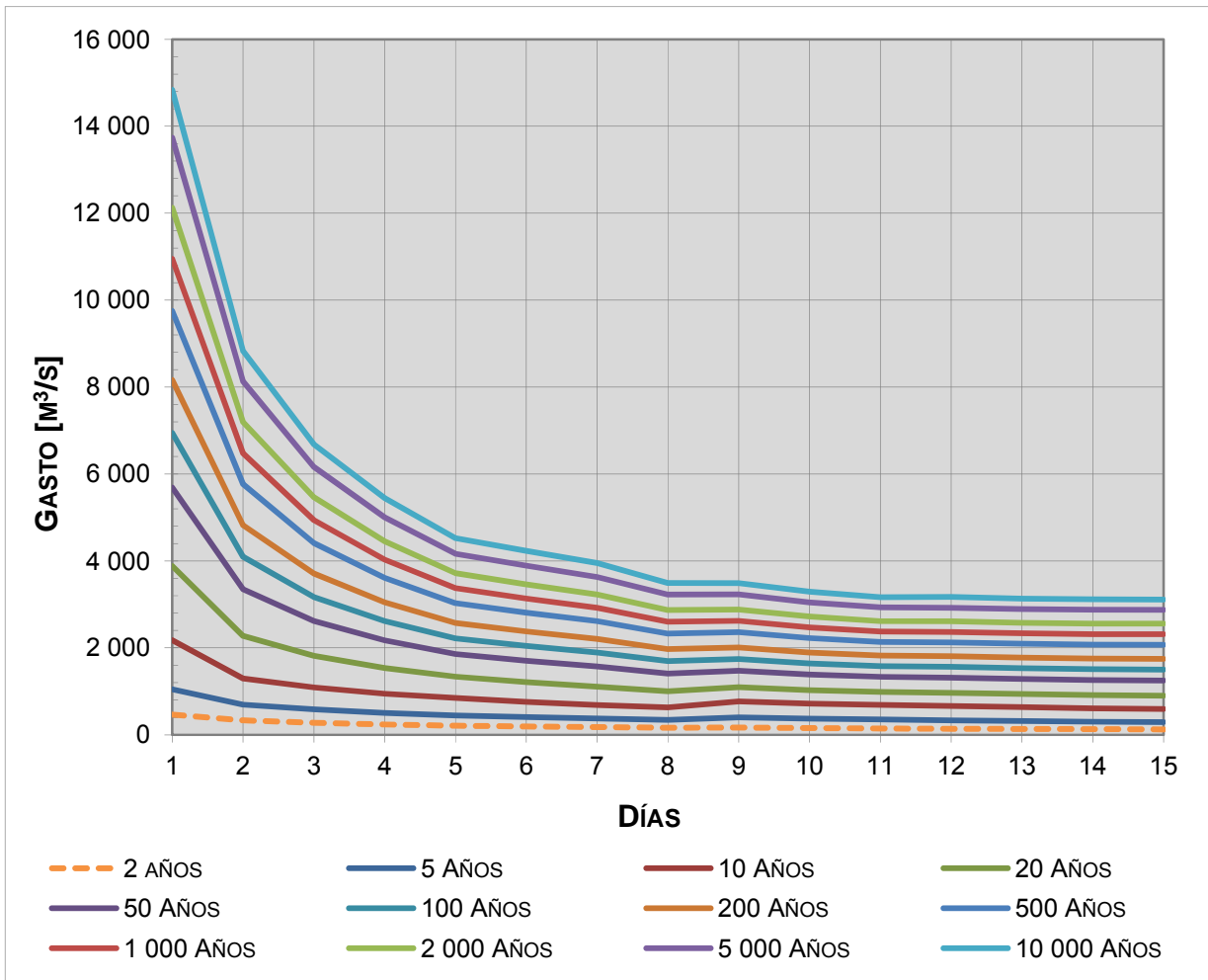


Figura 4.48. Curva de gastos-duración-periodo de retorno. Presa El Cuchillo.

A partir de esos resultados se convirtieron las avenidas sintéticas en reales, determinando la forma de la avenida mediante el método de alternar bloques. Los resultados obtenidos para las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno se aprecian en la Tabla 4.43 y de manera gráfica en la Fig 4.49.

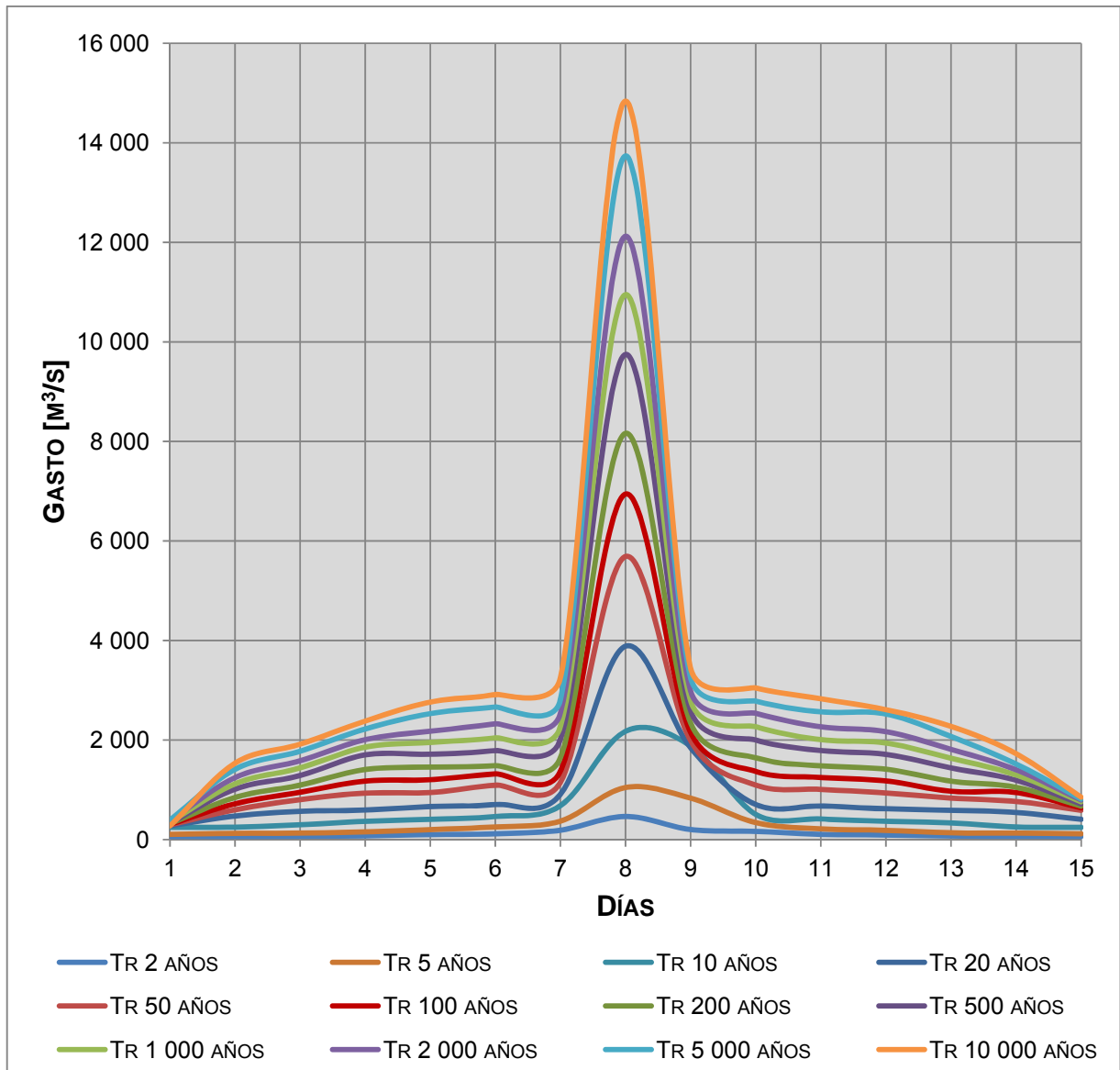


Figura 4.49. Avenidas de diseño. Presa El Cuchillo.

Tabla 4.43. Gastos individuales para distintos eventos de diseño. Presa El Cuchillo.

Tr	2	5	10	20	50	100	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
1	62	105	247	277	294	308	318	330	351	379	395	275
2	63	126	251	474	600	720	848	1 014	1 121	1 247	1 413	1 536
3	67	132	298	569	803	952	1 096	1 287	1 440	1 585	1 775	1 917
4	76	154	368	594	934	1 176	1 409	1 702	1 858	2 009	2 223	2 382
5	101	203	408	665	947	1 204	1 457	1 715	1 952	2 178	2 531	2 764
6	117	254	465	706	1 095	1 321	1 487	1 790	2 045	2 327	2 665	2 916
7	190	372	682	910	1 152	1 376	1 647	2 010	2 270	2 540	2 806	3 250
8	465	1 047	2 177	3 886	5 689	6 943	8 162	9 748	10 949	12 122	13 736	14 836
9	203	834	1 879	1 844	1 986	2 151	2 338	2 589	2 788	2 986	3 249	3 444
10	166	342	507	706	1 097	1 371	1 646	2 002	2 269	2 538	2 782	3 046
11	106	216	415	676	1 009	1 250	1 483	1 790	2 009	2 266	2 566	2 830
12	92	187	369	621	938	1 180	1 415	1 713	1 941	2 170	2 525	2 611
13	72	137	336	590	835	971	1 174	1 441	1 636	1 814	2 071	2 275
14	66	131	254	546	767	947	1 053	1 194	1 300	1 405	1 519	1 727
15	63	118	247	409	590	637	672	717	759	795	816	853

4.3.3. OPERACIÓN ÓPTIMA

Considerando la época de avenidas y de estiaje, así como el volumen medio anual, se definieron seis grupos, los cuales están conformados por los meses del año como se presenta la Tabla 4.44.

Tabla 4.44. Matriz de grupos. Presa El Cuchillo.

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1995	6.32	11.88	290.72	119.04	20.33	15.29
1997			1.30	3.94	7.55	22.71
1998	7.96	2.78	3.36	113.00	58.75	3.58
1999	7.73	70.52	38.50	22.90	25.92	7.53
2000	5.93	14.85	0.37	19.80	176.11	36.72
2001	18.21	21.25	4.90	359.06	105.62	129.81
2002	27.86	41.33	3.34	332.96	145.53	297.94
2003	138.69	110.76	54.99	557.98	476.37	162.66
2004	326.99	169.84	26.26	391.59	142.47	77.39
2005	98.92	326.11	106.90	98.78	327.18	152.14
2006	83.31	39.57	7.81	105.35	52.95	62.59
2007	81.73	168.72	55.31	100.68	32.36	27.47
2008	27.04	31.93	49.45	1 060.26	191.95	118.80
2009	52.86	14.23	8.02	113.94	65.44	83.46
Media	65.87	78.75	46.51	242.81	130.61	85.58
Mediana	33.26	39.57	17.14	113.47	85.53	69.99
Desv. Est.	85.55	93.80	76.72	287.58	132.54	81.62
Coef Var.	0.77	0.84	0.61	0.84	0.99	1.05
Mínimo	5.93	2.78	0.37	3.94	7.55	3.58
Máximo	326.99	326.11	290.72	1 060.26	476.37	297.94

Grupo	Meses
1	Enero + Febrero + Marzo + Abril
2	Mayo + Junio + Julio
3	Agosto
4	Septiembre
5	Octubre
6	Noviembre + Diciembre

Tomando en cuenta el volumen útil de la presa (1 123,00 hm³), se determinó repartir el volumen útil, en 50 estados compuestos por 22,46 hm³ cada uno de ellos.

A continuación en la Tabla 4.45 se presentan las frecuencias relativas suavizadas de cada uno de los grupos.

Tabla 4.45. Frecuencias Relativas. Presa El Cuchillo.

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
0,00 - 22,46	0,0870	0,0855	0,2786	0,0379	0,0199	0,0495
22,47 - 44,92	0,1304	0,2222	0,1493	0,1136	0,0397	0,1386
44,93 - 67,38	0,2174	0,1538	0,0995	0,0758	0,1787	0,1188
67,39 - 89,84	0,2000	0,1026	0,0597	0,0500	0,1390	0,0891
89,85 - 112,30	0,1000	0,0855	0,0597	0,0379	0,1191	0,0891
112,31 - 134,76	0,0700	0,0427	0,0597	0,0417	0,0993	0,0594
134,77 - 157,22	0,0600	0,0342	0,0398	0,0417	0,0993	0,0594
157,23 - 179,68	0,0500	0,0342	0,0398	0,0500	0,0596	0,0495
179,69 - 202,14	0,0400	0,0342	0,0398	0,0583	0,0397	0,0495
202,15 - 224,60	0,0300	0,0256	0,0398	0,0758	0,0397	0,0495
224,61 - 247,06	0,0200	0,0256	0,0199	0,0583	0,0397	0,0495
247,07 - 269,52		0,0256	0,0199	0,0500	0,0397	0,0495
269,53 - 291,98		0,0256	0,0199	0,0379	0,0199	0,0495
291,99 - 314,44		0,0171	0,0199	0,0333	0,0199	0,0248
314,45 - 336,90		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
336,91 - 359,36		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
359,37 - 381,82		0,0171	0,0100	0,0167	0,0050	0,0248
381,83 - 404,28		0,0085	0,0100	0,0167	0,0050	
404,29 - 426,74		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
426,75 - 449,20		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
449,21 - 471,66		0,0085	0,0050	0,0083	0,0025	
471,67 - 494,12				0,0083	0,0025	
494,13 - 516,58				0,0083	0,0025	
516,59 - 539,04				0,0083		
539,05 - 561,50				0,0083		
561,51 - 583,96				0,0083		
583,97 - 606,42				0,0083		
606,43 - 628,88				0,0083		
628,89 - 651,34				0,0083		
651,35 - 673,80				0,0083		
673,81 - 696,26				0,0042		
696,27 - 718,72				0,0042		
718,73 - 741,18				0,0042		
741,19 - 763,64				0,0042		
763,65 - 786,10				0,0042		
786,11 - 808,56				0,0042		
808,57 - 831,02				0,0042		
831,03 - 853,48				0,0042		
853,49 - 875,94				0,0042		
875,95 - 898,40				0,0042		

Tabla 4.45. Frecuencias Relativas. Presa El Cuchillo. (Continuación...)

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
Suma	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Mínimo	0,0200	0,0085	0,0050	0,0042	0,0025	0,0248
Media	0,0913	0,0476	0,0476	0,0251	0,0435	0,0588
Máximo	0,2174	0,2222	0,2786	0,1136	0,1787	0,1386

Con los resultados obtenidos de las frecuencias relativas suavizadas, se desarrolló la simulación de la operación del embalse. El resumen anual de la simulación de la política de operación óptima se presenta en las Tablas 4.46, 4.47 y Fig 4.50

Tabla 4.46. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.
Resumen Anual. Presa El Cuchillo.

Año	Derrame hm ³	Déficit hm ³	Ingreso Histórico hm ³	Extracción Total hm ³	Almacen. Promedio hm ³	Elevación Promedio msnm	Energía Total GWh
1995	0,00	0,00	463,83	626,10	849,66	160,04	28,93
1998	0,00	0,00	375,59	526,50	754,93	159,08	23,03
1999	0,00	0,00	146,99	467,60	571,47	157,05	18,22
2000	0,00	0,00	453,27	359,10	525,51	156,49	13,02
2001	0,00	0,00	638,48	447,70	578,32	157,14	17,09
2002	0,00	0,00	823,72	698,70	801,11	159,55	31,00
2003	416,74	0,00	1 490,81	1 267,10	972,36	161,10	40,76
2004	82,27	0,00	1 139,78	1 139,80	1 015,17	161,47	51,16
2005	287,74	0,00	1 112,78	1 133,60	989,32	161,25	41,09
2006	0,00	0,00	349,26	688,30	877,42	160,28	31,77
2007	0,00	0,00	450,84	508,60	635,92	157,85	20,46
2008	493,59	0,00	1 458,05	1 040,40	732,72	158,86	23,30
2009	0,00	0,00	338,47	718,40	878,94	160,30	33,32
Promedio	98,49	0,00	710,91	740,15	783,30	159,27	28,71
Suma	1 280,34	0,00	9 241,87	9 621,90	-	-	373,15

Tabla 4.47. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Quincenal. Presa El Cuchillo.

Quincena	Mes	Elevación Promedio	Almacen. Promedio	Energía Total
		msnm	hm ³	GWh
1Q	ENE	159,75	826,45	1,43
2Q		159,57	805,92	1,39
1Q	FEB	159,38	785,95	1,26
2Q		159,19	765,27	1,17
1Q	MAR	159,01	749,38	1,00
2Q		158,88	736,89	0,90
1Q	ABR	158,76	726,76	0,86
2Q		158,66	717,96	0,74
1Q	MAY	158,60	716,14	0,57
2Q		158,57	712,21	0,56
1Q	JUN	158,52	705,86	0,53
2Q		158,47	702,30	0,53
1Q	JUL	158,42	696,25	0,51
2Q		158,48	717,66	0,48
1Q	AGO	158,57	717,75	1,05
2Q		158,62	730,67	1,09
1Q	SEP	158,98	789,78	1,80
2Q		159,62	861,52	1,95
1Q	OCT	160,33	910,30	2,09
2Q		160,43	906,96	2,12
1Q	NOV	160,43	908,92	1,49
2Q		160,38	893,89	1,67
1Q	DIC	160,19	869,65	1,77
2Q		159,96	844,64	1,75
Suma		-	-	28,71
Promedio		159,22	781,42	-

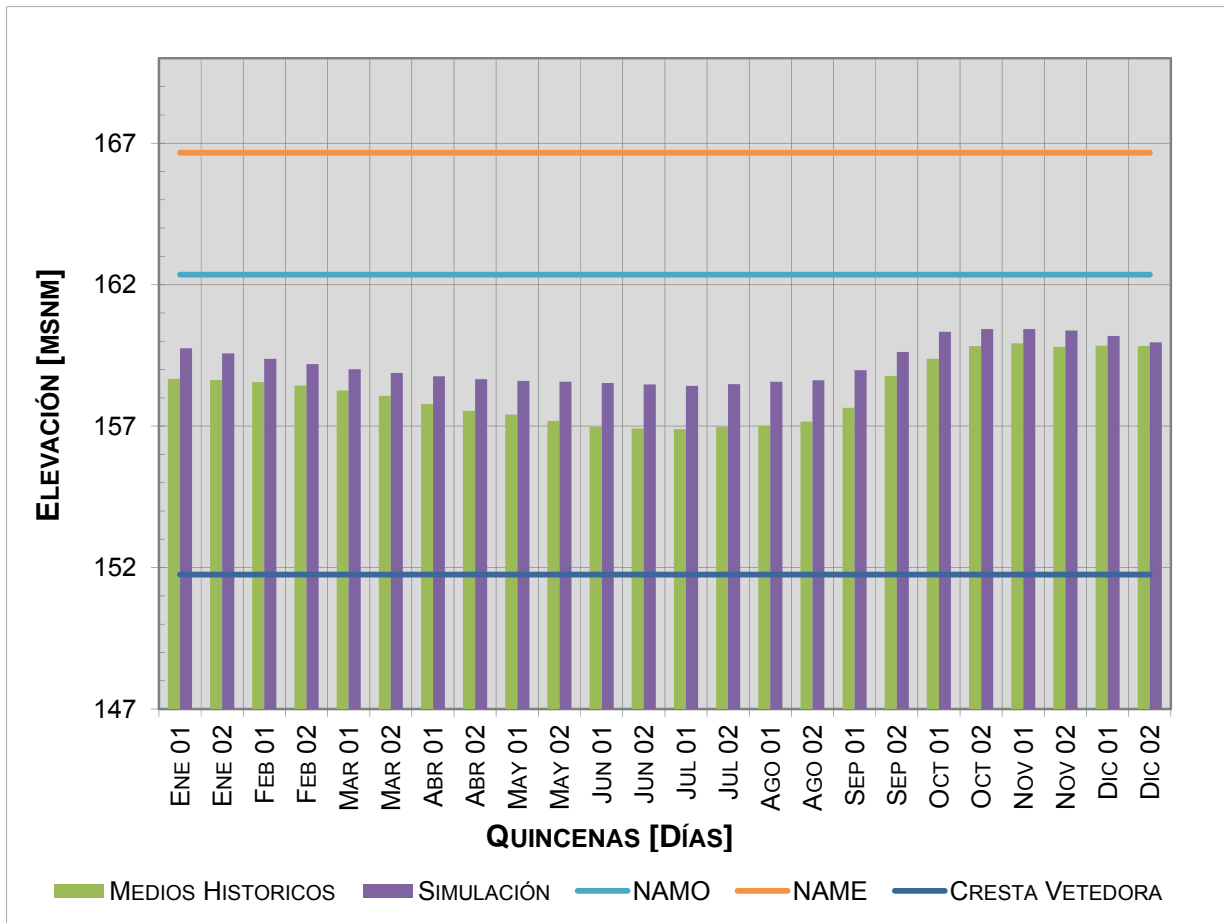


Figura 4.50. Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa El Cuchillo.

De los resultados obtenidos, se elaboró el histograma de frecuencias relativas de las elevaciones para los meses comprendidos de agosto a noviembre (considerándolos como el periodo de avenidas). Como resultado se conforma la Fig 4.51, la cual presenta dichas frecuencias relativas para intervalos de clase de 2,0 m.

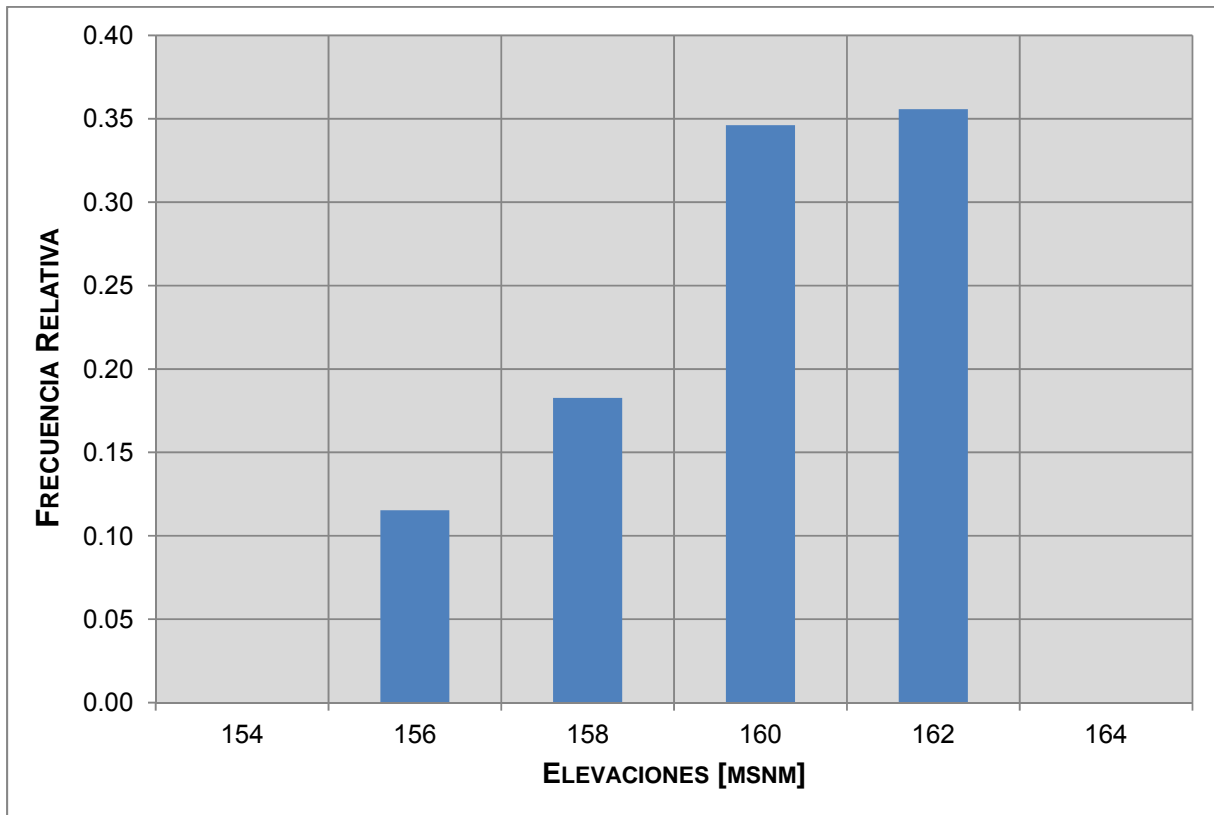


Figura 4.51. Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa El Cuchillo.

4.3.4. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Se llevó a cabo la simulación del tránsito de avenidas de diversos escenarios de operación de la presa, para ello se empleó la Curva Elevaciones – Capacidades presentada en la Fig 4.52, y la Curva Elevaciones – Gastos del vertedor (Fig 4.53).

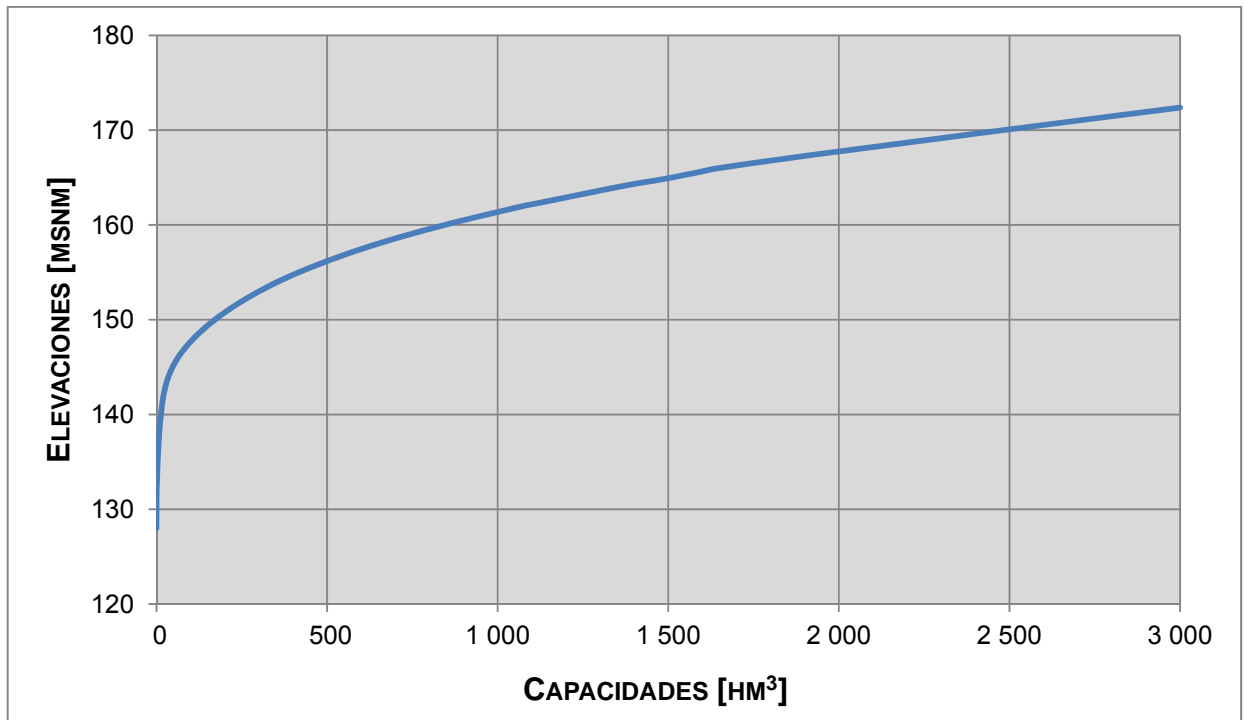


Figura 4.52. Curva Elevaciones – Capacidades. Presa El Cuchillo.

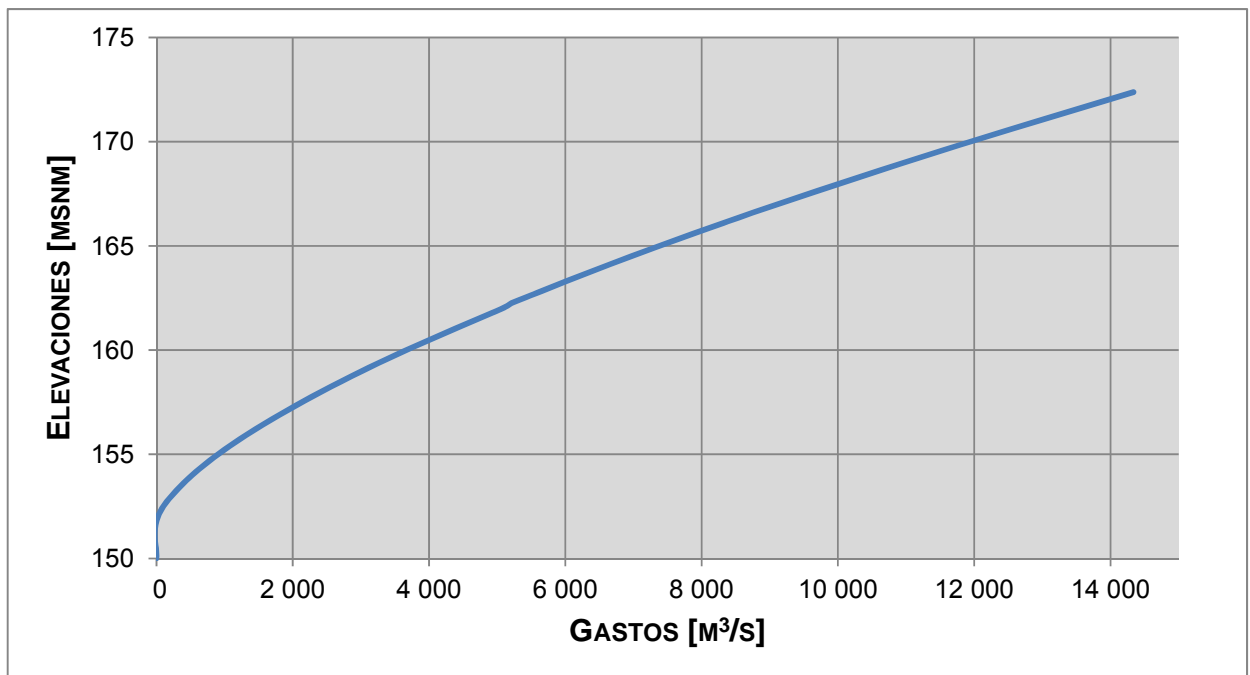


Figura 4.53. Curva Elevaciones – Gastos. Presa El Cuchillo.

Para el análisis de los tránsitos de avenidas, se consideraron dos escenarios posibles

1. Partiendo como nivel inicial la cota de la cresta del NAMO (162,35 msnm)
2. Tomando como elevaciones iniciales las correspondientes a los cuatro niveles más frecuentes obtenidos de la simulación analítica del embalse.

4.3.4.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 162,35 MSNM

Se realizaron las simulaciones correspondientes al tránsito de avenidas; a continuación se presentan los resultados de la simulación realizada para el caso de la avenida 10 000 años de periodo de retorno (Figuras 4.54 y 4.55).

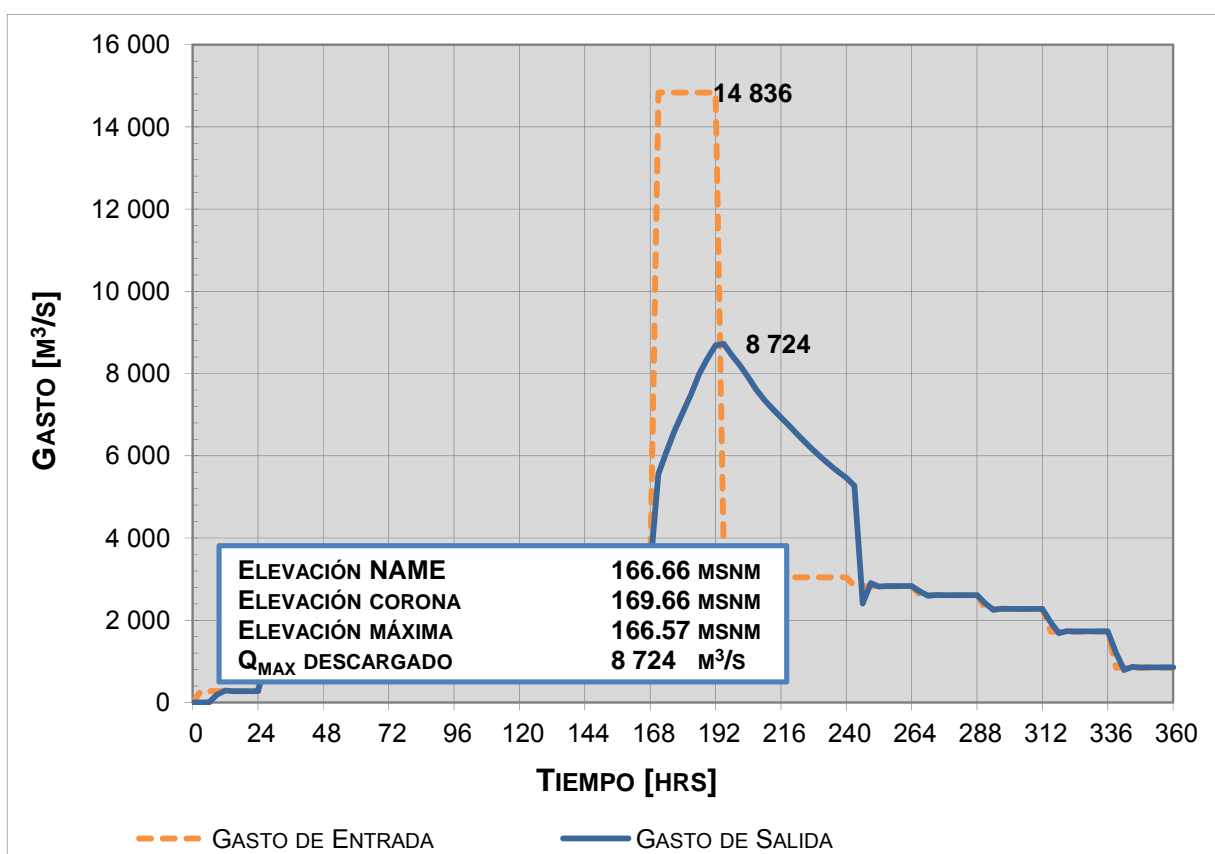


Figura 4.54. Tránsito de la Avenida de la Presa El Cuchillo.
Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

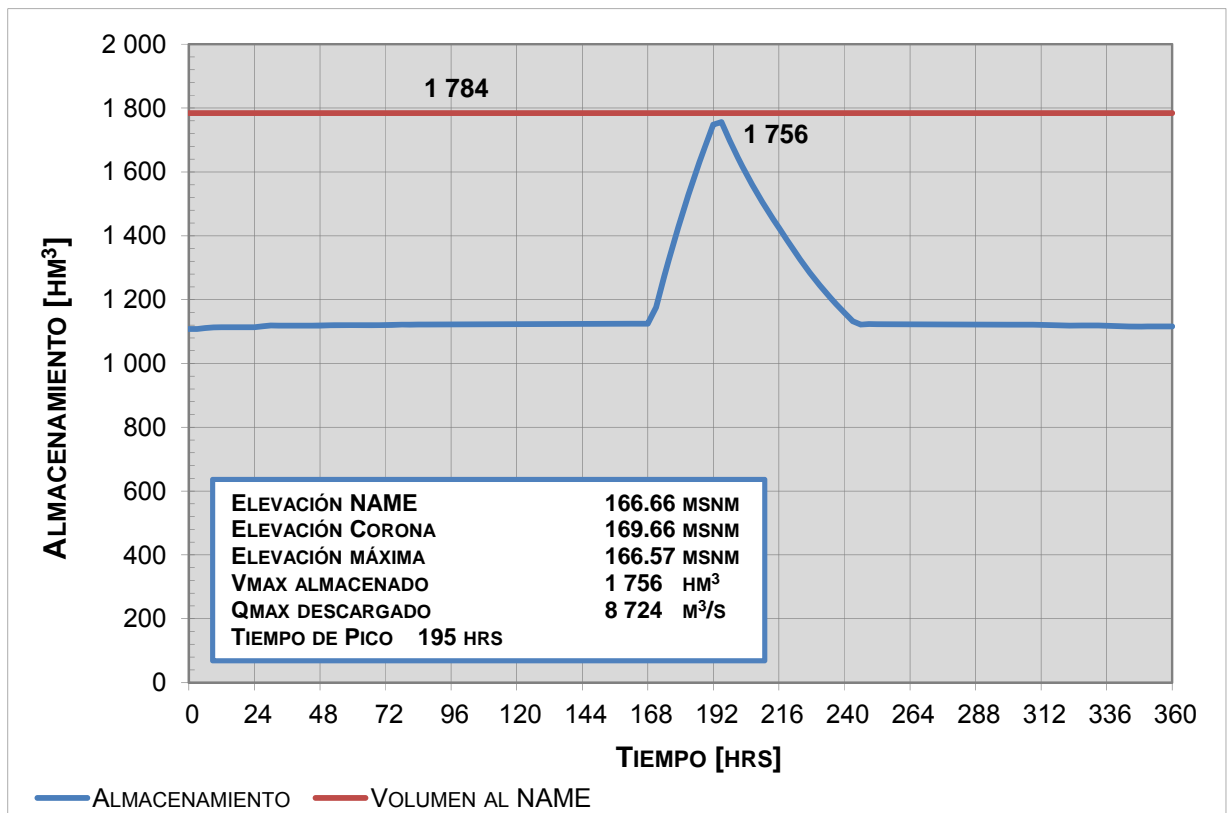


Figura 4.55. Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa El Cuchillo. Elevación inicial $h = 162,35$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

De las Fig 4.55 se puede apreciar que para avenidas con periodos de retorno de 10 000 años no se alcanzaría el NAME de la presa; la máxima elevación alcanzada sería de 166,57 msnm por lo que el nivel alcanzado quedaría 0,09 m por debajo del NAME (166,66 msnm).

El análisis descrito se realizó del mismo modo para cada una de las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno, cuyos resultados se presentan en la Tabla 4.48. En la Fig 4.56 se grafican los diversos periodos de retorno (años) con respecto a las elevaciones máximas alcanzadas en el embalse, para mostrar la tendencia de los resultados.

Tabla 4.48. Resumen del tránsito de avenidas. Presa El Cuchillo.

Condición	Gasto Máximo de Entrada	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de Salida	Volumen Máximo	Nivel máximo en el embalse
Tr (Años)	m ³ /s	m	m ³ /s	hm ³	m
2	465,25	162,35	497,83	1 126,46	162,35
5	1 047,02	162,35	1 126,83	1 127,26	162,36
10	2 176,78	162,35	2 353,41	1 128,81	162,37
20	3 885,76	162,35	4 236,84	1 131,20	162,39
50	5 688,69	162,35	5 454,17	1 156,76	162,58
100	6 943,35	162,35	5 894,00	1 235,10	163,14
200	8 162,49	162,35	6 340,43	1 314,62	163,72
500	9 748,29	162,35	6 899,69	1 418,27	164,42
1 000	10 949,10	162,35	7 309,02	1 497,29	164,91
2 000	12 122,41	162,35	7 773,08	1 574,41	165,46
5 000	13 735,71	162,35	8 364,95	1 680,56	166,15
10 000	14 835,69	162,35	8 723,75	1 756,21	166,57

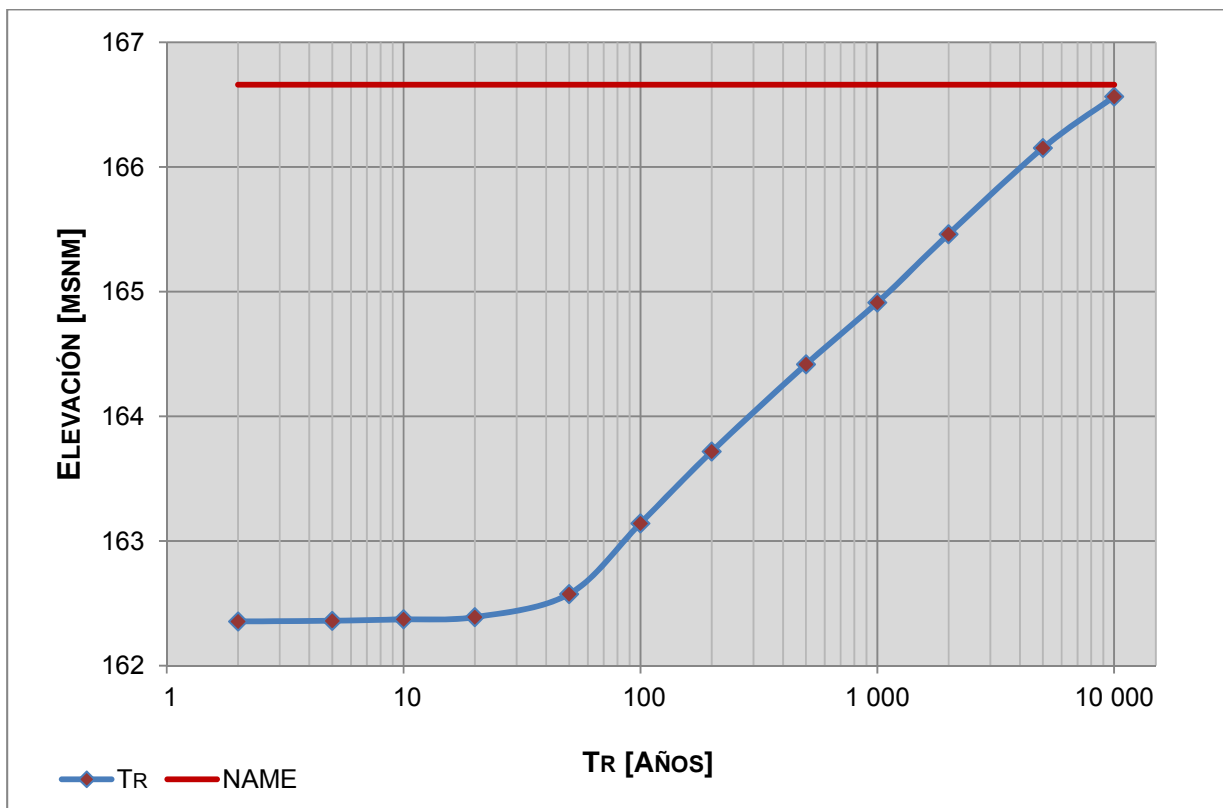


Figura 4.56. Curva Tr - Elevaciones. Presa El Cuchillo.

4.3.4.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE

Se realizó la simulación del tránsito de avenidas para de diversos niveles iniciales en el embalse, para ello se empleó el histograma de niveles (Fig 4.51). De dicho histograma se obtuvieron como resultado cuatro niveles más frecuentes en el embalse, cuyas frecuencias se presentan en la Tabla 4.49.

Tabla 4.49. Frecuencias absolutas - relativas. Presa El Cuchillo.

Intervalos @ 2,0 m		Frecuencias Absolutas	Frecuencias Relativas
154,0	156,0	12,00	0,115
156,0	158,0	19,00	0,183
158,0	160,0	36,00	0,346
160,0	162,0	37,00	0,356
Suma		104	1

4.3.4.2.1. NIVEL INICIAL 156 MSNM

Se realizaron las simulaciones del tránsito de las avenidas para los periodos de retorno desde 2 hasta 10 000 años, determinando su gasto máximo de descarga, volumen máximo en el embalse, así como la elevación máxima alcanzada, para definir una probabilidad de excedencia de los gastos máximos de descarga considerando valores de 1 000 a 8 000 m³/s, se realizó una interpolación entre los resultados obtenidos, asignándoles su correspondiente periodo de retorno como se muestra en la Fig 4.57.

El procedimiento descrito, se realizó del mismo modo considerando como elevaciones iniciales en el embalse las cotas 158, 160, 162 y 162,35 msnm (NAMO).

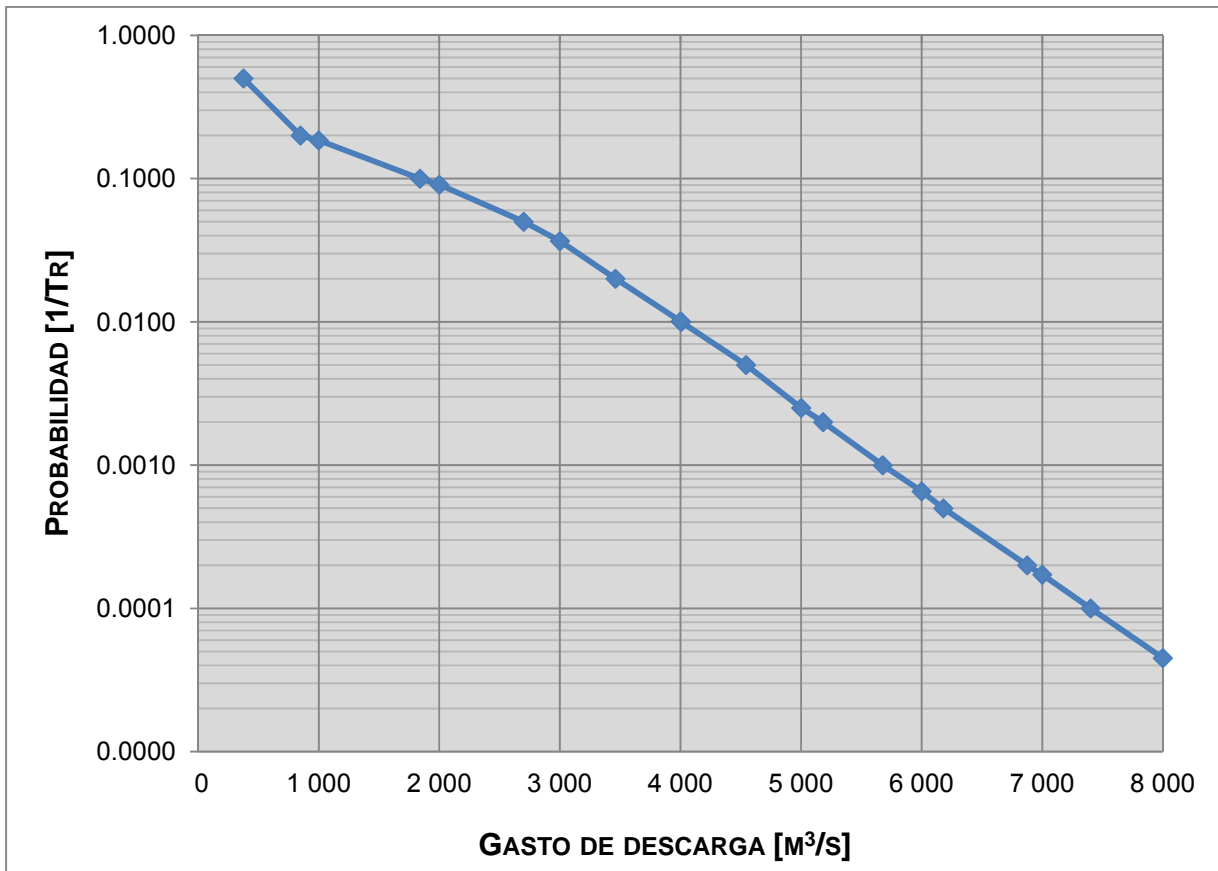


Figura 4.57. Curva Q_{des} Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 156 msnm.

4.3.4.2.2. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES

A continuación en la Fig 4.58, se presenta el análisis grafico de los gastos asociados a los diversos niveles iniciales estudiados.

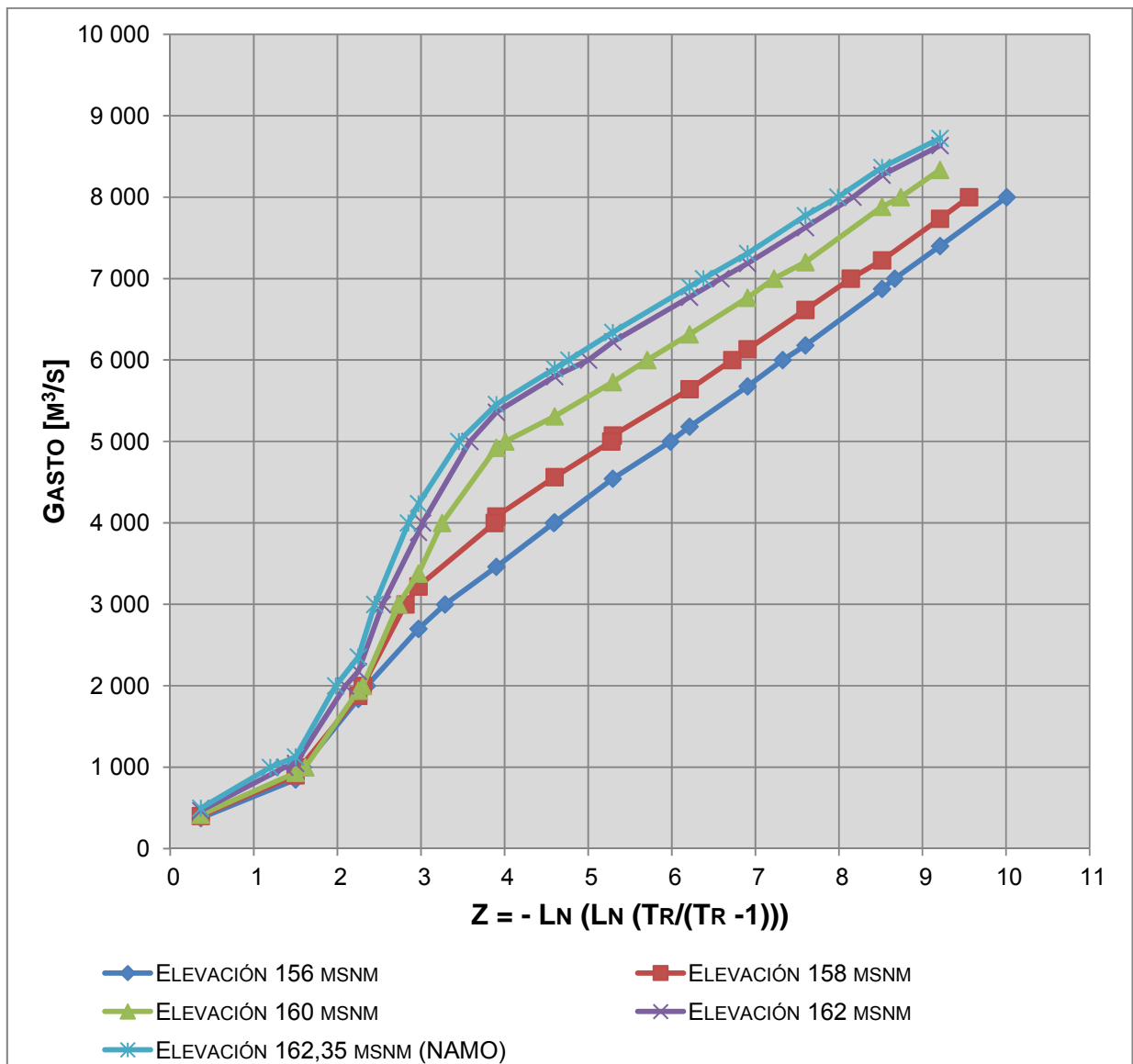


Figura 4.58. Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.

4.3.5. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA

Al considerar las probabilidades de excedencias obtenidas para cada gasto de descarga con la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada elevación inicial (P_{Elev}), se determinó la probabilidad de excedencia conjunta (P_T), Ec 4.5.

Para ello, se realizó, para cada gasto entre 1 000 y 8 000 m³/s la suma del producto de la probabilidad asociada a cada nivel inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia del gasto correspondiente ($P_{Q/elev}$).

Del análisis realizado, se elaboró la Tabla 4.50 y Fig 4.59 en donde se muestra la tendencia de la probabilidad de excedencia conjunta asociada a cada gasto máximo de descarga, comparada con la obtenida considerando el nivel inicial a la elevación del NAMO.

Tabla 4.50. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa El Cuchillo.

Gasto m ³ /s	$P_Q P_{ELEV}$	$P_Q NAMO$
1 000	0,19905	0,26049
2 000	0,10234	0,12881
3 000	0,06406	0,08283
4 000	0,03519	0,05629
5 000	0,01728	0,03119
6 000	0,00382	0,00846
7 000	0,00081	0,00169
8 000	0,00017	0,00034

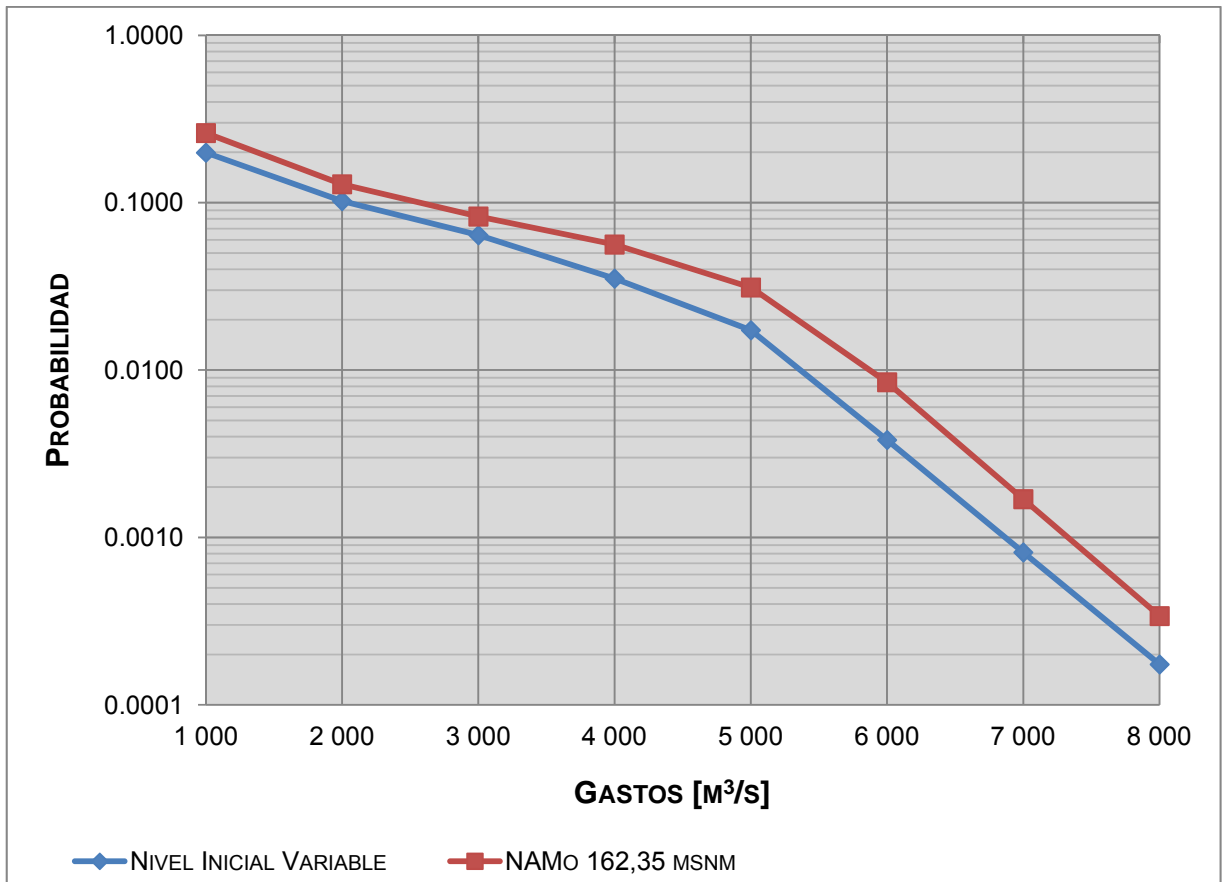


Figura 4.59. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa El Cuchillo.

4.3.6. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE

Considerando los gastos de salida asociados a sus respectivas probabilidades de excedencia conjunta (Tabla 4.50), se procedió a simular el tránsito por el cauce realizando el análisis en el área comprendida entre el vertedor de la presa El Cuchillo hasta el embalse de la presa ubicada aguas abajo (Marte R. Gómez).

4.3.7. COSTOS POR AFECTACIÓN

Del mismo modo que en análisis de la Presa Cerro Prieto se empleó un costo por hectárea de afectación de alrededor de 90 900 pesos. En la Tabla 4.51 y Fig 4.60 se presentan los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

Tabla 4.51. Costo por área de afectación.

Nivel de Inicio Variable				
Q	Área	Costo	P _f	
m ³ /s	ha	Mill de pesos	1/Tr	
1 000	0,00	0,00	0,1991	
2 000	409,24	36,83	0,1023	
3 000	639,53	57,56	0,0641	
4 000	787,94	70,92	0,0352	
5 000	876,30	78,87	0,0173	
6 000	933,82	84,04	0,0038	
7 000	981,59	88,34	0,0008	
8 000	1 011,04	90,99	0,0002	

NAMO				
Q	Área	Costo	P _f	
m ³ /s	ha	Mill de pesos	1/Tr	
1 000	0,00	0,00	0,2605	
2 000	409,24	36,83	0,1288	
3 000	639,53	57,56	0,0828	
4 000	787,94	70,92	0,0563	
5 000	876,30	78,87	0,0312	
6 000	933,82	84,04	0,0085	
7 000	981,59	88,34	0,0017	
8 000	1 011,04	90,99	0,0003	

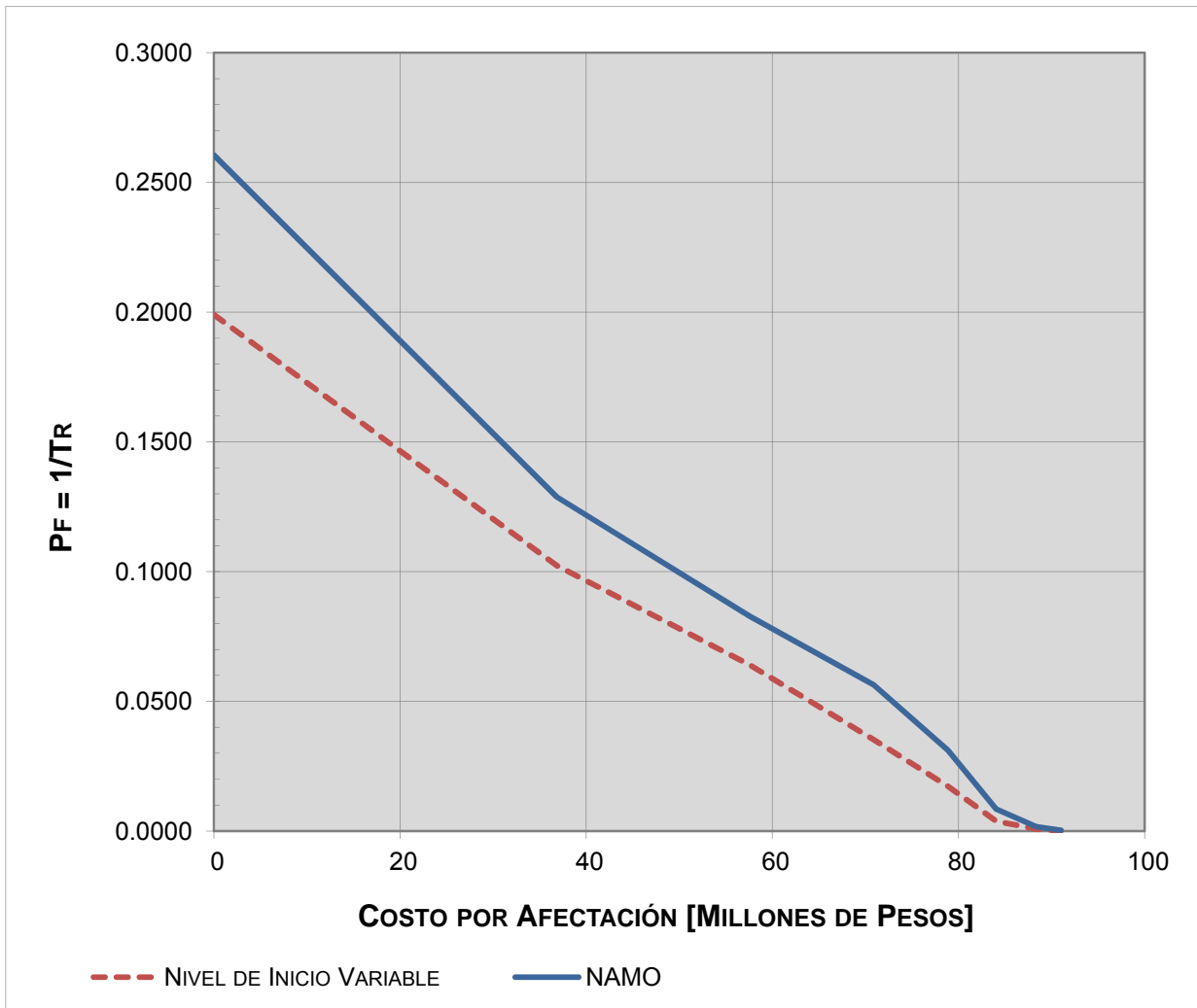


Figura 4.60. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 4.60, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 4.52.

Tabla 4.52. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	8,20
NAMO	10,74

4.3.8. CONCLUSIONES

Para el caso de la presa en estudio, se tiene que la avenida de diseño original del embalse (Tr 10 000 años) corresponde a un gasto máximo de entrada de 15 000 m³/s. Por otra parte, de la actualización hidrométrica realizada, se obtuvo un gasto máximo de entrada de 14 836 m³/s, del orden al diseño original. Al realizar la simulación del tránsito de la avenida por el embalse considerando como condición inicial la elevación del NAMO (162,35 msnm), se tiene que la elevación máxima en el embalse es la correspondiente a la cota 166,57 msnm, quedando 0,09 m por debajo del NAME (166,66 msnm), con lo cual se garantiza la seguridad integral de las obras.

La optimización realizada de la política de operación en embalse, permite preservar los niveles en la presa por encima del régimen medio histórico, incrementando el volumen útil en el embalse para ser empleado según las demandas comprometidas (riego, abastecimiento de agua potable y/o generación de energía eléctrica), sin superar la cota del NAMO.

Como se puede apreciar en la Fig 4.60 y en la Tabla 4.52, el costo total de riesgo obtenido considerando un nivel inicial a la cota del NAMO (lo cual no es una condición real), sobrestima los costos, a diferencia del planteamiento propuesto, en donde se involucran diversos niveles iniciales en el embalse y las probabilidades correspondientes.

4.4. PRESA MARTE R. GÓMEZ

4.4.1. ANÁLISIS DE LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES

Se llevó a cabo la actualización de las avenidas de la Presa Marte R. Gómez partiendo de los registros medios diarios del año 1967 a 2009.

Tabla 4.53. Gastos medios mensuales. Presa Marte R. Gómez.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1967	2,23	0,39	9,59	14,71	4,61	14,68	1,59	331,63	876,07	191,94	97,04	52,43
1968	31,63	20,76	14,54	23,13	28,31	26,53	39,74	15,31	103,73	89,38	31,01	17,00
1969	10,69	4,96	2,73	4,48	7,24	30,95	1,12	9,39	95,53	87,43	42,15	30,62
1970	20,95	12,62	7,47	7,26	7,30	20,69	29,35	19,68	102,49	41,29	10,75	4,73
1971	2,45	0,76	0,66	0,74	1,31	34,83	16,84	61,27	132,42	156,91	27,58	14,50
1972	7,70	5,78	11,00	6,23	52,73	182,44	60,77	22,02	72,90	28,64	22,41	13,47
1973	17,40	10,68	6,68	1,45	11,61	301,62	100,70	123,00	177,22	107,13	54,85	29,07
1974	20,80	8,21	17,50	5,40	2,29	4,35	2,40	5,44	109,88	35,58	15,03	7,32
1975	5,07	3,78	1,26	0,84	37,31	7,94	101,34	78,48	164,03	32,92	19,99	14,45
1976	11,61	2,38	2,38	7,73	11,69	11,80	190,19	34,30	75,35	64,68	81,81	73,70
1977	47,98	43,11	18,14	13,41	15,12	5,90	0,93	8,47	131,17	49,31	23,08	16,06
1978	12,20	3,92	1,46	3,44	17,65	22,78	0,33	8,60	522,15	284,07	106,67	75,36
1979	0,82	0,53	1,43	7,73	1,79	3,74	0,80	1,47	2,80	159,90	0,02	4,41
1980	8,99	5,63	1,40	0,41	23,99	1,64	2,86	19,63	7,69	35,73	14,26	10,22
1981	14,58	13,27	10,61	74,65	126,04	122,10	80,45	76,80	108,51	85,74	52,57	39,60
1982	11,75	3,98	1,70	12,72	84,30	40,82	2,88	0,15	12,29	21,38	4,23	7,50
1983	2,60	11,36	4,91	0,93	56,14	76,98	56,85	76,92	147,85	98,94	61,39	46,48
1984	60,83	52,30	10,00	2,38	13,43	13,71	18,06	16,81	121,49	71,24	43,05	22,43
1985	8,40	7,00	24,63	35,77	33,20	37,90	22,37	12,25	9,72	33,82	27,28	18,17
1986	16,15	1,50	0,84	6,47	38,51	71,91	5,59	1,34	98,25	23,11	24,86	23,49
1987	23,91	20,68	5,32	27,45	69,60	92,34	50,35	26,58	111,00	62,46	26,79	14,59
1988	12,04	9,14	2,73	2,89	15,92	17,37	4,14	38,48	292,89	46,48	22,45	13,00
1989	9,48	6,97	2,50	4,87	1,70	2,37	8,42	20,56	28,06	16,84	3,68	9,04
1990	4,29	2,44	0,98	6,97	1,74	0,78	1,44	10,33	42,20	28,76	7,09	3,08
1991	3,58	2,74	0,58	3,25	11,25	26,90	20,68	0,65	43,34	18,83	7,65	0,85
1992	24,46	23,08	5,44	12,98	27,41	10,10	1,09	9,26	5,35	14,68	15,17	6,82
1993	4,37	2,49	3,66	1,78	19,01	70,32	12,11	1,36	21,78	5,11	3,58	1,94
1994	8,28	3,56	3,46	2,64	7,53	8,07	6,52	3,12	8,26	4,90	2,35	1,53
1995	1,63	0,39	1,14	2,22	2,64	12,29	5,00	17,48	19,12	5,42	2,86	2,16
1996	68,37	0,50	0,38	0,86	0,07	1,20	0,96	22,42	8,08	6,65	54,08	1,08
1997	0,80	0,38	10,56	12,84	12,69	7,90	1,90	0,61	8,51	15,43	38,80	2,20
1998	1,46	3,20	3,15	1,57	0,18	1,28	0,83	5,75	19,23	11,06	9,34	1,48

Tabla 4.53. Gastos medios mensuales. Presa Marte R. Gómez.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1999	1,23	1,14	2,48	1,65	3,81	9,47	9,86	14,62	5,16	7,33	3,35	3,25
2000	3,60	1,95	1,03	1,91	9,90	13,18	2,10	2,49	15,55	28,76	30,37	3,83
2001	3,94	4,81	2,92	2,64	3,46	12,30	1,78	1,90	62,73	8,06	104,8	3,58
2002	3,05	2,73	1,93	2,87	1,79	4,89	45,66	3,61	64,69	22,01	22,11	7,24
2003	7,52	66,7	5,98	3,81	9,13	13,57	18,57	13,73	157,3	85,64	21,66	12,3
2004	51,5	9,34	28,44	116,6	158,3	35,74	9,03	18,19	156,4	30,24	14,82	11,3
2005	9,71	14,2	16,99	62,47	11,20	4,60	76,32	53,68	23,76	68,41	52,76	51,8
2006	6,78	15,8	138,4	57,23	11,37	6,91	7,75	4,25	55,08	15,24	10,19	10,2
2007	10,8	8,47	5,13	7,50	22,98	19,78	47,30	21,94	26,91	9,94	7,33	4,67
2008	7,03	4,84	3,91	5,14	6,02	1,77	18,45	41,79	139,6	146,4	36,25	8,07
2009	8,31	7,61	7,65	5,18	61,63	8,30	3,53	5,26	21,71	11,39	6,27	13,2
Media	13,7	9,91	9,39	13,43	24,28	32,90	25,32	29,33	102,5	55,10	29,39	16,4
Max	68,3	66,7	138,4	116,6	158,3	301,6	190,1	331,6	876,0	284,0	106,6	75,3
Min	0,80	0,38	0,38	0,41	0,07	0,78	0,33	0,15	2,80	4,90	0,02	0,85
Median	8,40	4,96	3,66	5,14	11,61	13,18	8,42	14,62	64,69	32,92	22,41	10,2
Des Est	15,9	13,7	21,20	23,22	33,29	55,34	37,91	54,07	152,6	58,94	27,65	18,5
Coe Var	1,16	1,39	2,26	1,73	1,37	1,68	1,50	1,84	1,49	1,07	0,94	1,13

4.4.2. ACTUALIZACIÓN DE LAS AVENIDAS

Se realizó un análisis probabilístico para el ajuste de los valores medios máximos diarios anuales seleccionando la función Doble Gumbel como la de mejor ajuste con una $p = 0,80$. En la Fig 4.61 se presenta la construcción de las curvas gastos – duración – periodo de retorno.

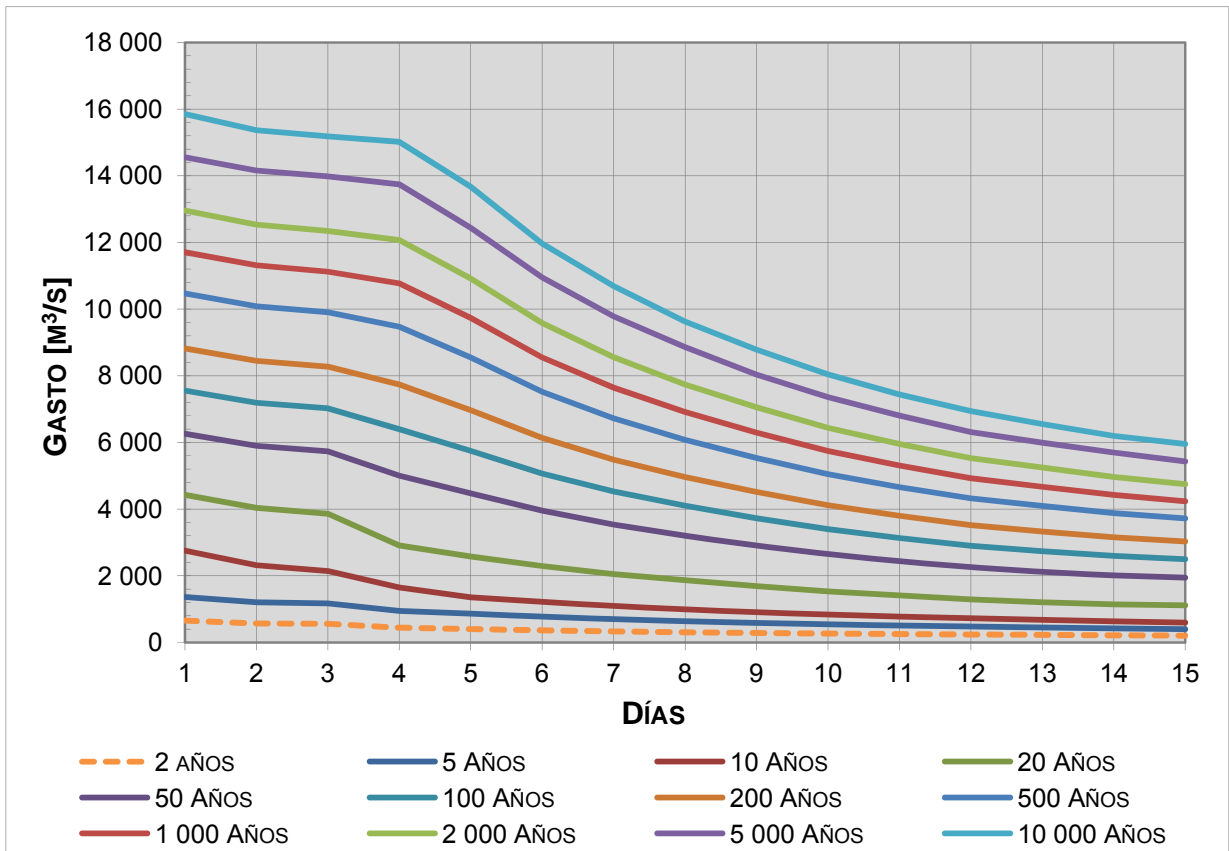


Figura 4.61. Curva de gastos – duración – periodo de retorno. Presa Marte R. Gómez.

A partir de esos resultados se convirtieron las avenidas sintéticas en reales, determinando la forma de la avenida mediante el método de alternar bloques. Los resultados obtenidos para las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno se aprecian en la Tabla 4.54 y de manera gráfica en la Fig 4.62.

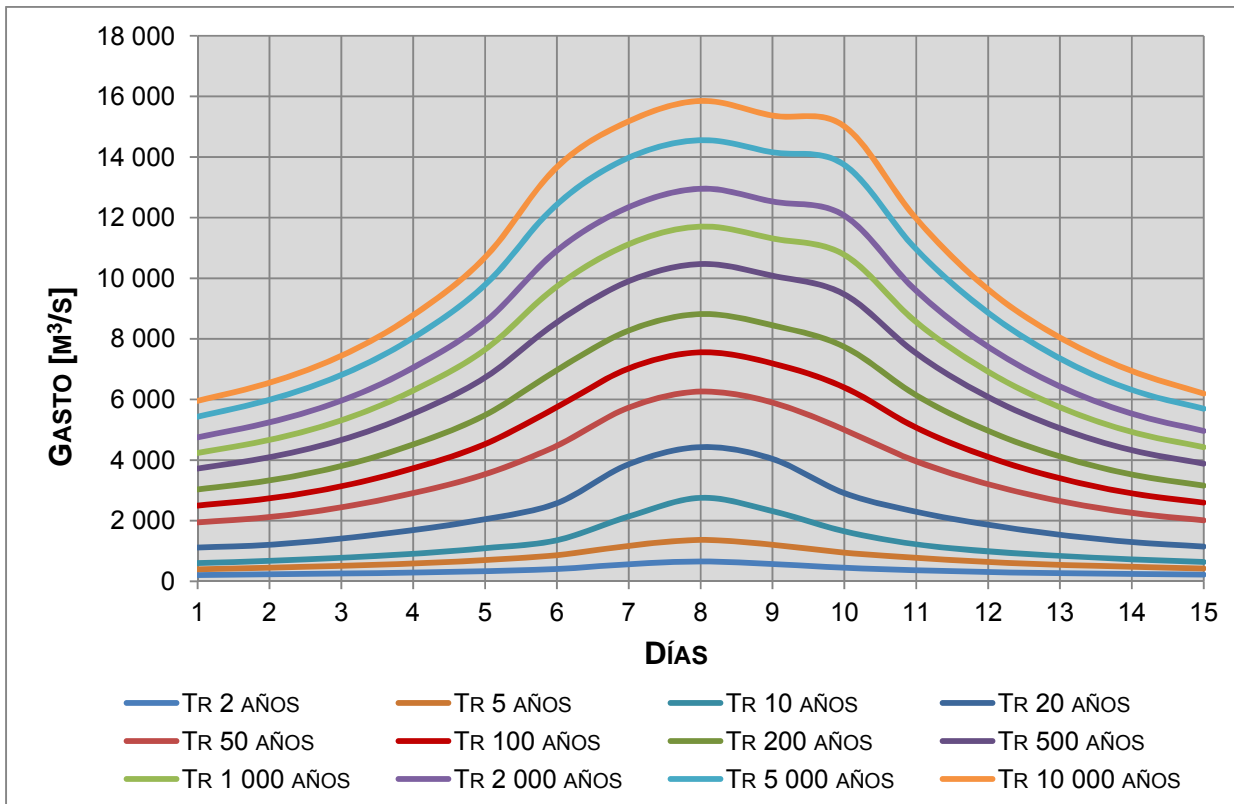


Figura 4.62. Avenidas de diseño. Presa Marte R. Gómez.

Tabla 4.54. Gastos individuales para distintos eventos de diseño.

Presa Marte R. Gómez.

Tr	2	5	10	20	50	100
1	32,11	17,40	81,77	27,20	192,90	326,76
2	83,22	102,39	128,23	113,55	365,70	497,38
3	91,39	159,37	173,43	185,12	545,99	756,55
4	104,71	183,95	193,41	382,55	916,00	1 126,06
5	144,33	250,64	211,59	596,53	1 003,02	1 292,88
6	175,53	343,70	347,38	877,41	2 376,46	3 146,91
7	487,96	1 047,81	1 793,29	3 517,26	5 410,80	6 697,13
8	654,70	1 365,61	2 754,10	4 427,74	6 263,03	7 556,82
9	551,14	1 103,33	1 879,18	3 648,32	5 529,01	6 822,40
10	230,89	526,06	526,71	1 250,19	2 798,80	4 513,89
11	154,44	270,69	295,34	671,08	1351,84	1 673,67
12	130,53	187,67	208,23	579,87	979,55	1 133,73
13	101,96	177,44	179,85	271,10	630,42	775,73
14	83,75	128,61	136,77	130,34	492,28	732,41
15	75,79	89,43	89,37	42,84	298,05	430,73

Tabla 4.54. Gastos individuales para distintos eventos de diseño.

Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Tr	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
1	461,83	614,13	738,65	808,16	861,49	1369,04
2	627,03	808,21	960,67	1 140,30	1 306,05	1429,34
3	927,37	1 150,33	1 327,49	1 605,69	1 736,67	1926,21
4	1 274,25	1 465,75	1 579,64	1 922,09	2 127,85	2214,31
5	1 562,01	1 942,58	2 208,39	2 424,56	2 776,23	3037,99
6	3 893,79	4 864,03	5 585,96	6 302,37	7 228,22	8296,33
7	7 937,00	9 542,87	10 747,87	11 971,75	13 622,39	14 808,85
8	8 819,04	10 469,47	11 707,88	12 955,82	14 556,23	15 851,79
9	8 074,12	9 698,43	10 917,24	12 107,64	13 758,35	14 882,21
10	6 117,20	8 166,95	9 722,45	11 238,07	13 027,71	14 520,07
11	1 982,53	2 370,51	2 623,46	2 921,75	3497,80	3428,77
12	1 320,95	1 582,20	1 828,03	1 969,96	2432,19	2581,44
13	1 003,05	1 345,30	1 562,51	1 780,88	1869,59	2006,14
14	922,59	1 103,26	1 267,13	1 228,97	1423,53	1535,91
15	548,09	695,33	762,63	882,49	1251,05	1426,40

4.4.3. OPERACIÓN ÓPTIMA

Considerando la época de avenidas y de estiaje, así como el volumen medio anual, se definieron seis grupos, los cuales están conformados por los meses del año como se presenta la Tabla 4.55.

Tabla 4.55. Matriz de grupos. Presa Marte R. Gómez.

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1944	4,07	17,02	14,47	4,01	0,16	1,89
1945	7,94	6,35	3,84	3,55	6,09	1,01
1946	4,42	7,17	2,45	5,27	7,75	0,39
1947	6,64	13,05	20,27		0,88	9,05
1948	20,59	7,00	11,24	31,56	6,23	0,05
1949	18,65	23,12	1,30	4,45	7,35	2,32
1950	9,43	2,59	0,14	0,66	0,67	
1951	1,65	5,57	1,04	11,48	4,39	0,55
1952	3,47	7,25		1,31		1,66
1953	2,54	0,65	7,84	19,05	32,26	1,18

Tabla 4.55. Matriz de grupos. Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1954	16,64	21,01	0,98	2,72	15,20	5,25
1955	4,93	2,85	4,43	6,44	2,11	2,29
1956	3,73	4,97	1,09	4,06	1,59	0,47
1957	10,56	17,53		2,47	0,77	5,32
1958	14,48	14,22	7,43	23,59	37,54	5,10
1959	16,17	11,89	0,56	5,15	3,57	1,65
1960	14,92	2,97	7,60	9,39	5,96	11,30
1961	7,96	0,75	2,48	13,70	2,72	6,93
1962	5,48	1,38	1,51	7,82	2,20	4,90
1963	0,93	7,01	0,07	3,59	5,21	7,74
1964	7,23	21,17	1,12	18,65	3,01	5,42
1965	10,92	12,79	4,23	9,75	22,24	15,50
1966	25,78	46,18	7,49	3,91	19,39	
1967	70,72	54,63	888,24	2 270,78	514,10	391,94
1968	235,62	251,00	41,00	268,88	239,39	125,91
1969	59,57	102,64	25,16	247,62	234,17	191,27
1970	125,46	151,77	52,71	265,66	110,58	40,51
1971	12,09	138,89	164,10	343,24	420,26	110,32
1972	80,72	776,86	58,99	188,95	76,70	94,17
1973	94,09	1 082,61	329,43	459,34	286,93	220,04
1974	136,43	23,82	14,58	284,82	95,29	58,56
1975	28,26	391,94	210,20	425,17	88,18	90,51
1976	63,45	571,31	91,88	195,30	173,23	409,46
1977	316,13	58,28	22,70	339,99	132,06	102,82
1978	54,99	107,19	23,03	1 353,41	760,86	478,32
1979	23,51	16,63	3,94	7,26		11,86
1980	43,01	76,15	52,57	19,94	95,70	64,33
1981	293,07	869,54	205,71	281,27	229,65	242,35
1982	78,63	339,30	0,39	31,85	57,26	31,07
1983	50,02	502,17	206,02	383,23	264,99	283,60
1984	326,94	119,89	45,03	314,91	190,81	171,64
1985	198,13	247,07	32,81	25,20	90,59	119,39
1986	22,63	304,51	3,58	254,66	61,88	127,35
1987	199,44	560,62	71,20	287,71	167,28	108,51
1988	69,96	98,78	103,08	759,18	124,48	93,02
1989	61,57	33,25	55,06	72,74	45,11	33,75
1990	38,07	10,53	27,66	109,39	77,04	26,64
1991	26,21	155,25	1,74	112,34	50,44	22,12
1992	171,54	102,52	24,79	13,87	39,32	57,61
1993	32,16	265,60	3,63	56,47	13,68	14,47

Tabla 4.55. Matriz de grupos. Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Año	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
1994	46,91	58,55	8,36	21,41	13,11	10,19
1995	14,13	52,32	46,81	49,57	14,51	13,19
1996	187,62	5,89	60,05	20,95	17,82	143,06
1997	64,63	59,55	1,64	22,05	41,32	106,47
1998	24,15	6,02	15,40	49,84	29,61	28,18
1999	16,96	61,14	39,15	13,37	19,63	17,41
2000	22,25	66,32	6,66	40,30	77,02	88,99
2001	36,84	45,92	5,10	162,60	21,58	281,30
2002	27,41	139,78	9,68	167,67	58,94	76,69
2003	207,59	109,40	36,79	407,86	229,37	89,15
2004	540,11	540,96	48,71	405,47	80,99	68,79
2005	267,89	246,34	143,77	61,58	183,23	275,64
2006	575,59	69,11	11,37	142,76	40,81	53,83
2007	82,80	239,50	58,76	69,75	26,61	31,52
2008	54,76	70,11	111,92	362,02	392,26	115,56
2009	74,60	196,04	14,08	56,29	30,50	51,81
2010	27,05					
Media	80,64	145,97	54,36	18,76	95,38	82,24
Mediana	28,26	58,42	14,53	749,57	40,06	37,13
Desv. Est.	117,62	222,82	123,32	343,23	139,23	107,57
Coef Var.	0,69	0,66	0,44	0,52	0,69	0,76
Mínimo	0,93	0,65	0,07	0,66	0,16	0,05
Máximo	575,59	1 082,61	888,24	2 270,78	760,86	478,32

Grupo	Meses
1	Enero + Febrero + Marzo + Abril
2	Mayo + Junio + Julio
3	Agosto
4	Septiembre
5	Octubre
6	Noviembre + Diciembre

Tomando en cuenta el volumen útil de la presa (829,98 hm³), se determinó repartir el volumen útil, en 50 estados compuestos por 16,60 hm³ cada uno.

En la Tabla 4.56 se presentan las frecuencias relativas suavizadas de cada uno de los grupos.

Tabla 4.56. Frecuencias Relativas. Presa Marte R. Gómez.

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
0,00 - 16,60	0,0870	0,0855	0,2786	0,0379	0,0199	0,0495
16,61 - 33,20	0,1304	0,2222	0,1493	0,1136	0,0397	0,1386
33,21 - 49,80	0,2174	0,1538	0,0995	0,0758	0,1787	0,1188
49,81 - 66,40	0,2000	0,1026	0,0597	0,0500	0,1390	0,0891
66,41 - 83,00	0,1000	0,0855	0,0597	0,0379	0,1191	0,0891
83,01 - 99,60	0,0700	0,0427	0,0597	0,0417	0,0993	0,0594
99,61 - 116,20	0,0600	0,0342	0,0398	0,0417	0,0993	0,0594
116,21 - 132,80	0,0500	0,0342	0,0398	0,0500	0,0596	0,0495
132,81 - 149,40	0,0400	0,0342	0,0398	0,0583	0,0397	0,0495
149,41 - 166,00	0,0300	0,0256	0,0398	0,0758	0,0397	0,0495
166,01 - 182,60	0,0200	0,0256	0,0199	0,0583	0,0397	0,0495
182,61 - 199,20		0,0256	0,0199	0,0500	0,0397	0,0495
199,21 - 215,79		0,0256	0,0199	0,0379	0,0199	0,0495
215,80 - 232,39		0,0171	0,0199	0,0333	0,0199	0,0248
232,40 - 248,99		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
249,00 - 265,59		0,0171	0,0100	0,0250	0,0099	0,0248
265,60 - 282,19		0,0171	0,0100	0,0167	0,0050	0,0248
282,20 - 298,79		0,0085	0,0100	0,0167	0,0050	
298,80 - 315,39		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
315,40 - 331,99		0,0085	0,0050	0,0167	0,0050	
332,00 - 348,59		0,0085	0,0050	0,0083	0,0025	
348,60 - 365,19				0,0083	0,0025	
365,20 - 381,79				0,0083	0,0025	
381,80 - 398,39				0,0083		
398,40 - 414,99				0,0083		
415,00 - 431,59				0,0083		
431,60 - 448,19				0,0083		
448,20 - 464,79				0,0083		
464,80 - 481,39				0,0083		
481,40 - 497,99				0,0083		
498,00 - 514,59				0,0042		
514,60 - 531,19				0,0042		
531,20 - 547,79				0,0042		
547,80 - 564,39				0,0042		
564,40 - 580,99				0,0042		
581,00 - 597,59				0,0042		
597,60 - 614,19				0,0042		
614,20 - 630,78				0,0042		
630,79 - 647,38				0,0042		
647,39 - 663,98				0,0042		

Tabla 4.56. Frecuencias Relativas. Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Intervalo	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 5	Grupo 6
Suma	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Mínimo	0,0200	0,0085	0,0050	0,0042	0,0025	0,0248
Máximo	0,2174	0,2222	0,2786	0,1136	0,1787	0,1386

Con los resultados obtenidos de las frecuencias relativas suavizadas, se desarrolló la simulación de la operación del embalse. El resumen anual de la simulación de la política de operación óptima se presenta en las Tablas 4.57, 4.57 y Fig 4.63.

Tabla 4.57. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Anual Presa Marte R. Gómez.

Año	Derrame hm ³	Déficit hm ³	Ingreso Histórico hm ³	Extracción Total hm ³	Almacen. Promedio hm ³	Elevación Promedio msnm	Energía Total GWh
1968	213,94	0,00	1 097,81	1 097,80	794,64	76,14	1,83
1969	150,02	0,00	933,06	933,80	739,63	75,78	1,12
1970	31,95	0,00	743,72	742,90	664,43	75,23	0,28
1971	422,74	0,00	1 174,87	1 174,90	669,70	75,27	0,50
1972	681,60	0,00	1 519,84	1 519,80	725,55	75,68	1,00
1973	1 447,20	0,00	2 298,03	2 298,00	776,04	76,03	1,70
1974	6,41	0,00	614,65	702,90	656,18	75,17	0,11
1975	302,21	0,00	1 123,77	1 035,60	621,77	74,90	-0,26
1976	292,73	0,00	1 109,03	1 109,00	738,71	75,77	1,21
1977	152,35	0,00	982,65	986,50	784,92	76,08	1,60
1978	2 026,91	0,00	2 833,69	2 829,90	734,70	75,74	1,13
1980	0,00	0,00	482,57	727,10	667,28	75,25	0,16
1981	951,72	0,00	2 128,30	1 883,80	771,49	76,00	1,46
1982	85,96	0,00	824,90	893,10	681,15	75,35	0,37
1983	770,80	0,00	1 718,57	1 650,40	782,42	76,06	1,74
1984	317,63	0,00	1 158,38	1 158,40	780,17	76,05	1,60
1985	4,37	0,00	696,38	857,70	752,26	75,87	1,26
1986	88,89	0,00	966,40	816,10	645,79	75,09	-0,28
1987	569,44	0,00	1 480,25	1 469,30	783,31	76,07	1,76
1988	578,96	0,00	1 292,23	1 292,20	692,64	75,44	0,65
1989	0,00	0,00	298,98	634,80	551,44	74,32	-0,82
1990	0,00	0,00	287,83	490,80	343,60	72,25	-3,42
1991	0,00	0,00	385,25	503,80	145,39	69,24	-7,44
1992	0,00	0,00	430,51	518,40	122,42	68,73	-8,31
1993	0,00	208,33	377,77	281,80	63,14	67,04	-6,15

Tabla 4.57. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Anual Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Año	Derrame	Déficit	Ingreso Histórico	Extracción Total	Almacen. Promedio	Elevación Promedio	Energía Total
	hm ³	hm ³	hm ³	hm ³	hm ³	msnm	GWh
1994	0,00	143,49	162,44	343,10	32,37	65,66	-8,29
1995	0,00	326,63	215,47	161,50	11,54	64,04	-4,45
1996	0,00	0,00	525,34	538,00	106,09	68,33	-9,41
1997	0,00	163,45	293,78	333,10	18,52	64,71	-8,77
1998	0,00	304,78	197,72	180,30	1,81	62,05	-5,99
1999	0,00	314,62	149,84	169,30	2,67	62,42	-5,27
2000	0,00	200,66	319,16	300,30	16,26	64,53	-7,92
2001	0,00	59,84	554,28	447,30	69,53	67,26	-9,20
2002	0,00	104,32	416,96	391,40	58,11	66,85	-8,04
2003	0,00	0,00	1 055,49	551,60	323,57	72,02	-4,60
2004	714,82	0,00	1 744,70	1 569,90	715,11	75,60	0,64
2005	346,98	0,00	1 173,53	1 211,70	799,12	76,16	1,92
2006	174,13	0,00	891,35	985,00	708,64	75,56	0,49
2007	0,00	0,00	481,84	626,50	520,25	74,05	-1,62
2008	106,34	0,00	1 073,86	797,30	660,35	75,20	0,21
2009	0,00	0,00	432,77	686,50	623,10	74,91	-0,41
Promedio	254,59	44,54	893,85	900,04	496,48	72,53	-1,90
Suma	10 438,10	1 826,12	36 647,97	36 901,60	-	-	-77,91

Tabla 4.58. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima.

Resumen Quincenal. Presa Marte R. Gómez.

Quincena	Mes	Elevación Promedio	Almacen. Promedio	Energía Total
		msnm	hm ³	GWh
1Q	ENE	72,37	502,34	-0,11
2Q		72,21	498,96	-0,09
1Q	FEB	72,07	482,57	-0,09
2Q		71,89	471,95	-0,08
1Q	MAR	71,69	460,55	-0,10
2Q		71,50	448,17	-0,09
1Q	ABR	71,33	437,12	-0,10
2Q		71,18	432,03	-0,10
1Q	MAY	71,20	442,34	-0,07
2Q		71,44	455,96	-0,09

Tabla 4.58. Funcionamiento analítico del embalse ajustado a la operación óptima. Resumen Quincenal. Presa Marte R. Gómez. (Continuación...)

Quincena	Mes	Elevación Promedio	Almacén. Promedio	Energía Total
		msnm	hm ³	GWh
1Q	JUN	71,72	471,45	-0.06
2Q		72,05	482,71	-0.07
1Q	JUL	72,27	489,99	-0.06
2Q		72,26	495,82	-0.08
1Q	AGO	72,17	496,59	-0.05
2Q		72,11	491,99	-0.07
1Q	SEP	72,29	519,53	-0.09
2Q		72,68	551,04	-0.09
1Q	OCT	73,03	567,53	-0.05
2Q		73,03	563,64	-0.07
1Q	NOV	73,02	561,20	-0.07
2Q		73,06	550,11	-0.07
1Q	DIC	72,90	531,06	-0.08
2Q		72,62	510,99	-0.08
Suma		-	-	-1,91
Promedio		72.16	496,23	-

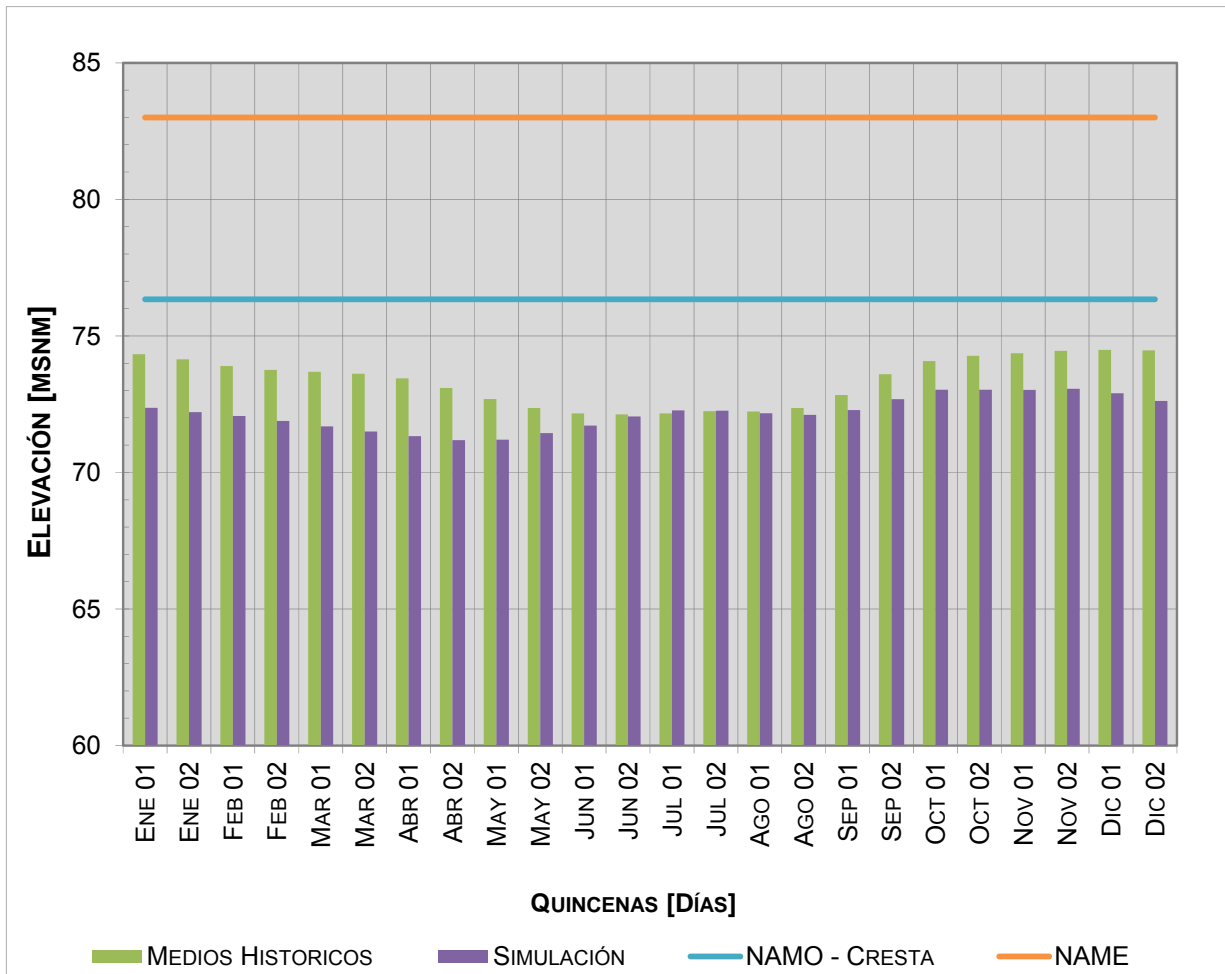


Figura 4.63. Niveles históricos Vs Operación óptima. Presa Marte R. Gómez.

De los resultados obtenidos, se elaboró el histograma de frecuencias relativas de las elevaciones para los meses comprendidos de agosto a noviembre (considerándolos como el periodo de avenidas). Como resultado se conforma la Fig 4.64, la cual presenta dichas frecuencias relativas para intervalos de clase de 3,0 m.

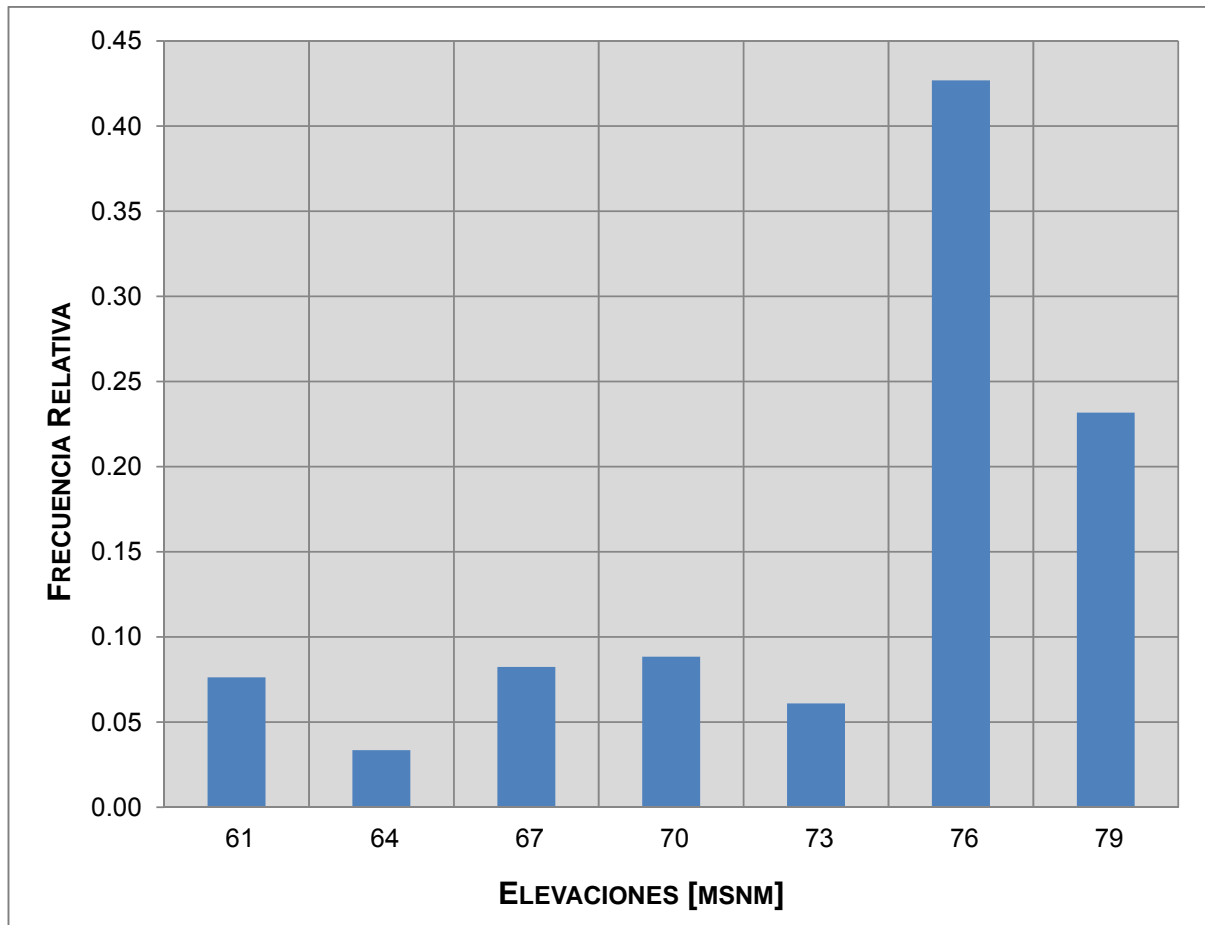


Figura 4.64. Histograma de elevaciones medias más frecuentes. Presa Marte R. Gómez.

4.4.4. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Se llevó a cabo la simulación del tránsito de avenidas de diversos escenarios de operación de la presa, para ello se empleó la Curva Elevaciones – Capacidades presentada en la Fig 4.65, y la Curva Elevaciones – Gastos del vertedor (Fig 4.66).

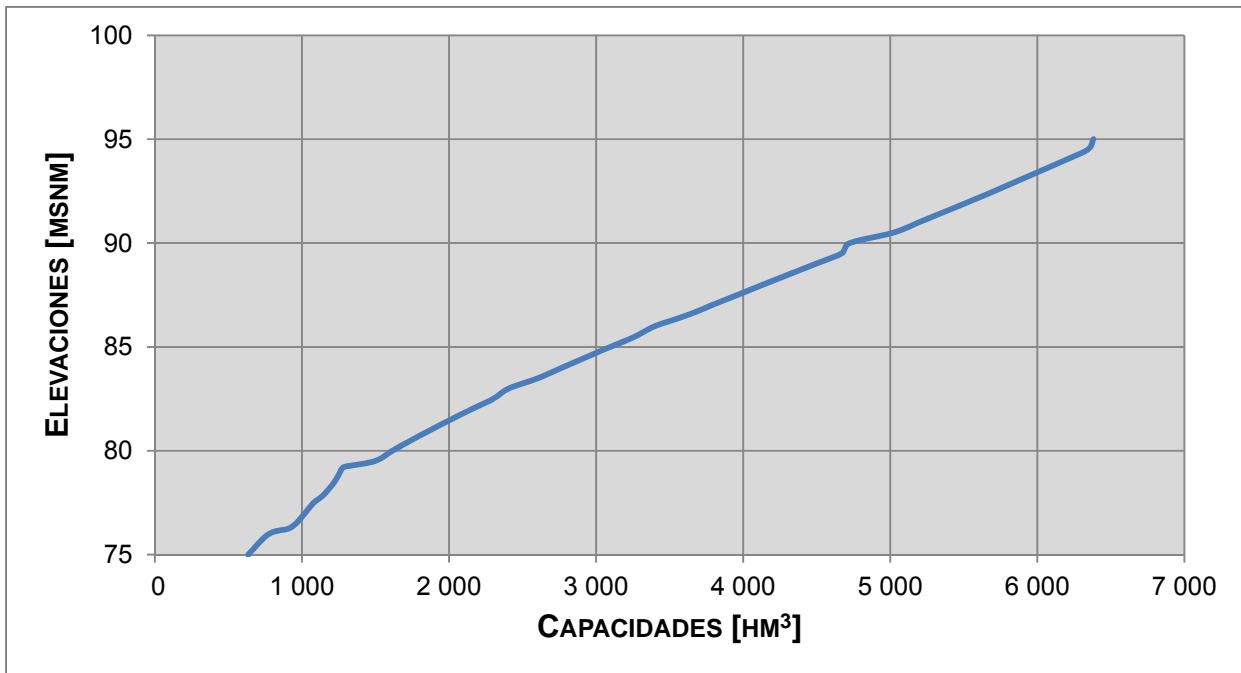


Figura 4.65. Curva Elevaciones – Capacidades. Presa Marte R. Gómez.

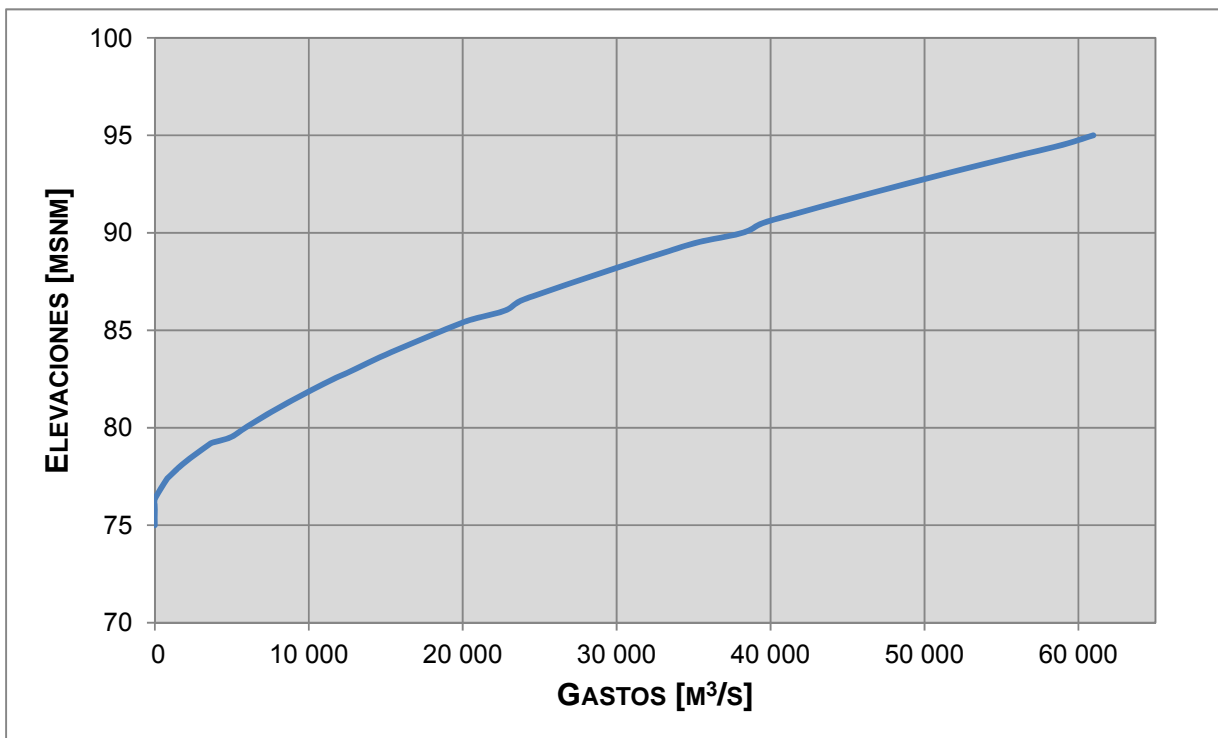


Figura 4.66. Curva Elevaciones – Gastos. Presa Marte R. Gómez.

Para el análisis de los tránsitos de avenidas se consideraron dos escenarios posibles

1. Partiendo como nivel inicial la cota de la cresta del NAMO (76,34 msnm)
2. Tomando como elevaciones iniciales las correspondientes a los siete niveles más frecuentes obtenidos de la simulación analítica del embalse.

4.4.4.1. ESCENARIO 1 – NIVEL INICIAL 76,34 MSNM

Se realizaron las simulaciones correspondientes al tránsito de avenidas; a continuación se presentan los resultados de la simulación realizada para el caso de la avenida 10 000 años de periodo de retorno (Fig 4.67 y 4.68).

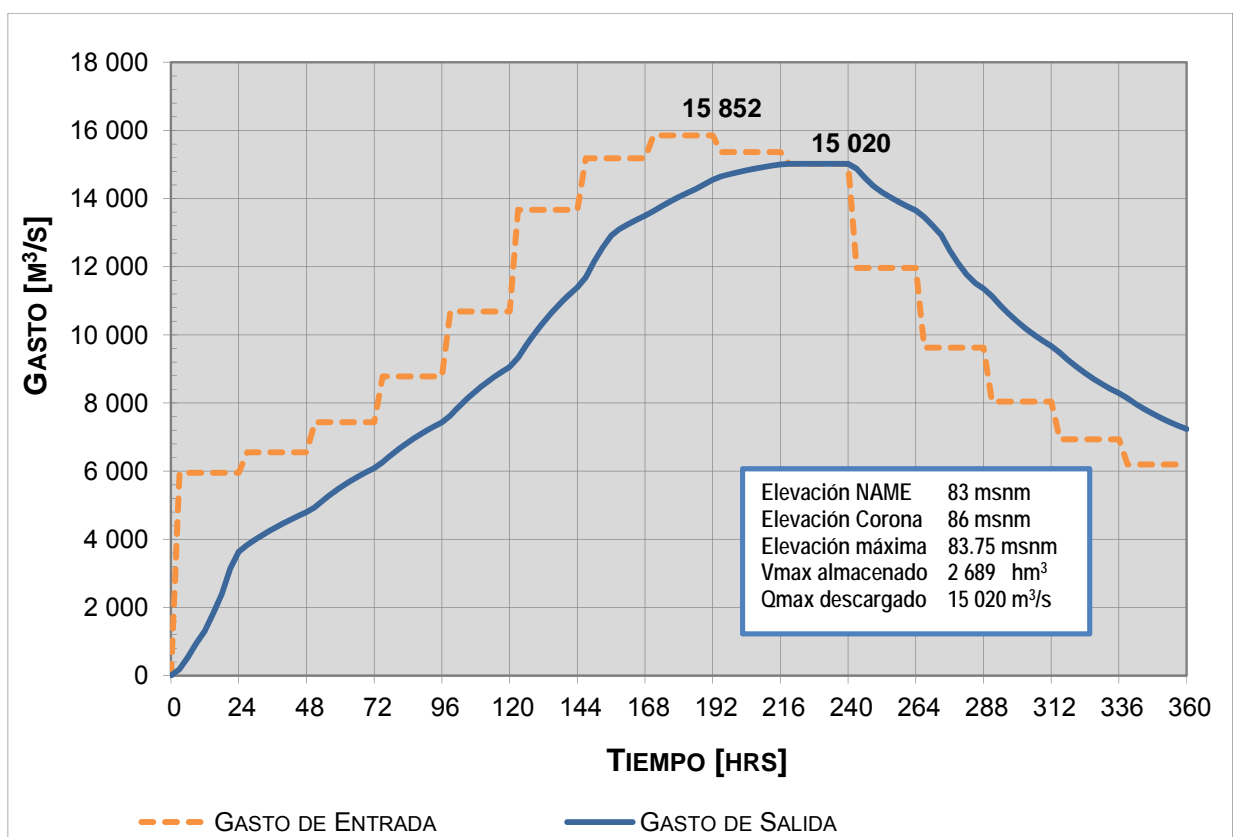


Figura 4.67. Tránsito de la Avenida de la Presa Marte R. Gómez.
Elevación inicial $h = 76,34$ msnm. $Tr = 10\ 000$ años.

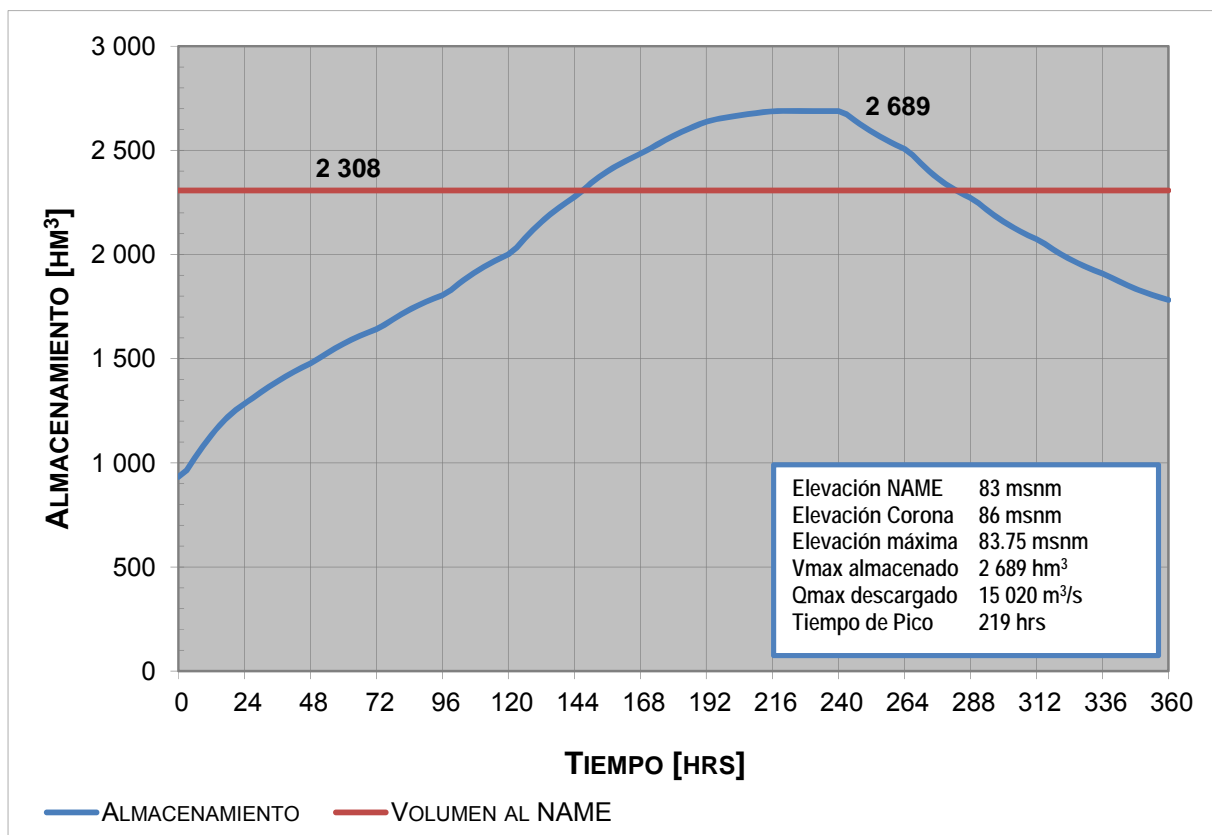


Figura 4.68. Almacenamiento durante el Tránsito de la Avenida de la Presa Marte R. Gómez. Elevación inicial $h = 76,34$ msnm. $Tr = 10\,000$ años.

De la Fig 4.67 y 4.68 se puede apreciar que para avenidas con periodo de retorno de 10 000 años, la máxima elevación alcanzada sería de 83,75 msnm por lo que el nivel alcanzado quedaría 0,75 m por arriba del NAME (83 msnm). Dicha condición significaría una situación de riesgo debido a que se rebasa el NAME, sin embargo, el nivel de la corona garantiza la seguridad de la presa, ya que en caso de que se llegara a presentar el evento extraordinario, el nivel máximo en el embalse quedaría 2,25 m por debajo del nivel de la corona (86 msnm).

El análisis descrito se realizó del mismo modo para cada una de las avenidas asociadas a diversos periodos de retorno, los resultados se presentan en la Tabla 4.59. Por otra parte, en la Fig 4.69 se grafican los diversos periodos de retorno (años) con respecto a las

elevaciones máximas alcanzadas en el embalse, para mostrar la tendencia de los resultados.

Tabla 4.59. Resumen del tránsito de avenidas. Presa Marte R. Gómez.

Condición	Gasto Máximo de Entrada	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de Salida	Volumen Máximo	Nivel máximo en el embalse
Tr (Años)	m ³ /s	m	m ³ /s	hm ³	msnm
2	654,70	76,34	536,06	1 022,84	77,05
5	1 365,61	76,34	1 162,24	1 110,88	77,67
10	2 754,10	76,34	2 422,37	1 222,40	78,52
20	4 427,74	76,34	3 986,45	1 336,68	79,29
50	6 263,03	76,34	5 639,96	1 586,28	79,88
100	7 556,82	76,34	6 935,70	1 745,13	80,51
200	8 819,04	76,34	8 184,42	1 896,35	81,08
500	10 469,47	76,34	9 806,11	2 089,94	81,78
1 000	11 707,88	76,34	11 023,91	2 233,18	82,27
2 000	12 955,82	76,34	12 376,03	2 359,09	82,78
5 000	14 556,23	76,34	13 807,92	2 532,48	83,31
10 000	15 851,79	76,34	15 019,80	2 689,40	83,75

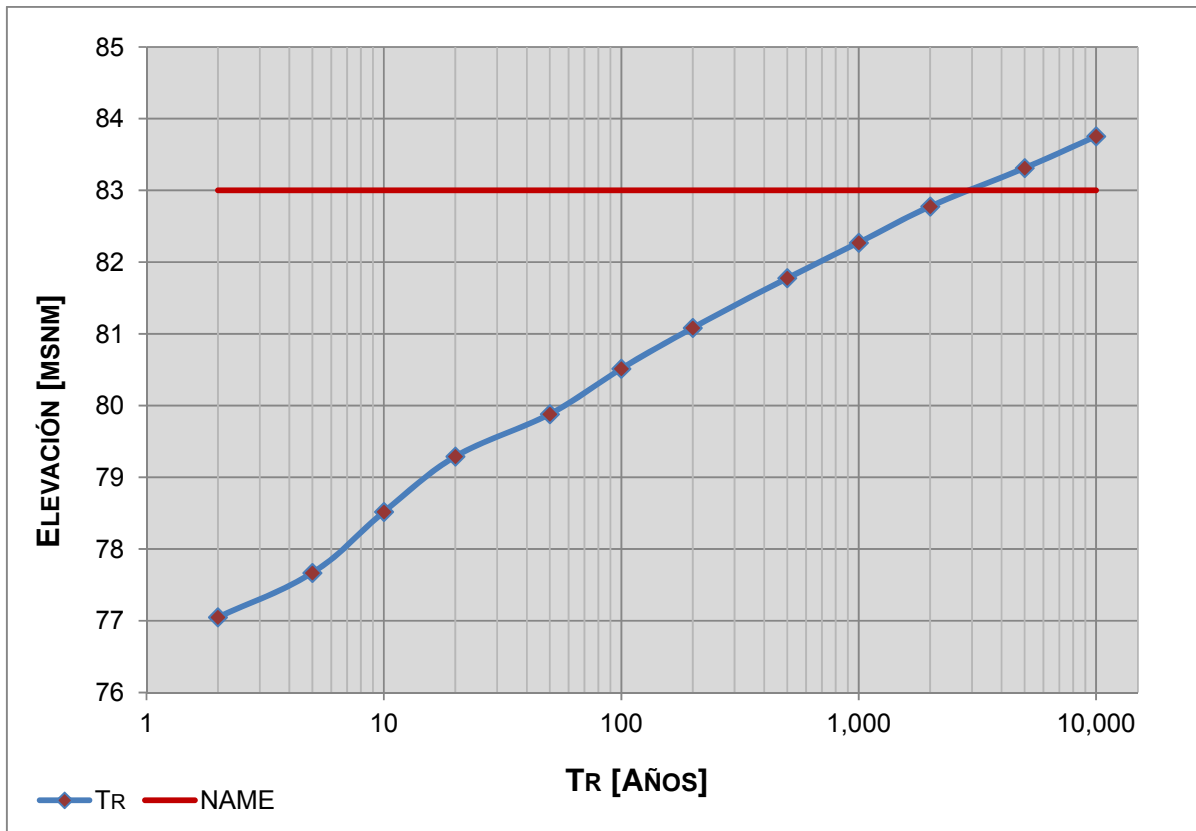


Figura 4.69. Curva Tr - Elevaciones. Presa Marte R. Gómez.

Como se puede observar en la Fig 4.69, comenzado el tránsito de la avenida a la cota del NAMO el embalse únicamente es capaz de regular avenidas de hasta 2 000 años de periodo de retorno ($12\,955\text{ m}^3/\text{s}$). Por tal motivo, para garantizar la seguridad de la obra ante una avenida de 10 000 años de periodo de retorno, se analizará la viabilidad de bajar la cota del NAMO garantizando la seguridad integral de las obras.

4.4.4.2. ESCENARIO 2 – NIVELES MEDIOS MÁS FRECUENTES EN EL EMBALSE

Se realizó la simulación del tránsito de avenidas para de diversos niveles iniciales en el embalse, para ello se empleó el histograma de niveles (Fig 4.64). De dicho histograma se obtuvieron como resultado siete niveles más frecuentes en el embalse, cuyas frecuencias se presentan en la Tabla 4.60.

Tabla 4.60. Frecuencias absolutas - relativas. Presa Marte R. Gómez.

Intervalos @ 3 m		Frecuencias Absolutas	Frecuencias Relativas
	61,0	25,00	0,08
61,0	64,0	11,00	0,03
64,0	67,0	27,00	0,08
67,0	70,0	29,00	0,09
70,0	73,0	20,00	0,06
73,0	76,0	140,00	0,43
76,0	79,0	76,00	0,23
Suma		328	1

4.4.4.2.1. NIVEL INICIAL 61 MSNM

Se realizaron las simulaciones del tránsito de las avenidas para los periodos de retorno desde 2 hasta 10 000 años, determinando su gasto máximo de descarga, volumen máximo en el embalse, así como la elevación máxima alcanzada, para definir una probabilidad de excedencia de los gastos máximos de descarga considerando valores de 2 000 a 16 000 m³/s, se realizó una interpolación entre los resultados obtenidos, asignándoles su correspondiente periodo de retorno como se muestra en la Fig 4.70.

El procedimiento descrito, se realizó del mismo modo considerando como elevaciones iniciales en el embalse las cotas 64, 67, 70, 73, 76, 76,34 (NAMO) y 79 msnm.

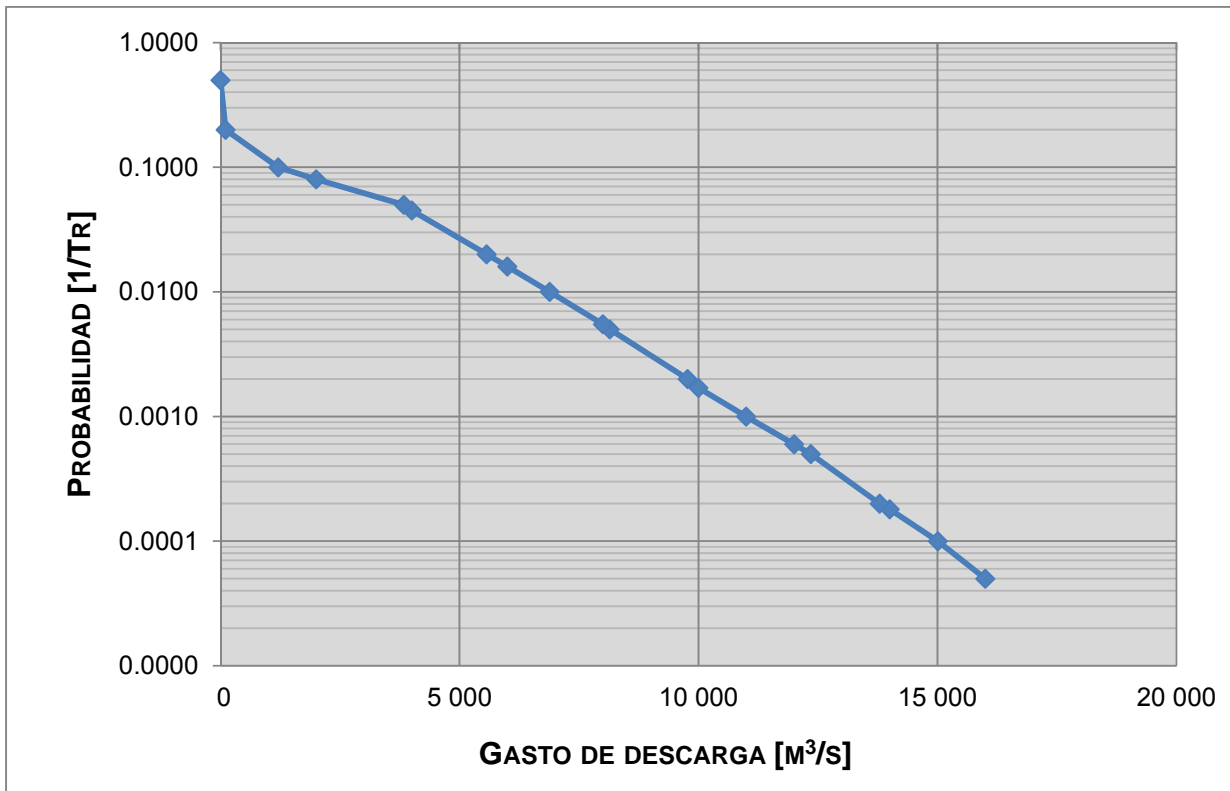


Figura 4.70. Curva Q_{des} Vs Probabilidad de excedencia – Nivel Inicial 61 msnm.

4.4.4.2.2. RESUMEN GENERAL DE LOS GASTOS ASOCIADOS A DIVERSOS NIVELES INICIALES

A continuación en la Fig 4.71, se presenta el análisis gráfico de los gastos asociados a los diversos niveles iniciales estudiados.

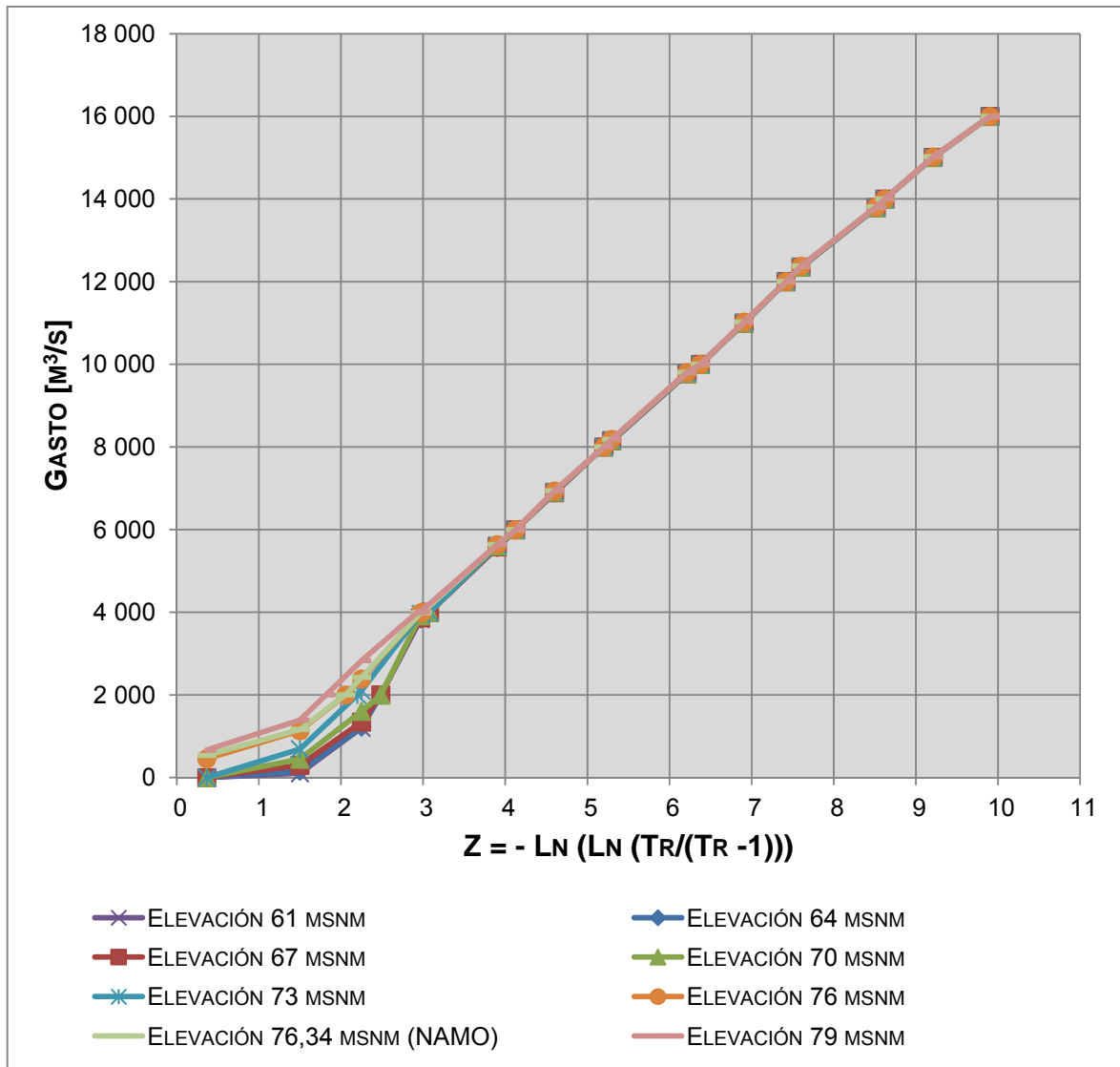


Figura 4.71. Resumen general de los gastos asociados a diversos niveles iniciales.

4.4.5. ANÁLISIS DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA CONJUNTA

Al considerar las probabilidades de excedencias obtenidas para cada gasto de descarga con la probabilidad de ocurrencia correspondiente a cada elevación inicial (P_{Elev}), se determinó la probabilidad de ocurrencia conjunta (P_T), Ec 4.5.

Para ello, se realizó, para cada gasto entre 2 000 y 16 000 m³/s la suma del producto de la probabilidad asociada a cada nivel inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia del gasto correspondiente ($P_{Q/elev}$).

Del análisis realizado, se elaboró la Tabla 4.61 y Fig 4.72 en donde se muestra la tendencia de la probabilidad de excedencia conjunta asociada a cada gasto máximo de descarga, comparada con la obtenida considerando el nivel inicial a la elevación del NAMO.

Tabla 4.61. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Marte R. Gómez.

Gasto m ³ /s	$P_Q P_{ELEV}$	$P_Q \text{ NAMO}$
2 000	0,11482	0,12000
4 000	0,04833	0,04900
6 000	0,01600	0,01600
8 000	0,00550	0,00550
10 000	0,00170	0,00170
12 000	0,00060	0,00060
14 000	0,00018	0,00018
16 000	0,00005	0,00005

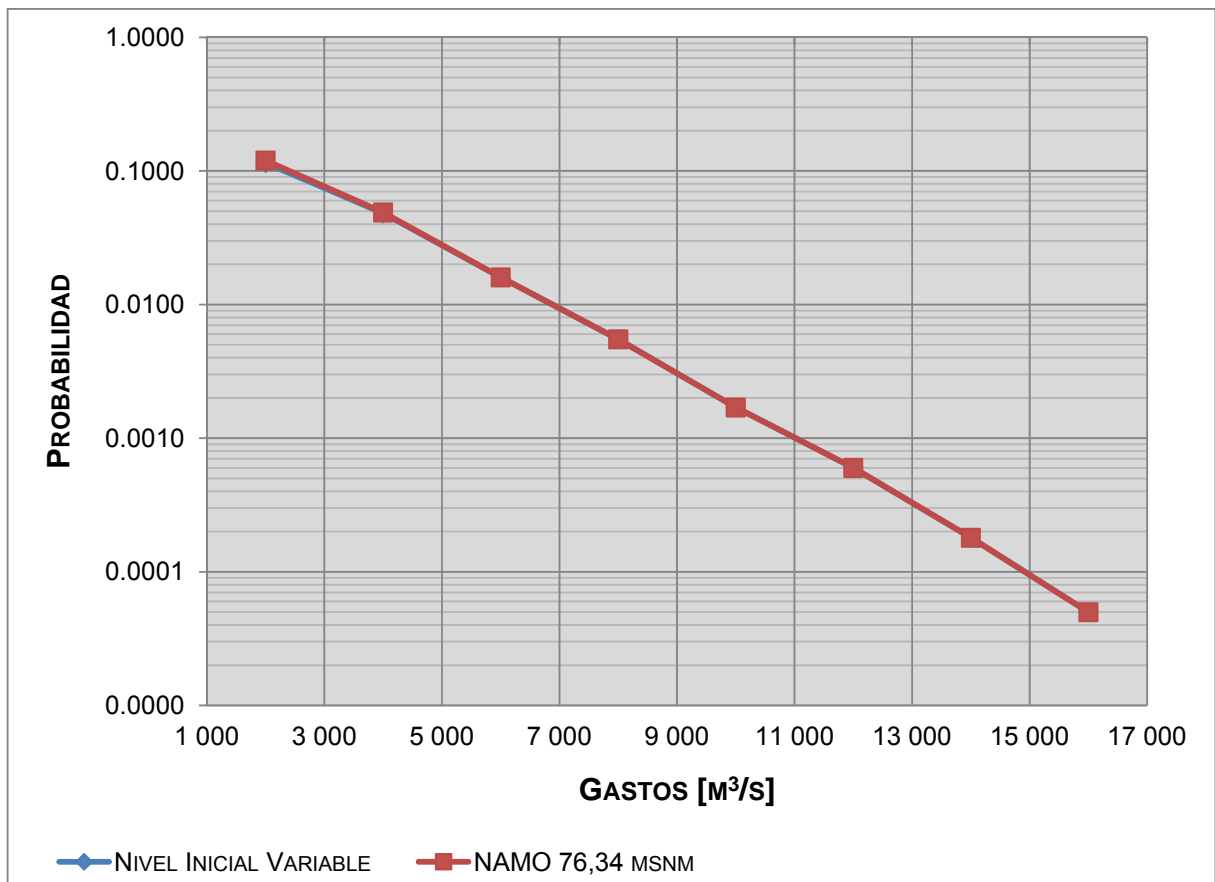


Figura 4.72. Resumen Probabilidad de excedencia conjunta. Presa Marte R. Gómez.

4.4.6. TRÁNSITO HIDRÁULICO POR EL CAUCE

Considerando los gastos de salida asociados a sus respectivas probabilidades de excedencia conjunta (Tabla 4.61), se procedió a simular el tránsito por el cauce realizando el análisis en el área comprendida entre el vertedor de la presa Marte R. Gómez hasta la desembocadura del río San Juan con el río Bravo.

4.4.7. COSTOS POR AFECTACIÓN

Tabla 4.62. Costo por área de afectación.

Nivel de Inicio Variable				
Q	Área	Costo		P _f
m ³ /s	ha	Mill de pesos		1/Tr
2 000	0,00	0,00		0,1148
4 000	63,87	5,75		0,0483
6 000	89,32	8,04		0,0160
8 000	107,31	9,66		0,0055
10 000	113,13	10,18		0,0017
12 000	120,17	10,81		0,0006
14 000	125,41	11,29		0,0002
16 000	126,46	11,38		0,0001

NAMO				
Q	Área	Costo		P _f
m ³ /s	ha	Mill de pesos		1/Tr
2 000	0,00	0,00		0,1200
4 000	63,87	5,75		0,0490
6 000	89,32	8,04		0,0160
8 000	107,31	9,66		0,0055
10 000	113,13	10,18		0,0017
12 000	120,17	10,81		0,0006
14 000	125,41	11,29		0,0002
16 000	126,46	11,38		0,0001

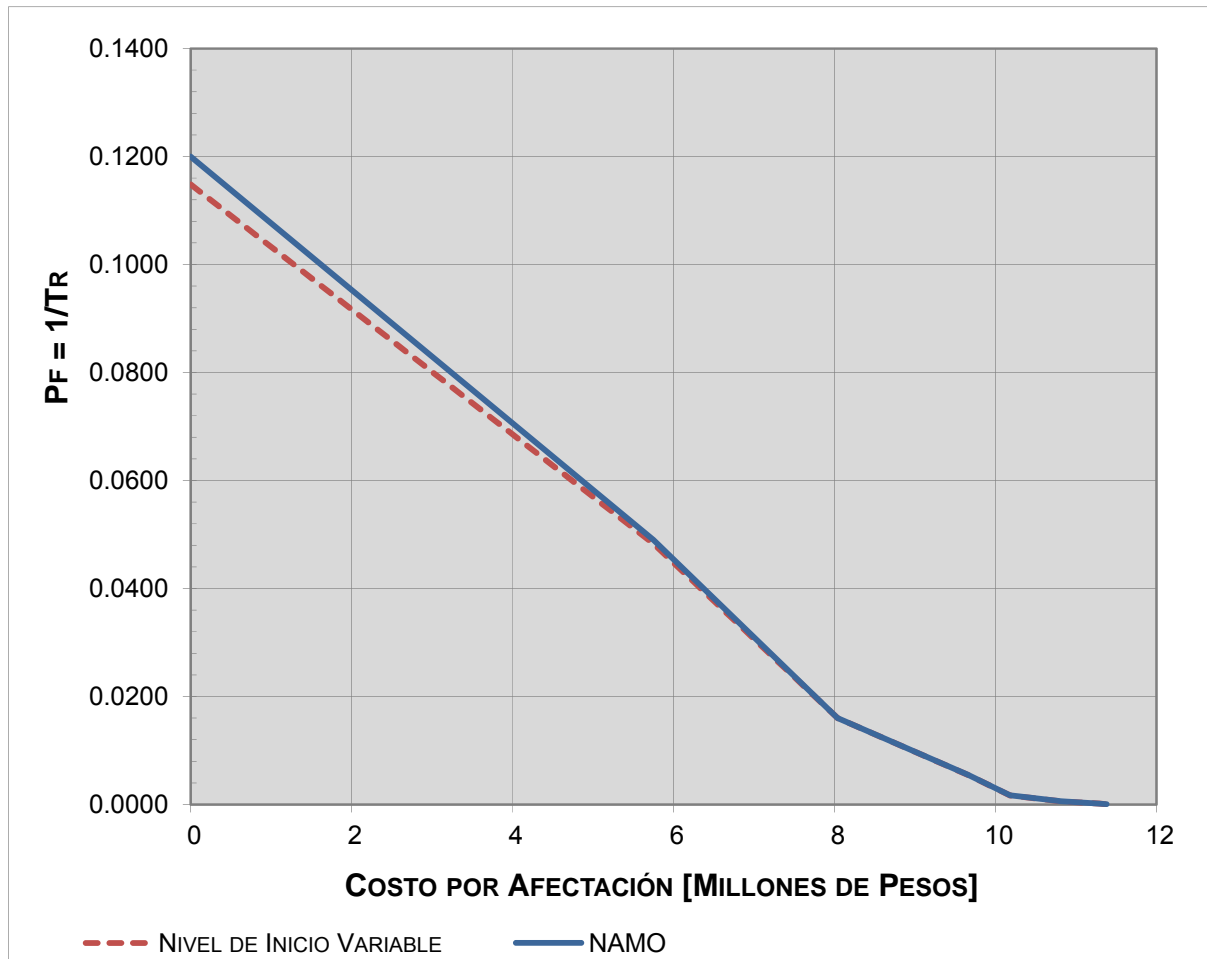


Figura 4.73. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 4.73, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 4.63.

Tabla 4.63. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	0,57
NAMO	0,59

4.4.8. CONCLUSIONES

Para el caso de la presa en estudio, se tiene que la avenida de diseño original del embalse (Tr 10 000 años) corresponde a un gasto máximo de entrada de 21 000 m³/s. Por otra parte, de la actualización hidrométrica realizada, se obtuvo un gasto máximo de entrada de 15 852 m³/s, siendo del orden de 5 150 m³/s menor al gasto de diseño original. Al realizar la simulación del tránsito de la avenida por el embalse considerando como condición inicial la elevación del NAMO (76,34 msnm), se tiene que la elevación máxima en el embalse es la correspondiente a la cota 83,75 msnm, sobrepasando por 0,75 m al NAME (83,00 msnm), sin embargo no se presenta riesgo por desbordamiento ya que el nivel máximo queda 2,25 m por debajo de la cota corona (86,00 msnm).

La optimización realizada de la política de operación en embalse, permite preservar los niveles en la presa por encima del régimen medio histórico, incrementando el volumen útil en el embalse para ser empleado según las demandas comprometidas (riego, abastecimiento de agua potable y/o generación de energía eléctrica), sin superar la cota del NAMO.

Considerando la probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}) de los niveles en el embalse obtenida de la optimización de la política de operación, se revisó la seguridad del embalse ante cualquier evento extraordinario de excedencia ($P_{Q_{i/k}}$), de los gastos de descarga de la presa. Al acumular los productos de dichas probabilidades por las frecuencias relativas asociadas a cada nivel inicial, y tomando en cuenta los daños correspondientes a cada gasto de descarga, se obtuvo la curva de riesgo y el daño esperado, los cuales se comparan con los que se obtienen con la metodología tradicional que considera que el nivel inicial al ingresar las avenidas de diseño es el NAMO

Como se puede apreciar en la Fig 4.73 y en la Tabla 4.63, el costo total de riesgo obtenido considerando un nivel inicial a la cota del NAMO (lo cual no es una condición real) sobrestima los costos, a diferencia del planteamiento propuesto, en donde se involucran diversos niveles iniciales en el embalse y las probabilidades correspondientes.

Por otra parte, en la Tabla 4.64, se presenta un resumen de las elevaciones máximas obtenidas del tránsito de avenidas para cada una de las elevaciones más frecuentes en el embalse empleando las avenidas de 5 000 y 10 000 años de periodo de retorno. De dicha tabla, se puede concluir que la obra de excedencias no cuenta con la capacidad de descarga necesaria para desalojar avenidas de más 14 556 m³/s (Tr 5 000 años en adelante), comenzando su tránsito a partir de cualquier elevación en el embalse. Por consiguiente se recomienda el considerar la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para descargar de manera conjunta las avenidas de hasta 10 000 años de periodo de retorno (15 024 m³/s, gasto máximo de salida para la condición más desfavorable en el embalse).

Tabla 4.64. Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor.

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (83,00 msnm)
años	msnm	m ³ /s	m ³ /s	hm ³	msnm	m
5 000	61,00	14 556	13 789	2 529,54	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 006	2 687,85	83,75	-0,75
5 000	64,00	14 556	13 790	2 529,61	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 006	2 687,88	83,75	-0,75
5 000	67,00	14 556	13 791	2 529,89	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 007	2 688,00	83,75	-0,75
5 000	70,00	14 556	13 795	2 530,50	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 010	2 688,27	83,75	-0,75
5 000	73,00	14 556	13 800	2 531,30	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 013	2 688,62	83,75	-0,75
5 000	76,00	14 556	13 806	2 532,23	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 018	2 689,17	83,75	-0,75
5 000	76,34	14 556	13 808	2 532,48	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 020	2 689,40	83,75	-0,75
5 000	79,00	14 556	13 811	2 532,94	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 024	2 689,84	83,76	-0,76



5. CONCLUSIONES

La estimación del riesgo por inundación aguas abajo de una presa se hace tradicionalmente suponiendo que las avenidas de diseño ingresan cuando el nivel en el vaso es el del NAMO, lo que implica una sobrestimación de dicho riesgo. En este trabajo se propone un método que permite obtener una estimación más completa del riesgo de inundaciones aguas abajo de una presa.

El desarrollo del método incluye el cálculo de las avenidas de diseño para diferentes periodos de retorno, la definición de la política de operación a largo plazo que hace óptima una función objetivo, el tránsito de las avenidas de diseño (primero por el vaso de la presa y suponiendo distintas elevaciones iniciales y luego por el río), y la estimación de los daños.

La optimización de la política de operación en el embalse, permite por lo general, operar con los niveles en la presa por arriba de los históricos, incrementando el volumen útil en el embalse sin superar la cota del NAMO.

Al simular el funcionamiento de la presa con los ingresos históricos se estimaron las frecuencias de las elevaciones en el embalse para la época de crecientes.

Al simular el tránsito de las avenidas de diseño partiendo de diferentes elevaciones iniciales, se obtuvieron las probabilidades de excedencia conjunta (Ec 4.5) asociadas a los gastos máximos de descarga.

El procedimiento propuesto, que considera los diversos niveles iniciales en el embalse, permite una estimación más precisa del riesgo de inundación aguas abajo de la presa, mientras que el procedimiento tradicional (considerando un nivel inicial a la cota del NAMO) sobrestima los costos del daño por inundación.

A continuación se presenta el resumen de resultados por cada embalse analizado indicando el beneficio obtenido de la metodología propuesta:

5.1. PRESA CERRO PRIETO

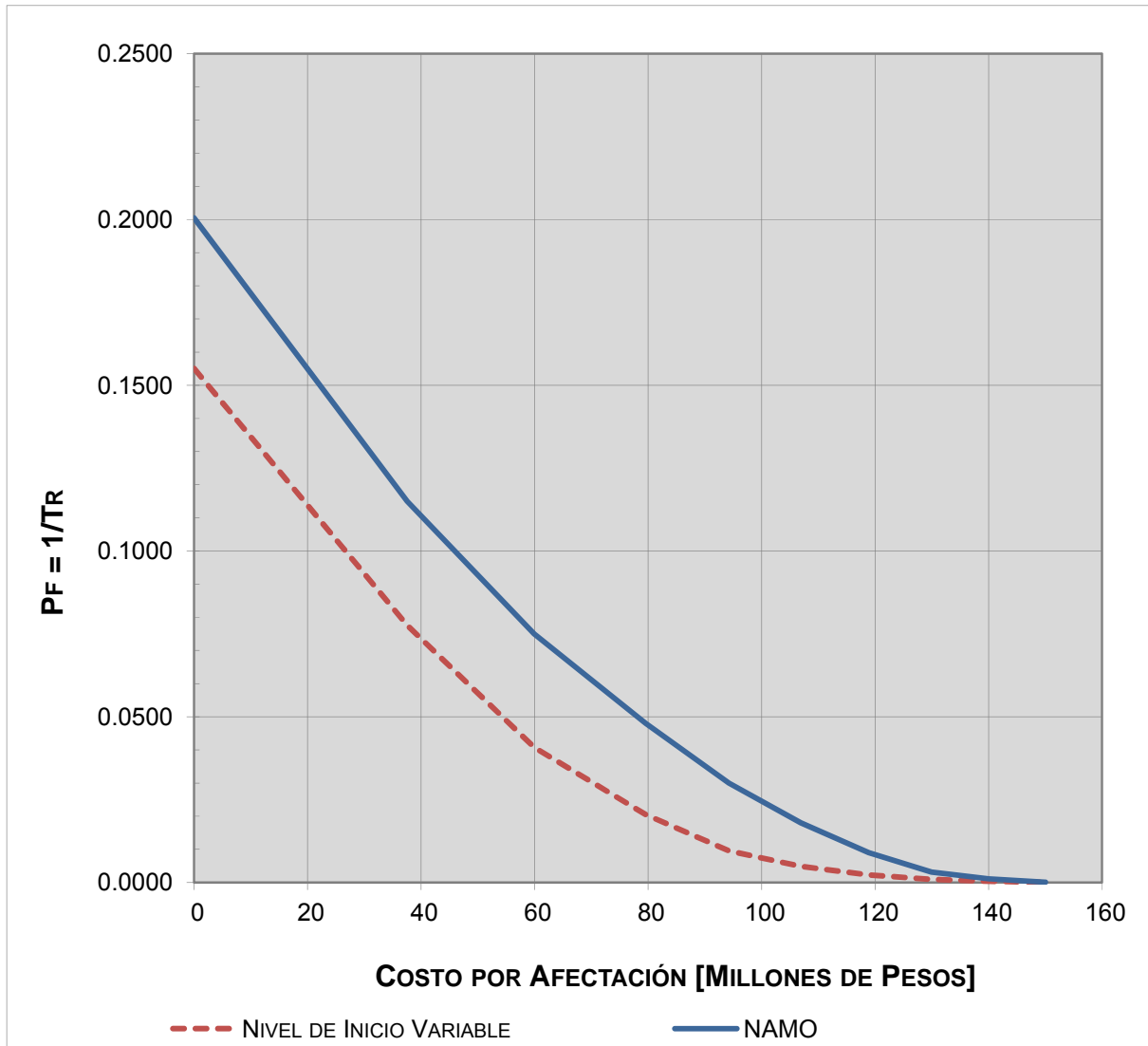


Figura 5.1. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

En la Tabla 5.1, se comparan los dos escenarios estudiados. Se observa que al utilizar la metodología propuesta que considera de manera conjunta la política de operación a largo plazo (de la que se derivan las frecuencias asociadas a los distintos niveles iniciales) se obtiene una modificación substancial en el valor del riesgo esperado.

Tabla 5.1. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	6,62
NAMO	10,22

Por otra parte, la obra de excedencias no cuenta con la capacidad de descarga necesaria para desalojar avenidas de más 3 520 m³/s (Tr 5 000 años en adelante), comenzando su tránsito a partir de la elevación del NAMO (282,50 msnm). Por consiguiente se recomienda el considerar la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para descargar de manera conjunta las avenidas de hasta 10 000 años de periodo de retorno (3 828 m³/s), ya que la capacidad máxima de descarga de la obra de excedencias actual, corresponde a 2 500 m³/s.

Tabla 5.2. Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (285,50 msnm)
años	msnm	m ³ /s	m ³ /s	hm ³	msnm	m
5 000	282,50	3 520	2 500	414,46	286,16	-0,66
10 000		3 828	2 500	436,67	286,85	-1,35
5 000	283,00	3 520	2 500	422,37	286,41	-0,91
10 000		3 828	2 500	445,57	287,13	-1,63

5.2. PRESA LA BOCA

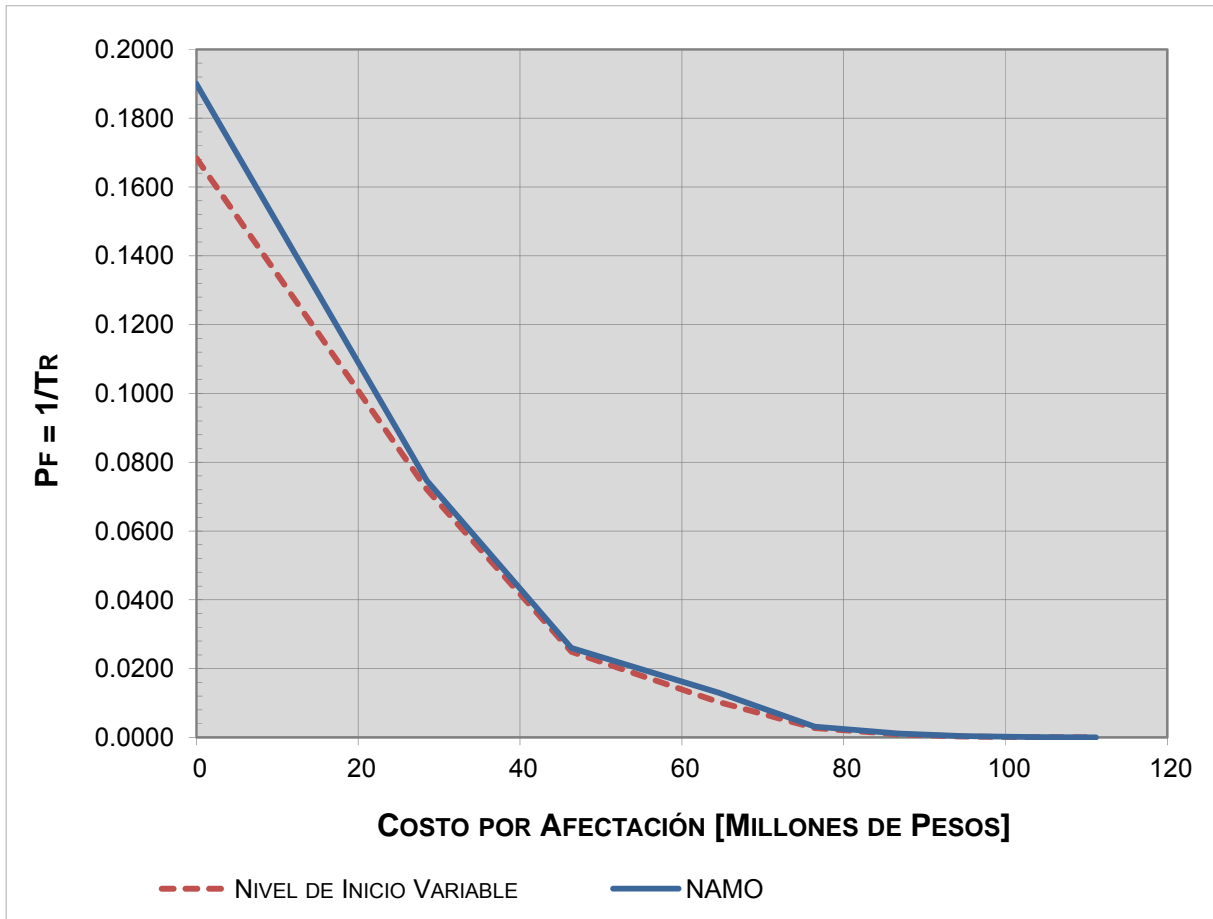


Figura 5.2. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 5.2, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	4,76
NAMO	5,20

A continuación en la Tabla 5.4, se presenta el resumen general de los tránsitos de avenida considerando las políticas de operación óptima asociadas a los diversos niveles iniciales estudiados.

Tabla 5.4. Tránsitos de avenida – Políticas de operación óptima

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (449,20 msnm)
años	msnm	m³/s	m³/s	hm³	msnm	m
100		617	345	42,46	449,16	0,04
10 000	448,50	1 236	850	42,53	449,17	0,03
100 - 10 000		1 236	950	42,60	449,19	0,01

Al considerar la operación de las políticas definidas para cada condición inicial en el embalse, se garantiza la correcta operación de la obra de excedencias, así como la seguridad de las obras.

5.3. PRESA EL CUCHILLO

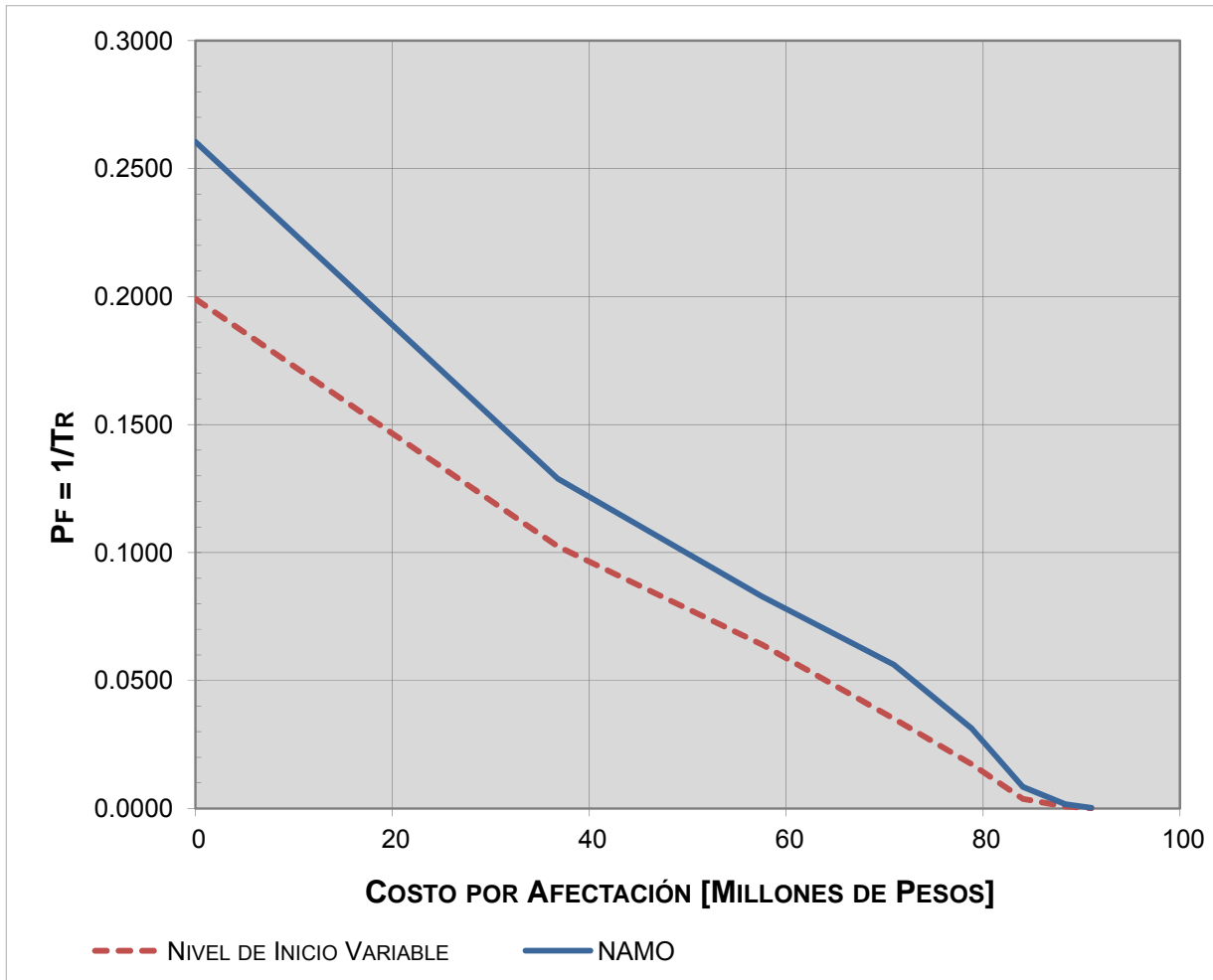


Figura 5.3. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 5.3, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	8,20
NAMO	10,74

5.4. PRESA MARTE R. GÓMEZ

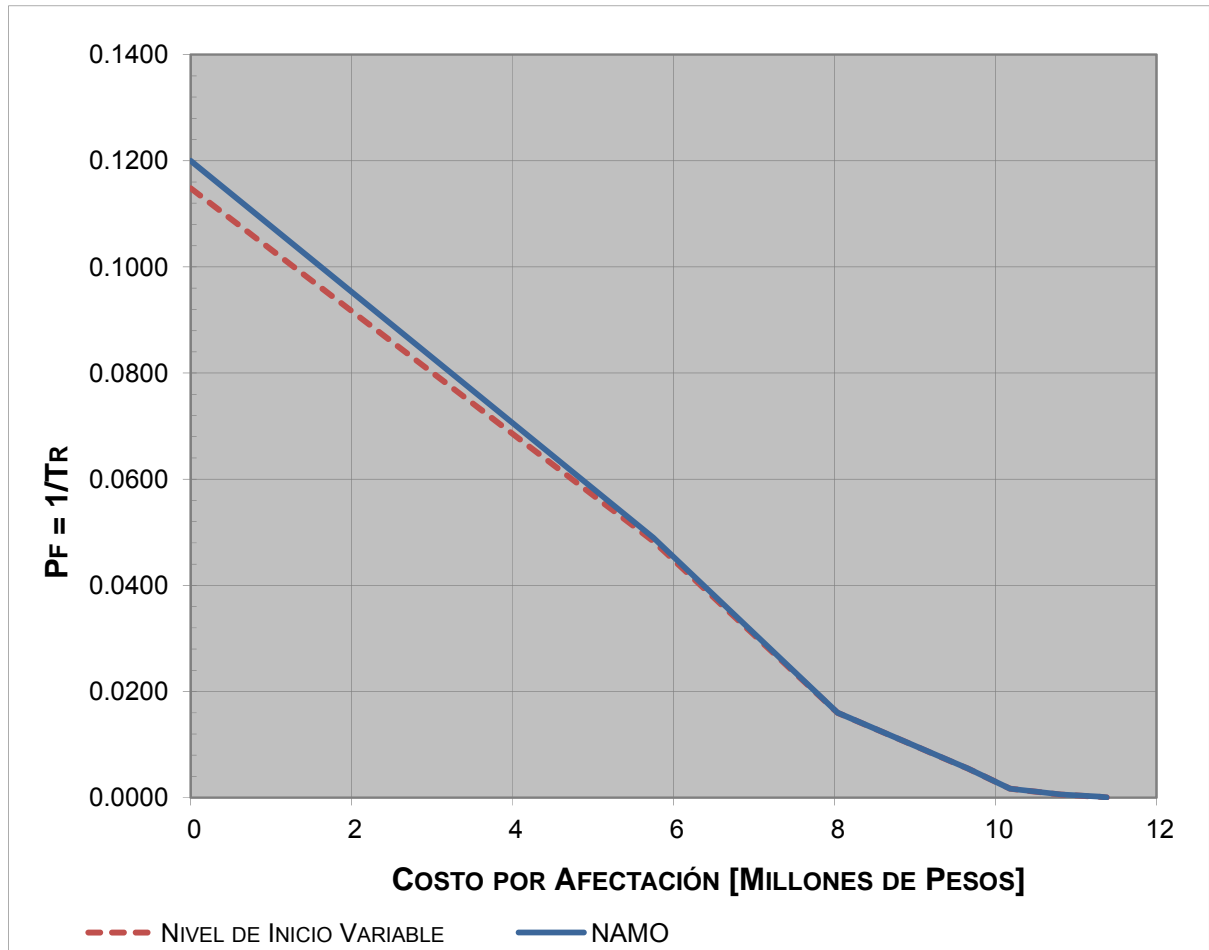


Figura 5.4. Costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

De la Fig 5.4, el costo esperado se determina como el área comprendida por debajo de las curvas graficadas, cuya comparativa se presenta en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Costo total de riesgo esperado.

Análisis	Millones de Pesos
Nivel Inicial Variable	0,57
NAMO	0,59

Por otra parte, la obra de excedencias no cuenta con la capacidad de descarga necesaria para desalojar avenidas de más 14 556 m³/s (Tr 5 000 años en adelante), comenzando su tránsito a partir de cualquier elevación en el embalse. Por consiguiente se recomienda el considerar la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para descargar de manera conjunta las avenidas de hasta 10 000 años de periodo de retorno (15 024 m³/s, gasto máximo de salida para la condición más desfavorable en el embalse).

Tabla 5.7. Tránsitos de avenida - Revisión capacidad descarga del vertedor

Tr	Nivel Inicial en el embalse	Gasto Máximo de entrada	Gasto Máximo de Salida	Volumen Max	Nivel Máximo en el embalse	Dif con respecto al NAME (83,00 msnm)
años	msnm	m ³ /s	m ³ /s	hm ³	msnm	m
5 000	61,00	14 556	13 789	2 529,54	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 006	2 687,85	83,75	-0,75
5 000	64,00	14 556	13 790	2 529,61	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 006	2 687,88	83,75	-0,75
5 000	67,00	14 556	13 791	2 529,89	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 007	2 688,00	83,75	-0,75
5 000	70,00	14 556	13 795	2 530,50	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 010	2 688,27	83,75	-0,75
5 000	73,00	14 556	13 800	2 531,30	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 013	2 688,62	83,75	-0,75
5 000	76,00	14 556	13 806	2 532,23	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 018	2 689,17	83,75	-0,75
5 000	76,34	14 556	13 808	2 532,48	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 020	2 689,40	83,75	-0,75
5 000	79,00	14 556	13 811	2 532,94	83,31	-0,31
10 000		15 852	15 024	2 689,84	83,76	-0,76

5.5. CONCLUSIÓN GENERAL

La metodología propuesta optimiza y/o mejora la operación de los embalses en diversos puntos, por ejemplo, permite garantizar la confiabilidad de los registros (ya sean horarios, diarios o mensuales). El procedimiento estima la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados, partiendo de la revisión de los mismos, ya sea por la tendencia lógica, o por la corroboración de eventos climatológicos presentados. Con la finalidad de mejorar la operación de la presa en estudio, se optimiza la misma durante la simulación analítica del vaso, asignando diversos tipos de restricciones y penalizaciones, ya sea por derrame o déficit de agua.

Como parte del resultado del funcionamiento analítico de vaso optimizado, se obtienen los niveles más frecuentes en el embalse (histograma de elevaciones medias), los cuales serán las condiciones de inicio en el tránsito de las avenidas de diseño generando un escenario de análisis que parte de niveles asociados a su probabilidad de ocurrencia (P_{Elev}).

Se efectúa el tránsito de las avenidas estimadas para 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años de periodo de retorno y para cada elevación inicial obtenida de la operación óptima, así mismo se analiza otro escenario considerando como elevación inicial la del NAMO del embalse, siendo esta última elevación el escenario clásico definido como cota inicial en las simulaciones del tránsito de avenidas y funcionamiento analítico de vasos.

Dicho análisis permite revisar el comportamiento del embalse definiendo su elevación máxima ante diversos niveles iniciales en la simulación del tránsito de avenidas, detallando si la obra de excedencias cuenta con la capacidad de descarga necesaria ante la presencia de avenidas máximas sin que el NAME sea sobrepasado. Lo anterior, permite garantizar la seguridad integral de las obras, guiando al operador a mantener el embalse por debajo un determinado nivel (curva guía), o en su caso, determinando la inclusión de una obra de excedencias auxiliar para preservar la seguridad de las obras.

Así mismo, del resultado de la simulación, se obtienen los gastos máximos de descarga, los cuales son asociados a su probabilidad de excedencia (P_Q).

Ahora bien, la parte medular de la presente metodología, consiste en determinar la probabilidad de excedencia conjunta asociada al gasto máximo de descarga, para la cual se realiza la suma total de los productos de cada probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial (P_{Elev}) por la probabilidad de excedencia (P_Q), empleando la formula:

$$P_{Ti} = \sum_{k=1}^n P_{Q_i} P_{Elev_k} \quad (4.5)$$

donde

P_{Ti} probabilidad de excedencia conjunta para un gasto Q_i

P_{Q_i} probabilidad de excedencia del gasto Q_i dada una elevación inicial k

P_{Elev_k} probabilidad de ocurrencia asociada a la elevación inicial k .

Es decir, la Ec 4.5 define la probabilidad de que una gama de eventos se llegasen a presentar, considerando como otra variable la elevación inicial en el embalse. Lo anterior involucra una condición realista en la presa, ya que convencionalmente se supone que ante cualquier evento la elevación en el embalse es el NAMO.

Para traducir los gastos máximos de descarga de la probabilidad de excedencia conjunta en afectaciones, se realiza el tránsito hidráulico por el cauce aguas abajo del embalse, determinando las llanuras de inundación, cuya área es multiplicada por el costo unitario de afectación, determinando los costos asociados a diversas probabilidades de excedencia.

Como aportación, con los resultados obtenidos se genera la curva Costos Vs Probabilidades de excedencia conjunta, cuya área bajo la curva determina el riesgo esperado, el cual representada el costo total esperado.

De la presente investigación se puede concluir, que al emplear la metodología propuesta, se refleja un ahorro sustancial en los daños esperados, al comparar los costos obtenidos

bajo un nivel inicial variable con respecto a un análisis convencional realizado bajo el NAMO, en donde el último subestima los costos.

Por otra parte, se considera como aportación adicional, el análisis práctico del planteamiento y / o metodología del OPOP, lo anterior debido a que la simulación no había sido realizada bajo el ejemplo de un embalse real (La Presa La Boca). De dicho análisis se obtuvieron resultados óptimos, estableciendo que con la operación de las políticas definidas para cada condición inicial en el embalse, se garantiza la correcta operación de la obra de excedencias, así como la seguridad integral de las obras.



6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

R. Rebolledo S., “Operación óptima de un sistema hidráulico formado por dos presas en paralelo”. Tesis de Maestría, UNAM, 1990.

R. Avilés H., “Optimización en línea de presas hidroeléctricas”. Tesis de Licenciatura, UNAM, 1994.

C. Contreras C., “Operación óptima de sistemas de presas en cascada. Aplicaciones al sistema del río Grijalva”. Tesis de Maestría, UNAM, 1999.

M. Arganis J., “Operación óptima de un sistema de presas en cascada para generación hidroeléctrica tomando en cuenta condiciones reales de operación y el uso de muestras sintéticas para el pronóstico”. Tesis de Doctorado, UNAM, 2004.

E. Sánchez C., A. Wagner G., “Determinación de reglas de operación óptima para dos embalses, utilizando un algoritmo genético. XIII Escuela Nacional de Optimización y Análisis Numérico”. Universidad Autónoma de Coahuila, Sociedad Matemática Mexicana. Saltillo, Coahuila, México, 2003.

E. Sánchez C., A. Wagner G., “Modelo numérico para la operación óptima de un hidrosistema de aguas superficiales”. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Morelos, México, 2004.

R. Domínguez M., R. Mendoza R., A. Alvarado C. y E. Márquez L., “Operación integral del sistema hidroeléctrico del río Grijalva”. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería, UNAM, 1993.

R. Domínguez M., R. Mendoza R., C. Contreras C., “Políticas de operación del sistema de presas. Informe preliminar”. Elaborado para CNA por el Instituto de Ingeniería, UNAM, 1998.

R. Domínguez M., R. Mendoza R., “Funcionamiento de las Presas Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas sobre el Río Grijalva”. Elaborado para CNA por el Instituto de Ingeniería, UNAM, 2000.

R. Domínguez M., R. Mendoza R., M. Arganis J., “Revisión de políticas de operación quincenal de las presas Angostura y Malpaso, en el Río Grijalva”. Informe final elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería, UNAM, 2001.

R. Domínguez M., Arganis, L. J. M., E. Carrizosa E., G. E. Fuentes M., C. A. Echeverría V., “Determinación de avenidas de diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del río Grijalva”. Elaborado para CFE por el Instituto de Ingeniería, UNAM, 2006.

R. Dittmann, F. Froehlich F., Pohl R., M. Ostrowski. “A management system for operating rules of multipurpose reservoirs allowing for both extreme floods and ecological”. 4th International Symposium on Flood Defence, 2008.

J. Vigyan B. “Development of operation policy for Tawa dam”. National Institute of Hydrology, Roorkee, India, 1997.

N. Pradhan S., K. Tripathy U. “Optimization of The Operating Policy of The Multipurpose Hirakud Reservoir by Genetic Algorithm”. American Journal of Engineering Research, 2013.

M. Jiménez E., “Programa AX”. Área de Riesgos Hidrometeorológicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México, 1996.

R. Domínguez, M. and Carlóz G. T. “Análisis Estadístico, Capítulo A.1.6 del Manual de Diseño de Obras Civiles”. CFE, México, 1981.

M. Ordaz. “Vulnerabilidad y Riesgo por Inundaciones”. Septiembre 2011.

E. Gumbel, "Statistics of Extremes". New York: Columbia University Press, 1958.

R. Domínguez M., G. E. Fuentes M. y M. L. Arganis J. "Optimización de los Parámetros de la Función Doble Gumbel Usando Algoritmos Genéticos en una Serie de Gastos Máximos Anuales". 2004, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Sao Paulo, Brasil., págs. B59, 1-9.

Comisión Federal de Electricidad (CFE). "Manual de Diseño de Obras Civiles Capítulo A.1.10. Avenida de Diseño", 1980.

L. Chang, F. Chang, "Multi-objective evolutionary algorithm for operating parallel reservoir system". Journal of Hydrology Vol. 377, 2009, pp. 12-20

Y. Mathur, S. Nikam. "Optimal reservoir operation policies using genetic algorithm". International Journal of Engineering & Technology Vol. 1, 2009, pp. 184-187.

J. T. Kuo, WC Cheng, L. Chen L. "Multi objective water resources systems analysis using genetic algorithms – application to Chou-shui river basin, Taiwan". Water Sci Technology Vol. 48, 2003, pp. 71-77.

R. Mendoza, R. "Manual del Programa de Optimización vía Programación Dinámica Estocástica", 2010.

H. Marengo M., F. J. Contreras W., J. C. Rivero A. "Tránsito de una avenida por un vaso", 2005.

Comisión Federal de Electricidad (CFE). Simulación del Funcionamiento de un Vaso. Sección A (Hidrotecnia), Tema 1 (Hidrología), Capítulo 9 del Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Ingeniería. México, D.F., 1983.

F. J. Aparicio M., Fundamentos de hidrología de superficie. México. Limusa, 1989.

S. F. Huerta L., Funcionamiento de Vasos. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.

R. Domínguez M., G. E. Fuentes M. y M. L. Arganis J., "Optimización de los Parámetros de la Función Doble Gumbel Usando Algoritmos Genéticos en una Serie de Gastos Máximos Anuales". 2004, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Sao Paulo, Brasil., págs. B59, 1-9.

G. G. Svanidze, Mathematical Modeling of Hydrologic Series. USA. Water Resources Publications, 1980.

Bellman and Dreyfus. Applied Dynamic Programming. Princeton University Press, 1962.

M. J. Palomas, Desarrollo y aplicación de un método para la operación sistemática de compuertas en vertederos de presas grandes. Tesis de Licenciatura. UNAM, México. pp 139, 1992.

F. González V., Operación Óptima de Compuertas. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Instituto de Ingeniería. Serie Azul 222, 1969.

M. L. Arganis J., Manual de operación de las presas Luis L. León, Venustiano Carranza, El Cuchillo, La Boca y Marte R. Gómez, R. Bravo, México, 2010.

US Army Corps of Engineers. HEC-RAS, River Analysis System User's Manual. Version 4.1, USA, 2010.

V. T. Chow, D. R. Maidment and L. W. Mays. "Applied Hydrology", McGraw-Hill, New York, 570 pp, 1988.

Gharangik, A. M., and Chaudry M. H. (1991). "Numerical Simulation of Hydraulic Jump". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 9, pp. 1195-1211.

Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer Globe Digital Elevation Model (ASTER GDEM), 2014. <http://gdem.ersdac.jspacesystems.or.jp/>

Blue Marble Geographics. Global Mapper,

<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>

US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS), 2014.

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras>

Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos. LAMINA, 2014.

<http://www.gits.ws/>