

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

DEPENDENCIA

No. de copias

AUTORIDAD DEL CANAL DE PANAMÁ	1
Centro de Documentación del Proyecto	1

INDICE DE MODIFICACIONES

Revisión del documento	Sección modificada	Fecha de modificación	Observaciones
0	---	15-12-2017	Versión original
A	Indicadas	13-03-2018	Se atienden comentarios de la ACP, y se incluyen los capítulos 10,11,12 y13

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato:		SAA - 390197			
Título Documento:		INTERMEDIATE CONCEPTUAL DESIGN			
Documento No. :		NDIO-RP-HY-ICON-001 HYDROLOGY AND HYDRAULIC DESIGN			
A P R O B A C I O N	Número de revisión		0	A	B
	Vo. Bo. Especialista en Hidráulica	Nombre	G. BUITRAGO	O. VARGAS	
		Firma			
		Fecha	15-12-2017	13-03-2018	
	Vo. Bo Especialista en Hidrología	Nombre	M. JARA	M. JARA	
		Firma			
		Fecha	15-12-2017	13-03-2018	
	Vo. Bo Director de División	Nombre	J. CASTAÑO	J. CASTAÑO	
		Firma			
		Fecha	15-12-2017	13-03-2018	
	Vo. Bo Director del Proyecto	Nombre	A.MARULANDA	A.MARULANDA	
		Firma			
		Fecha	15-12-2017	13-03-2018	

TABLA DE CONTENIDO

1	ANTECEDENTES	13
1.1	REVISIÓN DEL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE MWH	13
1.2	DEFINICIÓN DEL TIPO DE PRESA	14
1.3	DEFINICIÓN DEL NIVEL OPERATIVO DEL EMBALSE	14
1.4	INFORMACIÓN BASE	14
1.4.1	Información topográfica	14
1.4.2	Información batimétrica.....	14
1.4.3	Curva de capacidad del reservorio Río Indio.....	14
2	OBJETIVO.....	16
3	JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.....	17
4	DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE TRABAJO	18
4.1.1	Metodología general para la modelación y la confiabilidad.....	18
4.1.2	Objetivos de la modelación y modelos a desarrollar	19
4.1.3	Recolección de datos.....	20
5	REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE	21
5.1	HIDROLOGIA	21
5.1.1	Cuenca del Río Indio	21
5.1.2	Cuenca del Lago Gatún	26
6	CRITERIOS DE DISEÑO	33
6.1	ESTUDIO HIDROLÓGICO	33
6.1.1	Estimación de caudales medios	33
6.1.2	Estimación de caudales máximos	33
6.1.3	Evaluación de la CMP en el sitio de presa	34
6.2	HIDRÁULICA FLUVIAL.....	35
6.3	ANÁLISIS DE SEDIMENTACIÓN.....	38
6.4	SIMULACIÓN DE OPERACIÓN DEL RESERVORIO.....	43
6.5	SISTEMA DE DESVÍO.....	45
6.5.1	Crecida de diseño	45
6.5.2	Localización de las estructuras.....	46
6.5.3	Altura de las ataguías	46
6.5.4	Geometría de la estructura de entrada	46
6.5.5	Dimensionamiento del túnel	46
6.5.6	Geometría de la estructura de salida.....	47
6.6	DESCARGA DE FONDO.....	47

6.6.1	Caudal de diseño	47
6.6.2	Nivel de entrada	48
6.6.3	Estructura de entrada	48
6.6.4	Túnel a presión	48
6.6.5	Cámara de compuertas	48
6.6.6	Cálculo de la socavación	49
6.7	VERTEDERO	50
6.7.1	Crecida de diseño	50
6.7.2	Canal de aproximación	50
6.7.3	Estructura de control	51
6.7.4	Geometría de pilas y estribos	55
6.7.5	Tránsito hidrológico	55
6.7.6	Rápido de descarga liso	55
6.7.7	Deflector radial	58
6.7.8	Cálculo de la socavación	59
6.8	PRESA	60
6.8.1	Borde libre	60
6.9	TÚNEL DE TRANSFERENCIA	60
6.9.1	Bocatoma	60
6.9.2	Túnel a presión	62
6.10	CAUDAL AMBIENTAL	63
6.10.1	Bocatoma	63
6.10.2	Tubería de carga	63
6.10.3	Casa de máquinas	64
6.10.4	Obras de restitución	64
6.11	MAPAS DE INUNDACIÓN Y ESTABILIDAD DEL TRAMO ALUVIAL	65
7	DESCRIPCIÓN MODELOS NUMÉRICOS	67
7.1	ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DE CALIBRACIÓN – CANAL DE PANAMÁ SISTEMA ACTUAL67	
7.1.1	Topología del modelo	67
7.1.2	Aportes al sistema	69
7.1.3	Almacenamientos	70
7.1.4	Conducciones	74
7.1.5	Caudales mínimos	74
7.1.6	Demandas	74
7.1.7	Evaporación	75
7.1.8	Curvas guía y reglas de operación	75
7.1.9	Resultados	80
7.2	ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DE CALIBRACIÓN CON EL PROYECTO RÍO INDIO 86	
7.2.1	Topología del modelo	86
7.2.2	Aportes al sistema	88
7.2.3	Almacenamientos	89
7.2.4	Conducciones	91

7.2.5	Caudales mínimos	91
7.2.6	Demandas	91
7.2.7	Evaporación	91
7.2.8	Curvas guía y reglas de operación	92
7.2.9	Resultados	93
7.3	ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DEL CANAL DE PANAMÁ SISTEMA ACTUAL	95
7.3.1	Topología del modelo	95
7.3.2	Aportes al sistema	97
7.3.3	Almacenamientos	98
7.3.4	Conducciones	98
7.3.5	Caudales mínimos	98
7.3.6	Demandas	98
7.3.7	Evaporación	103
7.3.8	Curvas guía y reglas de operación	103
7.3.9	Resultados	108
7.4	ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO CON EL PROYECTO RÍO INDIO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE ALTURA DE PRESA	109
7.4.1	Topología del modelo	109
7.4.2	Aportes al sistema	111
7.4.3	Almacenamientos	112
7.4.4	Conducciones	113
7.4.5	Caudales mínimos	114
7.4.6	Demandas	114
7.4.7	Evaporación	115
7.4.8	Curvas guía y reglas de operación	116
7.4.9	Resultados	118
8	HIDROLOGÍA	120
8.1	CAUDALES MEDIOS	120
8.1.1	Caudales en el Río Indio	120
8.1.2	Caudales en el sitio de presa	122
8.1.3	Lago Gatún	125
8.1.4	Lago Alhajuela	133
8.2	CAUDALES MÁXIMOS	140
8.2.1	Determinación de la relación entre el caudal máximo instantáneo y caudal máximo diario en Río Indio	140
8.2.2	Caudales máximos en el sitio de presa	142
8.2.3	Lago Gatún y Alhajuela	144
8.3	ESTIMACIÓN DE LA CMP	145
8.3.1	Estimación de la PMP	146
8.3.2	Estimación de la CMP	158
9	PERFIL HIDRAULICO	161
9.1	ANTECEDENTES	161
9.1.1	Información batimétrica	161
9.1.2	Información hidrológica	161

9.1.3	Información del lecho del río.....	161
9.2	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	162
9.3	CARACTERIZACIÓN DE LAS SECCIONES (CAUCE PRINCIPAL Y BANCAS).....	163
9.4	CONDICIONES DE FRONTERA.....	164
9.5	DIQUES (<i>LEVEES</i>).....	165
9.6	ÁREAS DE FLUJO INACTIVAS	166
9.7	RESULTADOS OBTENIDOS	166
9.7.1	Resultados obtenidos para el caudal medio ($25.3 \text{ m}^3/\text{s}$)	167
9.7.2	Resultados obtenidos para $T_r = 2.33$ años ($575.2 \text{ m}^3/\text{s}$)	168
9.7.3	Resultados obtenidos para $T_r = 5$ años ($679.4 \text{ m}^3/\text{s}$)	170
9.7.4	Resultados obtenidos para $T_r = 10$ años ($736.5 \text{ m}^3/\text{s}$)	171
9.7.5	Resultados obtenidos para $T_r = 25$ años ($789.2 \text{ m}^3/\text{s}$)	173
9.7.6	Resultados obtenidos para $T_r = 50$ años ($819.4 \text{ m}^3/\text{s}$)	174
9.7.7	Resultados obtenidos para $T_r = 100$ años ($844.4 \text{ m}^3/\text{s}$)	176
9.7.8	Resultados obtenidos para $T_r = 200$ años ($865.7 \text{ m}^3/\text{s}$)	177
9.7.9	Resultados obtenidos para $T_r = 500$ años ($889.8 \text{ m}^3/\text{s}$)	179
9.7.10	Resultados obtenidos para $T_r = 1000$ años ($905.4 \text{ m}^3/\text{s}$)	180
9.7.11	Resultados obtenidos para $T_r = 10\,000$ años ($947.9 \text{ m}^3/\text{s}$)	182
10	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	184
10.1	ASPECTOS GENERALES	184
10.1.1	Objetivos de la modelación.....	184
10.2	INFORMACIÓN DE REFERENCIA	185
10.2.1	Topografía y Batimetría	185
10.2.2	Escenarios de análisis y caudales para la modelación	185
10.3	CONFIGURACIÓN DEL MODELO.....	185
10.3.1	Dominio de cómputo y condiciones de frontera rígidas.....	185
10.3.2	Discretización espacial	187
10.4	RESULTADOS PRELIMINARES.....	189
10.4.1	Perfiles hidráulicos	189
10.4.2	Distribución espacial de velocidades	189
10.4.3	Velocidades en el cauce principal	191
10.5	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	192
11	EVALUACIÓN DE GENERACIÓN.....	193
11.1	DEMANDA	193
11.2	GENERACIÓN A PIE DE PRESA	193
11.2.1	Caudal de diseño	193
11.2.2	Nivel del embalse para generación	193
11.2.3	Nivel de restitución.....	193
11.2.4	Descripción de las obras.....	194

11.2.5	Diámetro de la conducción	194
11.2.6	Estabilidad de la central.....	200
11.2.7	Generación posible del caudal ecológico	203
12	REFERENCIAS.....	204
13	LISTA DE ANEXOS	208

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1 Características estación Boca de Uracillo.....	23
Tabla 5.2 Estaciones de precipitación cercanas a la cuenca del Río Indio	24
Tabla 5.3 Precipitación anual promedio	26
Tabla 5.4 Estaciones de monitoreo en la cuenca del Canal.....	28
Tabla 5.5 Estaciones empleadas en el análisis de precipitación y evaporación	29
Tabla 5.6 Curva de capacidad del Lago Gatún.....	30
Tabla 5.7 Curva de capacidad del Lago Alhajuela.....	31
Tabla 6.1 Estimación del coeficiente de Manning según método de Cowan	37
Tabla 6.2 Fórmulas metodología Ackers y White	39
Tabla 6.3 Periodo de información disponible de variables hidrológicas en las cuencas del Lago Gatún, Lago Alhajuela y Río Indio.....	44
Tabla 6.4 Valores de coeficientes de rugosidad de <i>Manning</i>	47
Tabla 6.5 Capacidad de descarga para el vaciado del reservorio.....	47
Tabla 7.1 Aportes Totales al Canal de Panamá en m ³ /s (periodo 1948-1999)	69
Tabla 7.2 Curva de capacidad del Lago Gatún.....	70
Tabla 7.3 Curva de capacidad del Lago Alhajuela.....	72
Tabla 7.4 Demandas promedio en m ³ /s para el periodo 1993-1997	74
Tabla 7.5 Tasa de evaporación en mm, para el periodo 1993-1997	75
Tabla 7.6 Curvas guía de operación del lago Gatún.....	76
Tabla 7.7 Reglas de Operación del Lago Gatún	77
Tabla 7.8 Curvas guía de operación del lago Alhajuela	78
Tabla 7.9 Reglas de Operación del Lago Alhajuela.....	79
Tabla 7.10 Demandas promedio 1993 - 1997 en m ³ /s mayoradas por 1.15	81
Tabla 7.11 Demanda adoptada para obtener confiabilidad hídrica de 99.6% en el modelo de calibración	83
Tabla 7.12 Confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda	85
Tabla 7.13. Resultados de la modelación modificando la demanda de navegación en función de la elevación del lago Gatún.....	86
Tabla 7.14 Aportes al Sistema del modelo de Calibración m ³ /s (periodo 1948-1999)	88
Tabla 7.15 Curva de capacidad del embalse Indio	89
Tabla 7.16 Curva Guía del reservorio Río indio.....	92
Tabla 7.17 Reglas de Operación del Lago Gatún.....	92
Tabla 7.18 Confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda del sistema con el proyecto río Indio.....	93
Tabla 7.19. Resultados de la modelación modificando la demanda de navegación en función de la elevación del lago Gatún.....	95
Tabla 7.20 Aportes Totales Diarios al Canal de Panamá en m ³ /s (periodo 1948-2016)	97
Tabla 7.21. Demanda proyectada entregada por ACP	99
Tabla 7.22. Demanda de Navegación proyectada por El Cliente	100
Tabla 7.23. Demandas Panamax y Neo-Panamax proyectadas según la ACP	101
Tabla 7.24. Variación de la demanda Panamax en función de la elevación del lago Gatún para los años 2017 y 2050.....	102
Tabla 7.25 Tasa de evaporación en mm, para el periodo 1948-2016	103
Tabla 7.26 Curvas guía de operación del lago Gatún.....	104
Tabla 7.27 Reglas de Operación del Lago Gatún.....	105
Tabla 7.28 Curvas guía de operación del lago Alhajuela	106
Tabla 7.29 Reglas de Operación del Lago Alhajuela.....	107
Tabla 7.30. Resultados para el modelo del Canal de Panamá.....	108
Tabla 7.31 Aportes al Sistema del modelo de Calibración m ³ /s (periodo 1948-2016)	111
Tabla 7.32 Curva de capacidad del embalse Indio	112
Tabla 7.33. Requerimientos de agua mensuales para áreas potenciales de riego.....	114

Tabla 7.34. Proyección de población para en los corregimientos de Río Indio, Ciri de los Sotos y La Encantada al año 2050	115
Tabla 7.35. Demanda de los corregimientos de Río Indio, Ciri de los Sotos y La Encantada al año 2050.....	115
Tabla 7.36 Curvas guía consideradas para las diferentes alternativas de altura de la presa del embalse Indio	116
Tabla 7.37 Reglas de Operación del Lago Indio	117
Tabla 7.38. Resultados de Confiabilidad Hídrica para las diferentes alternativas de altura de presa	118
Tabla 7.39. Beneficio para las diferentes alternativas de altura de presa	119
Tabla 8.1 Ecuaciones de correlación Boca de Uracillo vs Los Cañones	122
Tabla 8.2 Porcentajes de variación respecto a la serie presentada para el periodo 1948 - 1999..	123
Tabla 8.3 Áreas de cuencas instrumentadas - afluentes Lago Gatún	125
Tabla 8.4 Caudales promedio río Gatún – Estación Ciento (m^3/s)	125
Tabla 8.5 Caudales promedio Río Trinidad - Estación El Chorro (m^3/s)	126
Tabla 8.6 Caudales promedio Río Ciri Grande - Estación Los Cañones (m^3/s)	127
Tabla 8.7 Precipitación total anual por estación	128
Tabla 8.8 Estimación del factor de transposición.....	130
Tabla 8.9 Precipitación mensual promedio sobre Lago Gatún (mm).....	130
Tabla 8.10 Evaporación promedio sobre el espejo de agua Lago Gatún (mm)	131
Tabla 8.11 Caudales promedio de entrada al Lago Gatún (m^3/s)	132
Tabla 8.12 Áreas de cuencas instrumentadas - afluentes Lago Alhajuela	133
Tabla 8.13 Caudales promedio Río Boquerón - Estación Peluca (m^3/s)	134
Tabla 8.14 Caudales promedio Río Pequeni – Estación Candelaria (m^3/s)	134
Tabla 8.15 Caudales promedio Río Chagres – Estación Chico (m^3/s)	135
Tabla 8.16 Precipitación promedio sobre Lago Alhajuela (mm)	136
Tabla 8.17 Evaporación promedio sobre el espejo de agua Lago Alhajuela (mm)	137
Tabla 8.18 Caudales promedio de entrada al Lago Alhajuela (m^3/s).....	138
Tabla 8.19 Factores de mayoración.....	142
Tabla 8.20 Caudales máximos en el Sitio de Presa	143
Tabla 8.21 Comparación de caudales máximos para distintos periodos de retorno	143
Tabla 8.22 Precipitación máxima estación Uracillo.....	151
Tabla 8.23 Estadísticos de la serie de precipitación máxima Estación Uracillo	151
Tabla 8.24 Ajustes de la media y desviación estándar por valores extremos y tamaño de la muestra	151
Tabla 8.25 Factor Km estimado para la estación Uracillo	152
Tabla 8.26 Valor de Xt en la estación Uracillo	152
Tabla 8.27 Valor de la PMP puntual	152
Tabla 8.28 Valor de la PMP / 48 horas en las estaciones analizadas	152
Tabla 8.29 Precipitación promedio sobre la cuenca	154
Tabla 8.30 Incrementos de precipitación empleados por MWH	156
Tabla 8.31 Resultados de la modelación hidrológica.....	158
Tabla 9.1 Caudales empleados en el cálculo del perfil hidráulico	161
Tabla 9.2 Diámetros de las partículas característicos del lecho del río	162
Tabla 9.3 Coeficiente de rugosidad base.....	162
Tabla 9.4 Coeficientes de Rugosidad del Río Indio en la zona de la presa	163
Tabla 9.5 Pendiente de la línea de agua	164
Tabla 9.6 Características hidráulicas en la zona de presa para Q_{medio}	167
Tabla 9.7 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 2.33 años	169
Tabla 9.8 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 5 años	170
Tabla 9.9 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 10 años	172
Tabla 9.10 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 25 años	173
Tabla 9.11 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 50 años	175

Tabla 9.12 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 100 años	176
Tabla 9.13 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 200 años	178
Tabla 9.14 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 500 años	179
Tabla 9.15 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 1000 años	181
Tabla 9.16 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 10 000 años	182
Tabla 10.1 Caudales a simular según período de retorno	185
Tabla 11.1 Resumen de pérdidas para la conducción del caudal ambiental	197
Tabla 11.2 Costos de energía no generada.....	197
Tabla 11.3 Costos directos de obra	198
Tabla 11.4 Costos totales.....	199
Tabla 11.5 Cálculo del tiempo del agua (T_w).....	201
Tabla 11.6 Cálculo del tiempo mecánico (T_m).....	202
Tabla 11.7 Estabilidad de la central	202
Tabla 11.8 Potencia de la central a pie de presa.....	203

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Curva de capacidad del embalse.....	15
Figura 4.1 Metodología para la modelación en planificación y gestión de recursos hídricos.....	19
Figura 5.1 Cuencas hidrográficas de Panamá.....	21
Figura 5.2 Localización de la cuenca del Río Indio.....	22
Figura 5.3 Localización de estaciones hidrológicas.....	23
Figura 5.4 Régimen de caudales en la estación Boca de Uracillo (1948-1999).....	24
Figura 5.5 Localización de las estaciones de precipitación.....	25
Figura 5.6 Precipitación promedio estaciones cercanas.....	25
Figura 5.7 Lago Alhajuela.....	27
Figura 5.8 Lago Gatún.....	27
Figura 5.9 Localización de las estaciones hidrológicas y climatológicas.....	29
Figura 5.10 Curva de capacidad del Lago Gatún.....	32
Figura 5.11 Curva de capacidad del Lago Alhajuela.....	32
Figura 6.1 Coeficiente K para calcular la ecuación de la gola.....	51
Figura 6.2 Coeficientes A y B para el cálculo de la elipse de empalme.....	52
Figura 6.3 Coeficiente de descarga para un paramento vertical.....	54
Figura 6.4 Corrección del coeficiente de descarga para la inclinación real del paramento ⁴	54
Figura 6.5 Corrección del coeficiente de descarga por H_e	54
Figura 6.6 Curva de diseño para el cálculo de la profundidad de la lámina hinchada.....	56
Figura 6.7 Borde libre y altura de las bancas recomendados para canales revestidos.....	65
Figura 7.1 Esquema general del Canal de Panamá.....	67
Figura 7.2 Modelo topológico del sistema actual.....	68
Figura 7.3 Representación del sistema actual en el software HEC-ResSim.....	69
Figura 7.4 Formato HEC-DSS de ingreso de las series del modelo del Canal de Panamá al software HEC-ResSim.....	70
Figura 7.5 Curva de Capacidad para el Lago Gatún.....	71
Figura 7.6 Curva de área para el Lago Gatún.....	71
Figura 7.7 Datos físicos del lago Gatún ingresados en el software HEC-ResSim.....	72
Figura 7.8 Curva de Capacidad para el Lago Alajuela.....	73
Figura 7.9 Curva de área para el Lago Alajuela.....	73
Figura 7.10 Datos físicos del lago Alhajuela ingresados en el software HEC-ResSim.....	74
Figura 7.11 Curvas de Operación para el lago Gatún.....	77
Figura 7.12 Reglas de operación para el Lago Gatún en el <i>software</i> HEC-ResSim.....	78
Figura 7.13 Curvas de operación del lago Alhajuela.....	79
Figura 7.14 Reglas de operación para el lago Alajuela en el <i>software</i> HEC-ResSim.....	80
Figura 7.15 Demanda M&I para el lago Alhajuela.....	82
Figura 7.16 Demanda M&I para el lago Gatún.....	82
Figura 7.17 Demanda de navegación.....	83
Figura 7.18 Demanda M&I para el lago Alhajuela (108.09 m ³ /s).....	84
Figura 7.19 Demanda M&I para el lago Gatún.....	84
Figura 7.20 Demanda de navegación (108.09 m ³ /s).....	85
Figura 7.21 Confabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda.....	86
Figura 7.22 Modelo topológico de calibración del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de río Indio.....	87
Figura 7.23 Representación del sistema de calibración de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio Río Indio en el software HEC-ResSim.....	88
Figura 7.24 Formato HEC-DSS de ingreso de las series del modelo de Calibración con el proyecto río Indio al software HEC-ResSim.....	89
Figura 7.25 Curva de Capacidad para el embalse Indio.....	90
Figura 7.26 Curva de área para el Lago Indio.....	90
Figura 7.27 Datos físicos del embalse Indio ingresados en el software HEC-ResSim.....	91

Figura 7.28 Reglas de operación para el reservorio de Río Indio en el <i>software</i> HEC-ResSim	93
Figura 7.29 Confiabilidad hídrica para diferentes demandas del sistema con el proyecto río Indio	94
Figura 7.30 Comparación de la confiabilidad hídrica de la simulaciones realizadas por MWH e INGETEC.....	94
Figura 7.31 Esquema general del Canal de Panamá	95
Figura 7.32 Modelo topológico del sistema actual.....	96
Figura 7.33 Representación del sistema actual en el <i>software</i> HEC-ResSim	97
Figura 7.34 Formato HEC-DSS de ingreso de las series diarias del modelo del Canal de Panamá al <i>software</i> HEC-ResSim	98
Figura 7.35 Curvas guía de Operación para el lago Gatún	105
Figura 7.36 Reglas de operación para el Lago Gatún en el <i>software</i> HEC-ResSim	106
Figura 7.37 Curvas guía de operación del lago Alhajuela	107
Figura 7.38 Reglas de operación para el lago Alajuela en el <i>software</i> HEC-ResSim	108
Figura 7.39. Resultados para el modelo del Canal de Panamá	109
Figura 7.40 Modelo topológico de calibración del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de río Indio	110
Figura 7.41 Representación del sistema de calibración de los Lagos Gatún y Alhajuela con el reservorio Río Indio en el <i>software</i> HEC-ResSim	111
Figura 7.42 Curva de Capacidad para el embalse Indio.....	112
Figura 7.43 Curva de área para el Lago Indio	113
Figura 7.44 Datos físicos del embalse Indio ingresados en el <i>software</i> HEC-ResSim	113
Figura 7.45. Curvas guía consideradas para las diferentes alternativas de altura de la presa del embalse Indio	116
Figura 7.46 Reglas de operación para el reservorio de Río Indio para la alternativa de 80.05 m de altura de presa en el <i>software</i> HEC-ResSim	117
Figura 7.47. Resultados de Confiabilidad Hídrica para las diferentes alternativas de altura de presa	118
Figura 7.48. Beneficio para las diferentes alternativas de altura de presa	119
Figura 8.1 Correlación de caudales Diarios Boca de Uracillo - Los Cañones (Abril)	121
Figura 8.2 Caudales promedio Boca de Uracillo 2000 - 2016	122
Figura 8.3 Caudales medios Sitio de Presa (1948-2016)	123
Figura 8.4 Curva de duración de caudales en el sitio de presa (1948 -2016)	124
Figura 8.5 Variación anual caudales en el sitio de presa – Río Indio	124
Figura 8.6 Régimen de caudales Río Gatún – Estación Ciento	126
Figura 8.7 Régimen de caudales Río Trinidad - Estación El Chorro	126
Figura 8.8 Régimen de caudales Río Ciri Grande - Estación Los Cañones.....	127
Figura 8.9 Distribución espacial de la precipitación.	129
Figura 8.10 Régimen de precipitación sobre Lago Gatún (1940-2016).....	130
Figura 8.11 Evaporación promedio Lago Gatún	131
Figura 8.12 Caudales promedio de entrada al Lago Gatún (1948 - 2016)	132
Figura 8.13 Curva de duración de caudales Lago Gatún	132
Figura 8.14 Variación anual de caudales de entrada al Lago Gatún.....	133
Figura 8.15 Régimen de caudales Río Boquerón - Estación Peluca.....	134
Figura 8.16 Régimen de caudales Río Pequeri – Estación Candelaria	135
Figura 8.17 Régimen caudales Río Chagres - Estación Chico.....	135
Figura 8.18 Régimen de precipitación sobre Lago Alhajuela	137
Figura 8.19 Evaporación promedio Lago Alhajuela	138
Figura 8.20 Caudales promedio de entrada al Lago Alhajuela	138
Figura 8.21 Curva de duración de caudales Lago Alhajuela	139
Figura 8.22 Variación anual de caudales de entrada al Lago Alhajuela	139
Figura 8.23 Frecuencia de caudales máximos instantáneos Est. Río Indio - Boca de Uracillo (1979 - 1996)	141
Figura 8.24 Frecuencia de caudales máximos promedio anuales (1979 - 1996)	141

Figura 8.25 Frecuencia de caudales máximos instantáneos Sitio de Presa	142
Figura 8.26 Hidrograma para Tr 50 años	144
Figura 8.27 Creciente máxima probable en la Cuenca del Canal (Lago Gatún)	145
Figura 8.28 Creciente máxima probable Lago Alhajuela	145
Figura 8.29 Valores de Km en función de la duración y magnitud de la precipitación promedio máxima	147
Figura 8.30 Ajuste de la media anual para la serie de máximos observados	148
Figura 8.31 Ajuste de la desviación estándar anual de la serie de máximos observados	149
Figura 8.32 Ajuste de la media y la desviación estándar según la longitud del registro	150
Figura 8.33 Distribución espacial de la PMP en 48 horas en (mm) para la Cuenca Río Indio.....	153
Figura 8.34 Factor de reducción de área	154
Figura 8.35 Curva de masa de precipitación horaria de las estaciones ubicadas en la subcuenca del Río Trinidad hasta el Chorro	155
Figura 8.36 Curvas de distribución de la precipitación para la cuenca del Río Indio	155
Figura 8.37 Curvas de distribución de la precipitación para la cuenca del Río Indio	157
Figura 8.38 Hietograma PMP Cuenca Río Indio	158
Figura 8.39 Hidrograma CMP con Distribución de MWH – INGETEC 2017	159
Figura 8.40 Hidrograma CMP con Distribución El Chorro – INGETEC 2017	159
Figura 8.41 Hidrograma CMP con Distribución Los Cañones – INGETEC 2017	160
Figura 9.1 Perfil del lecho de Río Indio	162
Figura 9.2 Representación del cauce principal en la zona de estudio.....	164
Figura 9.3 Representación en planta del modelo hidráulico elaborado en HEC-RAS	165
Figura 9.4 Sección transversal K0+200 con Levees e <i>Ineffective Flow Areas</i>	166
Figura 9.5 Perfil hidráulico en la zona de presa para Q_{medio}	167
Figura 9.6 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 2.33 años.....	168
Figura 9.7 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 5 años.....	170
Figura 9.8 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 10 años.....	171
Figura 9.9 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 25 años.....	173
Figura 9.10 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 50 años.....	174
Figura 9.11 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 100 años.....	176
Figura 9.12 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 200 años.....	177
Figura 9.13 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 500 años.....	179
Figura 9.14 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 1000 años.....	180
Figura 9.15 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 10 000 años.....	182
Figura 10.1 DTM simplificado del área de estudio.....	186
Figura 10.2a Detalle de esquemas de discretización espacial empleados durante el análisis de independencia de malla.	187
Figura 10.3 – Análisis de independencia de malla para el escenario de mayor caudal.	188
Figura 10.4 Perfil hidráulico sobre el cauce principal – Tr : 10 000 años	189
Figura 10.5a Distribución espacial de velocidades – Tr : 10 000 años.....	190
Figura 10.6 Promedio vertical de velocidades sobre el cauce principal	191
Figura 10.7 Valores de velocidad a diferentes profundidades sobre el cauce principal.....	192
Figura 10.8 Sensibilidad del nivel en el sitio de presa ante cambios en el coeficiente de Manning	192
Figura 11.1 curva de gasto para la sección k0+650 m	194
Figura 11.2 Perfil longitudinal de las obras de caudal ambiental.....	194
Figura 11.3 Costos de energía no generada	197
Figura 11.4 Costos directos de obra	199
Figura 11.5 Costos totales	200

1 ANTECEDENTES

1.1 REVISIÓN DEL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE MWH

En el marco del presente contrato INGETEC realizó una revisión del Estudio de Factibilidad elaborado por MWH (2003), generando el Documento No. NDIO-RP-GG-RFAC-001, titulado Revisión Factibilidad Proyecto Río Indio. En este documento se llegó a las siguientes conclusiones, relacionadas con el esquema general de la presa y obras anexas propuesto por MWH:

- El sitio de presa óptimo corresponde al sitio seleccionado en la etapa de reconocimiento por parte de US Army Corps Of Engineers (1999) y desarrollado a nivel de factibilidad por MWH. Este punto corresponde al tramo del Río Indio localizado en la zona conocida como Cerro Tres Hermanas; seleccionado por presentar condiciones geomorfológicas adecuadas para la fundación de la presa, y un volumen de presa y diques de cierre inferiores a sitios alternativos evaluados.
Este sitio fue validado en el informe de Revisión del Estudio de Factibilidad elaborado por INGETEC, mediante un análisis comparativo con un sitio de presa localizado 750 m aguas abajo del sitio propuesto por MWH; en donde se encontró que la presa y dique propuestos tendrían una longitud de cresta 22% mayor que el presentado en el sitio propuesto por MWH y una altura del dique de cierre 54% mayor que el presentado en el sitio propuesto por MWH.
- Debido a que el diseño de la descarga de fondo propuesto por MWH contempla una regla de desembalse diferente a la establecida en el documento de Normas para la Seguridad de Presas (ASEP, 2010), es necesario replantear el diseño de la descarga de fondo, en función de los criterios establecidos por (ASEP, 2010).
- Teniendo en cuenta que la operación de la descarga de fondo consistirá en una regulación del embalse, ya que esta podrá estar en la capacidad de disminuir el nivel del embalse hasta un nivel deseado y mantener dicho nivel por un tiempo determinado, se recomienda como elemento de regulación una compuerta radial (y no plana); ya que este tipo de compuertas opera mejor en posiciones intermedias, al dirigir la fuerza hidrostática siempre en dirección radial hacia el pivote, evitando que se generen momentos que abran o cierran la compuerta.
- Al recomendar el uso de una compuerta radial, se hace necesario la implantación de una cámara de compuertas (y no de un pozo de compuertas); lo cual, condiciona el uso del túnel de desvío como descarga de fondo, debido a que la construcción del sistema de desvío es crítico en el cronograma de obras y una cámara de compuertas aumentaría sustancialmente su tiempo de construcción. Lo anterior, sugiere evaluar un esquema de túnel de desvío y descarga de fondo independientes.
- La configuración del vertedero propuesto por MWH contempla emplear el material de excavación como material de relleno de la presa. A partir de la visita de campo realizada por INGETEC, se concluyó que el material del estribo derecho en principio no sería apto para los rellenos de la presa y se hace necesario replantear la configuración del vertedero con el objeto de minimizar los volúmenes de excavación.
- La configuración propuesta por MWH para la instalación de liberación mínima (de caudal ambiental) no es recomendable para presas con cuerpos de materiales sueltos; debido a que esta configuración está interviniendo el elemento impermeable de la presa (la cara de concreto), facilitando que la diferencia de esfuerzos en la estructura cree líneas de flujo preferenciales a través del cuerpo de la presa. A partir de lo anterior, se sugiere evaluar un

esquema del conducto ambiental independiente del cuerpo de la presa, lo cual brindaría mayor seguridad y facilitaría las labores de operación de los elementos mecánicos.

1.2 DEFINICIÓN DEL TIPO DE PRESA

En el marco del presente contrato, INGETEC realizó un análisis de alternativas para la selección del tipo de presa, generando el Documento No. INDIO-RP-AL-ICON-001 titulado Evaluación de Alternativas – Tipo de Presa. En este documento se llegó a la conclusión que el tipo de presa más conveniente para el Reservoir Multipropósito Río Indio, corresponde a una presa de enrocado con cara de concreto (CFRD), posicionando en el estribo izquierdo de la presa el vertedero superficial y sobre el estribo derecho, las obras subterráneas del túnel de desvío, la descarga de fondo y el conducto del caudal ambiental por tener esta ladera mayor pendiente y por ende mayor cobertura.



1.3 DEFINICIÓN DEL NIVEL OPERATIVO DEL EMBALSE

En el marco del presente contrato, INGETEC realizó un Análisis de Alternativas para la selección del nivel operativo del Reservoir Multipropósito Río Indio, generando el Documento No. INDIO-RP-AL-ICON-001 titulado Evaluación de Alternativas – Nivel operativo del reservorio. En este documento se llegó a la conclusión que el nivel operativo más conveniente para el Reservoir Multipropósito Río Indio, en función de la capacidad de transferencia requerida para cumplir con la confiabilidad hídrica del sistema (99.6%), corresponde a un nivel de operación de 80.05 m PLD.

1.4 INFORMACIÓN BASE

1.4.1 Información topográfica

Levantamiento topográfico con sistema LIDAR, curvas de nivel a cada metro, Datum UTM 17 N NAD 27, ACP, julio de 2015.

1.4.2 Información batimétrica

Levantamiento Batimétrico Río Indio 8531 PAN 2016 - Mediciones Batimétricas del Río Indio, Panamá, Provincia de Colón, TECHNOLOGIES, junio de 2017.



1.4.3 Curva de capacidad del reservorio Río Indio

Curva de capacidad del reservorio Río Indio elaborada por INGETEC (Informe No. INDIO-RP-GG-RFAC-001 Capítulo 3.2.3) a partir de la información topográfica obtenida mediante sistema LIDAR (ACP, 2015). La Figura 1.1 presenta la curva de capacidad del embalse elaborada por INGETEC.

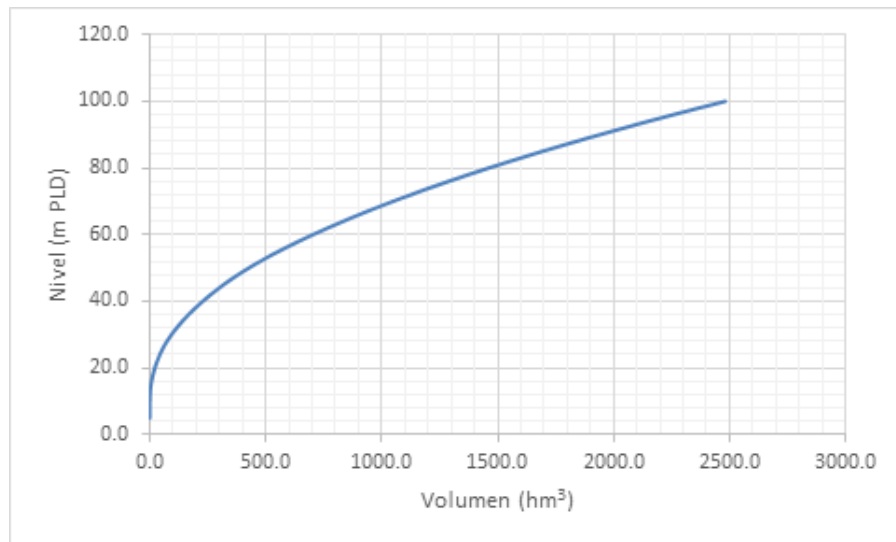


Figura 1.1 Curva de capacidad del embalse

2 OBJETIVO

El presente documento tiene como objetivo mostrar el trabajo desarrollado a la fecha por las disciplinas de hidrología, hidráulica y gestión de recursos hídricos, para al diseño conceptual del reservorio multipropósito de la cuenca del río Indio y proyectos complementarios para el manejo de dicha cuenca.



3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo con lo indicado en el Pliego del Contrato en la Sección 01 11 00, el gobierno de la República de Panamá ha identificado la cuenca del río Indio como una fuente potencial para aumentar el suministro de agua para consumo humano. En consecuencia, el objetivo de La Autoridad del Canal de Panamá (ACP) a través de este Contrato es realizar los estudios necesarios y preparar los diseños a nivel conceptual del reservorio multipropósito, las estructuras hidráulicas y las instalaciones necesarias para optimizar el potencial hídrico de la cuenca del río Indio, con el fin de suministrar agua adicional al lago Gatún para consumo humano.

La ACP es responsable de la administración, mantenimiento, uso y conservación de los recursos hídricos de la cuenca que alimentan al Canal de Panamá. El tránsito de embarcaciones a través del Canal de Panamá depende de la disponibilidad del agua almacenada en los lagos Gatún y Alhajuela. Estos dos embalses son parte de la cuenca del Canal de Panamá y el río principal es el río Chagres. Los lagos Gatún y Alhajuela abastecen agua para uso humano en áreas adyacentes al Canal, incluida la ciudad de Panamá, San Miguelito, Colón y la provincia de Panamá Oeste. La disponibilidad del agua es limitada e incluso en periodos extensos de sequía puede ser insuficiente el recurso hídrico para atender la demanda para la navegación y más aún con las demandas futuras de las poblaciones circundantes y de la demanda considerando las nuevas esclusas; por lo anterior, la ACP propende por optimizar los recursos hídricos en la cuenca del Canal de Panamá.

Por otra parte, el gobierno de la República de Panamá aprobó el "Plan Nacional de Seguridad Hídrica (PNSH): Agua Para Todos 2015-2050 " mediante la resolución N ° 114 agosto de 2016, el cual tiene como objetivo garantizar el acceso del agua a toda la población y al desarrollo económico, con calidad y cantidad apropiadas, y considerando la protección de los recursos hídricos y el cambio climático.

El "Ministerio de Ambiente" de la República de Panamá (MiAMBIENTE) firmó con la ACP varios contratos relacionados con el PHNSH y uno de ellos es el correspondiente al diseño conceptual del embalse multipropósito del Río Indio.

4 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para el diseño conceptual del reservorio multipropósito de la cuenca del río Indio y sus proyectos complementarios, se propuso la siguiente metodología:



1. **Evaluación de alternativas para la definición del tipo de presa:** Se evaluaron tres tipos de presa, presa de enrocado con cara de concreto (CFRD), presa de concreto compactado con rodillo (RCC), y presa térrea zonificada; concluyendo que el tipo de presa más conveniente para el Reservorio Multipropósito Río Indio, corresponde a una presa de enrocado con cara de concreto (CFRD) (Véase Documento No. INDIO-RP-AL-ICON-001).



2. **Evaluación de alternativas para la definición del nivel operativo del reservorio:** Se evaluaron tres niveles de operación del reservorio Río Indio con el tipo de presa seleccionado (CFRD); los tres niveles de evaluación corresponden a 80.05, 90.05 y 95.05 m PLD de acuerdo con lo establecido en el numeral 1.6.1 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia. A partir de la evaluación de alternativas, se concluyó que el nivel óptimo del reservorio en función de la capacidad de transferencia requerida para cumplir con la confiabilidad hídrica del sistema, corresponde a un nivel de operación de 80.05 m PLD (Véase Documento No. INDIO-RP-AL-ICON-001).



3. **Dimensionamiento del túnel de transferencia:** Se evaluará el diámetro óptimo del túnel para el caudal de transferencia asociado al nivel operativo seleccionado (80.05 m PLD) para el reservorio multipropósito río Indio.

4. **Modelación del sistema de recursos hídricos:** Inicia con la calibración del modelo a partir de los resultados presentados en el Estudio de Factibilidad de MWH (2003); se procede con la modelación del sistema actual (sin el reservorio multipropósito río Indio), y finaliza con la modelación del sistema teniendo en cuenta el reservorio multipropósito río Indio.

5. **Diseño conceptual de las obras:** Una vez definidos todos los componentes del sistema, se procede al diseño hidráulico de los mismos.

4.1.1 Metodología general para la modelación y la confiabilidad

Para la modelación del sistema del canal de Panamá y Río Indio se utilizará la metodología general que se presenta en la Figura 4.1.

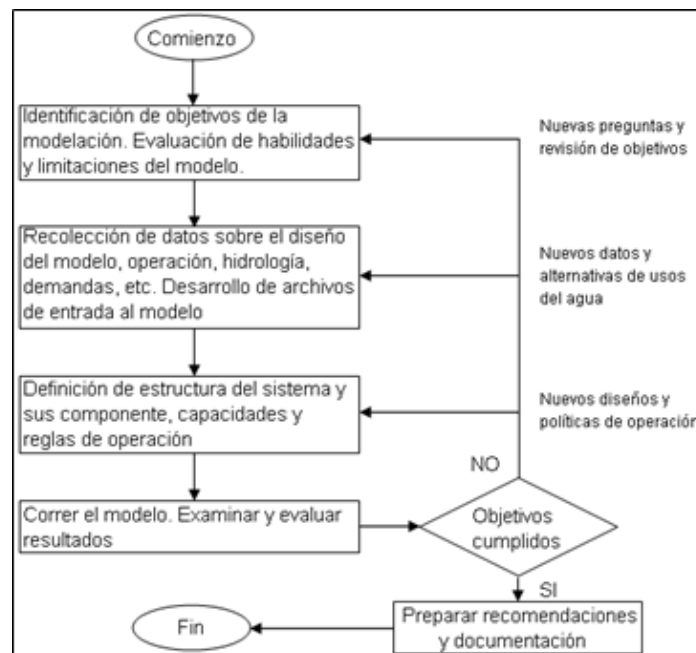


Figura 4.1 Metodología para la modelación en planificación y gestión de recursos hídricos

En los sistemas de aprovechamiento de recursos hídricos clasificados como deficitarios, no es posible obtener el 100% de satisfacción de los usuarios del agua todo el tiempo y se dará el fallo del sistema cuando el suministro sea inferior a la demanda; en el caso del Canal de Panamá y de acuerdo con los términos de referencia del estudio, para estimar la confiabilidad del sistema se evaluarán los siguientes indicadores:



- Confiabilidad hidrológica: la cual se define como la relación entre el caudal total entregado para suplir las demandas en un periodo de tiempo y el caudal de demanda total en el mismo periodo de tiempo.
- Confiabilidad del calado: la cual se define como la frecuencia con la que el nivel mínimo del Lago Gatún se encuentra por debajo de la restricción de nivel mínimo.

El rendimiento del proyecto será aquel que proporcione una confiabilidad hídrica de 99.6%.



4.1.2 Objetivos de la modelación y modelos a desarrollar

Para el análisis de alternativas para el suministro de caudales desde la cuenca del río Indio hacia la cuenca del Lago Gatún, los cuales tienen como objetivo complementar los caudales propios de dicha cuenca para atender las demandas de abastecimiento para el consumo humano y navegación en el Lago Gatún, es necesaria la implementación de un modelo que permita optimizar la asignación del recurso hídrico en sistemas complejos, considerando diferentes aspectos técnicos, ambientales y normativos. Para esto es necesario que los modelos desarrollados permitan cumplir los siguientes objetivos principales:

- Determinar la capacidad actual del Lago Gatún y del Lago Alhajuela para atender la demanda proyectada de abastecimiento para el consumo humano, industrial y de navegación.
- Definir la disponibilidad hídrica del río Indio para la derivación de caudales para atender las demandas de abastecimiento para el consumo humano, industrial y de navegación en la cuenca del Lago Gatún.

- Analizar las alternativas de volumen de embalse en la cuenca del río Indio para la derivación de caudales a la cuenca del Lago Gatún.

De acuerdo con los anteriores objetivos se requiere la implementación de tres (3) modelos de gestión del recurso hídrico independientes entre sí y que serán utilizados en distintas etapas del análisis del estudio. A continuación se describen los modelos a desarrollar:

- **Modelo de calibración:** Este corresponde a la reproducción del modelo desarrollado por MWH para el sistema actual y el sistema actual más el proyecto río Indio.
- **Modelo del sistema actual:** Este corresponde a la representación del sistema conformado por el Lago Gatún, el Lago Alhajuela y las demandas de abastecimiento, industrial y navegación, el cual permitirá definir su capacidad para atender las demandas del sistema.
- **Modelo de gestión del río Indio integrado:** Este corresponde a la representación del sistema de aprovechamiento del recurso hídrico del río Indio, en el que se incluyen las demandas para el consumo humano y de riego en la parte alta y la parte baja de la cuenca, estas últimas consideradas dentro del caudal ambiental; el cual permitirá definir la disponibilidad hídrica del río Indio para la derivación de caudales hacia la cuenca del Lago Gatún, este modelo incluye el sistema actual.



4.1.3 Recolección de datos

Para la modelación del recurso hídrico se realizó la revisión de información disponible, la cual está integrada por información del siguiente tipo:

- Información hidrológica de las cuencas del Lago Gatún, Lago Alhajuela y el río Indio (véase Capítulo 8).
- Topografía, cartografía y fotografías aéreas (Véase numeral 1.4).
- Curvas guía para la operación de los Lagos Gatún y Alhajuela, las cuales fueron suministradas por ACP (Ver Informe No. INDIO-RP-GG-RFAC-001 Capítulo 2.5.4).
- “Panama Canal Reservoir System (HEC-5 Model for the Existing System)” tomado de la página web de la ACP (<http://micanaldepanama.com/plan-maestro-2005-2025/plan-de-estudios/tecnico-y-de-ingenieria-esclusas/tecnico-y-de-ingenieria-hidrico/panama-canal-reservoir-system-hec-5-model/>)

5 REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1 HIDROLOGIA

El objetivo del presente análisis es determinar las afluencias hidrológicas al sitio de presa propuesto sobre la cuenca del Río Indio con el objetivo de optimizar el sistema del recurso hídrico para atender las demandas de agua para navegabilidad y para consumo humano e industrial. La recopilación de información se centró en la cuenca del Río Indio identificada con número 111 y la cuenca del Lago Gatún (o Río Chagres) identificada como número 115. La localización espacial de dichas cuencas se presenta en la Figura 5.1.



Figura 5.1 Cuencas hidrográficas de Panamá

5.1.1 Cuenca del Río Indio

5.1.1.1 Descripción general de la cuenca

La cuenca del río Indio se encuentra localizada en la provincia de Colón, entre las coordenadas 8° 35' y 9° 15' Latitud Norte y 80° 10' y 80° 20' Longitud Oeste. El área de drenaje de la cuenca es de 567 Km², hasta la desembocadura al mar y la longitud del río principal es de 92 Km. La elevación media de la cuenca es de 70 msnm. y el punto más alto se encuentra en el cerro Gaital, ubicado al

sur de la cuenca, con una elevación 900 msnm (ETESA, 2008). En la Figura 5.2 se presenta la delimitación de la cuenca del Río Indio hasta su desembocadura en el Océano Atlántico, y la localización del Sitio de Presa.



Figura 5.2 Localización de la cuenca del Río Indio

5.1.1.2 Monitoreo de la cuenca

Sobre el río Indio operaron dos estaciones hidrológicas las cuales están inactivas. En el periodo 1958 -1980 se llevó a cabo el monitoreo empleando la estación con código 111-01-01 localizada en el sitio Limón con un área aproximada de 376 km². Por otro lado, la estación Boca de Uracillo con código 111-01-02 inició operación en 1979 y se encuentra aguas arriba. Esta última está localizada en la orilla izquierda del río, aproximadamente 1500 m aguas arriba de la desembocadura del río Uracillo, al final del pueblo del mismo nombre, en la provincia de Colón, distrito de Donoso, corregimiento de Río Indio, entre las coordenadas 8° 58' Latitud Norte y 80° 11' Longitud Oeste. Su elevación es de 8 msnm y el área de drenaje es de 365 km². Hasta mayo de 2002, la estación fue operada por ETESA. En la Figura 5.3 se presenta la localización de las estaciones.

La información consignada en el informe denominado “*Río Indio Water Supply Project – Feasibility Study Vol. 2*” elaborado por MWH (2003), presenta una serie de caudales mensuales en la estación Boca de Uracillo a partir de enero de 1948 hasta diciembre de 1999, la cual es el resultado de complementación de datos por medio de correlaciones con las estaciones de monitoreo de caudales en la cuenca vecina del Canal de Panamá. Esta información será adoptada para el modelo y se extenderá hasta el periodo 2016 (no se incluye 2017 dado que la temporada de caudales altos comprendido entre octubre y diciembre no se ha registrado) empleando correlaciones con la estación Los Cañones sobre el río Ciri Grande, afluente del Lago Gatún, y conservando los criterios adoptados por el anterior consultor para la serie 1948 – 1999.

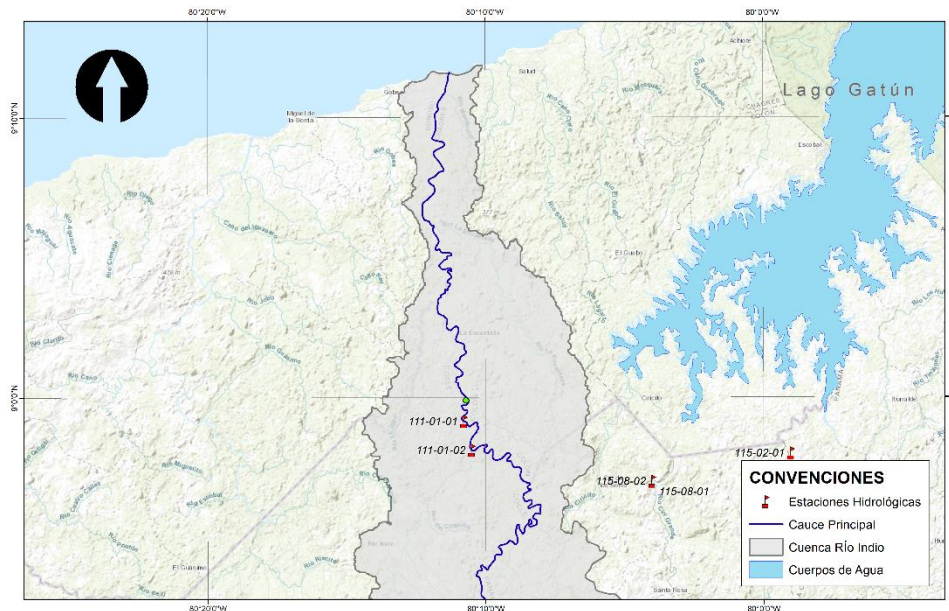


Figura 5.3 Localización de estaciones hidrológicas

a. Caudales medios

Los registros de caudales en la estación Boca de Uracillo se encuentran a partir del año 1979 y presentan registros continuos hasta el año 2000, sin embargo, los últimos 5 años se encuentran incompletos. Las principales características de la estación se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Características estación Boca de Uracillo

Código	Río	Estación	Área (km²)	ESTE	NORTE	Periodo
111-01-02	Río Indio	Boca de Uracillo	365	589775	991204	1979-2000

Por otro lado, la información presentada por MWH en el informe *Feasibility Study Volume 2 (2003)* se extiende desde 1948 hasta 1999 a una escala mensual. El caudal promedio para dicho periodo en la estación se estimó igual a $24.72 \text{ m}^3/\text{s}$. En la Figura 5.4 se presenta el régimen del Río Indio, en ella se observa un comportamiento monomodal con un periodo húmedo empezando en junio hasta diciembre y un periodo de caudales más bajos de enero a mayo.

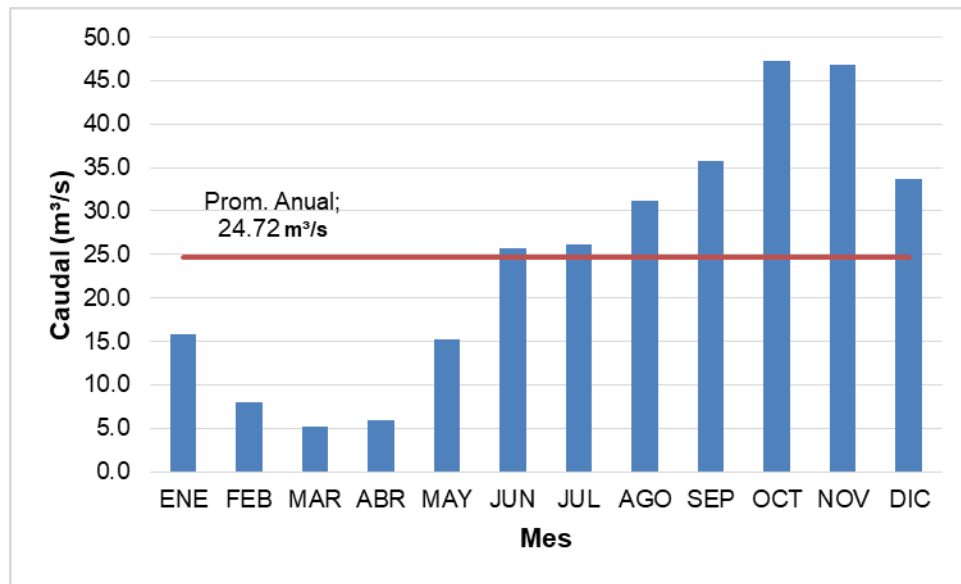


Figura 5.4 Régimen de caudales en la estación Boca de Uracillo (1948-1999)
Fuente: MWH, 2003

b. Precipitación

La precipitación en la zona de estudio fue caracterizada a partir de las estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca; estas se presentan en la Tabla 5.2 con sus respectivos periodos de registro. La información de precipitación en la cuenca de estudio fue empleada para determinar el régimen de lluvias dentro de la cuenca, y así mismo, determinar los valores máximos de precipitación que serán empleados en la estimación de la Precipitación Máxima Probable (PMP).

Tabla 5.2 Estaciones de precipitación cercanas a la cuenca del Río Indio

Código	Nombre	Este	Norte	Periodo
105-002	CHIGUIRI ARRIBA	589388	958711	1958-2017
105-008	SABANITA VERDE	568549	974548	1979-2017
109-001	MIGUEL DE LA BORDA	576940	1011846	1975-2000
111-001	URACILLO (RIO INDIO)	590478	991206	1974-2000
115-007	ANCON	610997	992240	1965-2012
115-083	CIRI GRANDE	604362	971307	1975-2017
136-001	EL VALLE DE ANTON	596465	951233	1963-2016
136-002	ANTON	580739	926693	1970-2017
138-008	SANTA RITA	589337	939486	1973-2017

La localización de estas estaciones se presenta en la Figura 5.5.

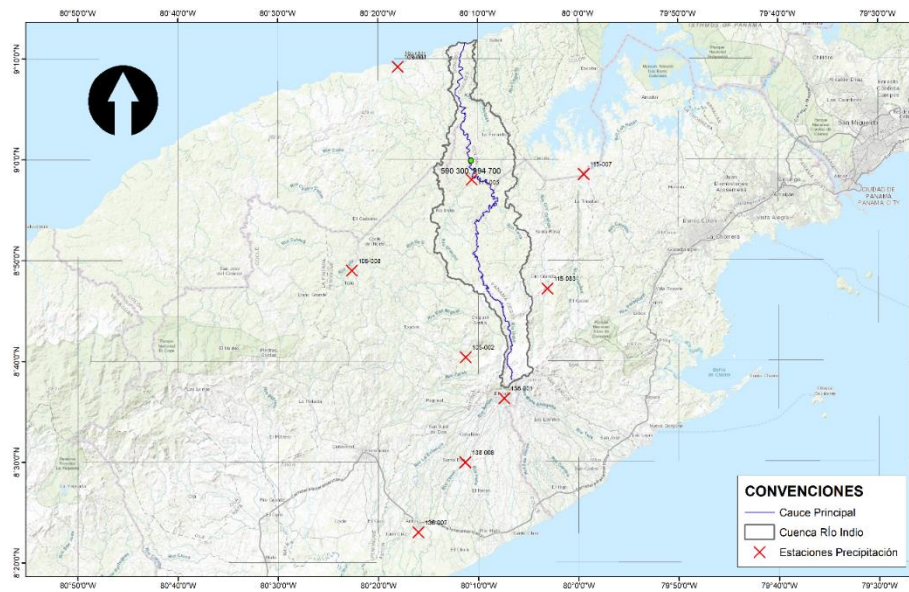


Figura 5.5 Localización de las estaciones de precipitación

A partir de los registros de estas estaciones se presenta el régimen de lluvias en la cuenca, representado por la estación 111-001, y en las áreas circundantes. La precipitación media en dicha estación es de 243.4 mm al mes y 2921.4 mm anuales (ver Tabla 5.3). Se observa también un régimen monomodal, con fuertes lluvias en los meses de junio a diciembre, siendo octubre el mes con mayores valores. En la Figura 5.6 se presenta el comportamiento de la precipitación, resaltando principalmente la lluvia dentro de la cuenca del Río Indio.

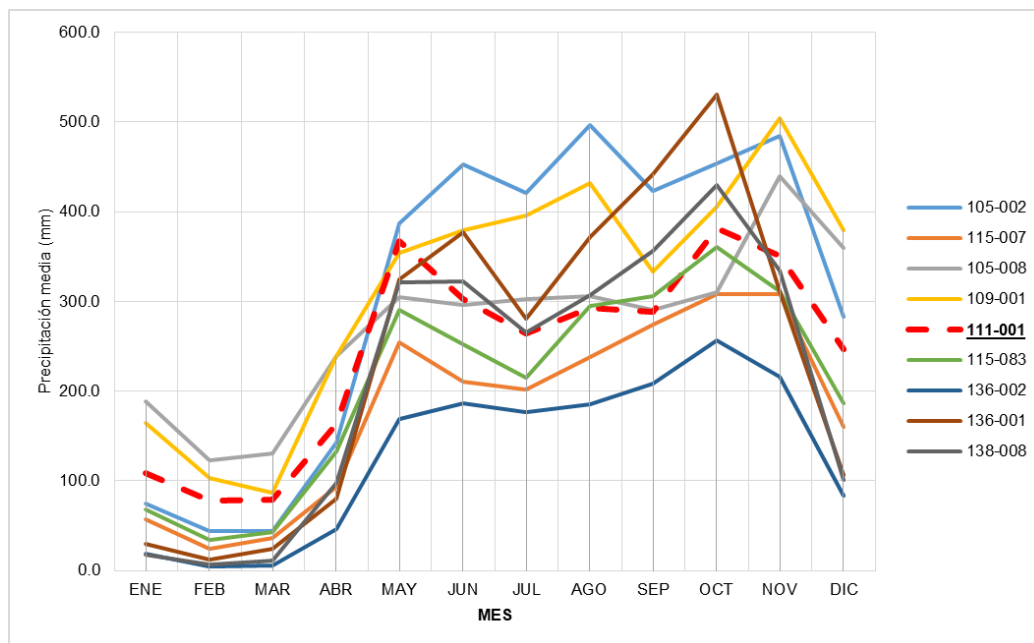


Figura 5.6 Precipitación promedio estaciones cercanas

Tabla 5.3 Precipitación anual promedio

ESTACION	PRECIPITACIÓN ANUAL (mm)
105-002	3704.7
115-007	2164.3
105-008	3290.7
109-001	3776.4
111-001	2921.4
115-083	2496.1
136-002	1556.8
136-001	2890.1
138-008	2569.1

5.1.2 Cuenca del Lago Gatún

5.1.2.1 Descripción general de la cuenca

Los lagos Gatún y Alhajuela se localizan sobre la cuenca del río Chagres identificada como Cuenca número 115 (ver Figura 5.1). La existencia del Canal interoceánico ha modificado el régimen hidrológico en la cuenca del río Chagres en donde los lagos artificiales de Alhajuela y Gatún regulan el escurrimiento y permiten la operación por gravedad de las esclusas del Canal, distribuyendo el caudal de la cuenca entre las dos vertientes (UNESCO, 2008).

La cuenca del río Chagres se encuentra localizada en el área central de la República de Panamá y abarca parte de la provincia de Panamá y Colón, entre las coordenadas 8° 38' y 9° 31' Latitud Norte y 79° 15' y 80° 06' Longitud Oeste. El área de drenaje de la cuenca es de 3320 Km², hasta la desembocadura al mar, siendo el río Chagres el más importante de la cuenca. La elevación media de la cuenca es de 100 msnm y el punto más alto se encuentra en el extremo suroeste, con una elevación de 1010 msnm, cerca del nacimiento del río Ciri (ETESA, 2008).

En la Figura 5.7 y Figura 5.8 se presenta la localización de los lagos dentro de la Cuenca del Lago Gatún (Cuenca Río Chagres) con los principales afluentes de cada uno de los lagos artificiales. El Lago Alhajuela tiene como principales afluentes los ríos Boquerón, Pequeni, y Chagres; y el Lago Gatún, los ríos Gatún, Trinidad y Ciri Grande.

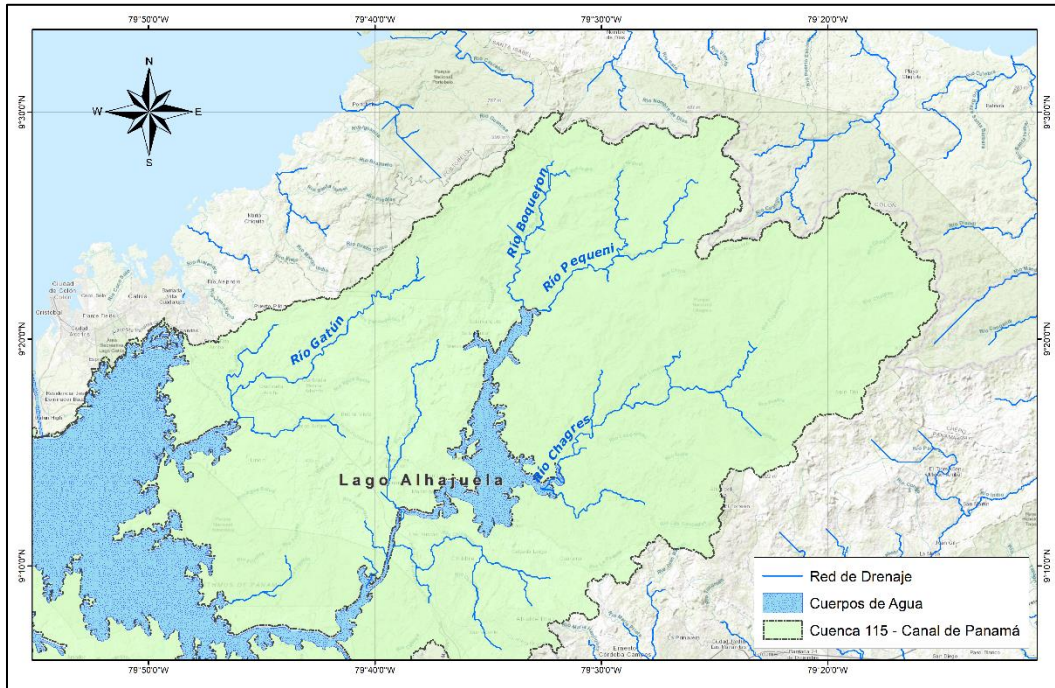


Figura 5.7 Lago Alhajuela

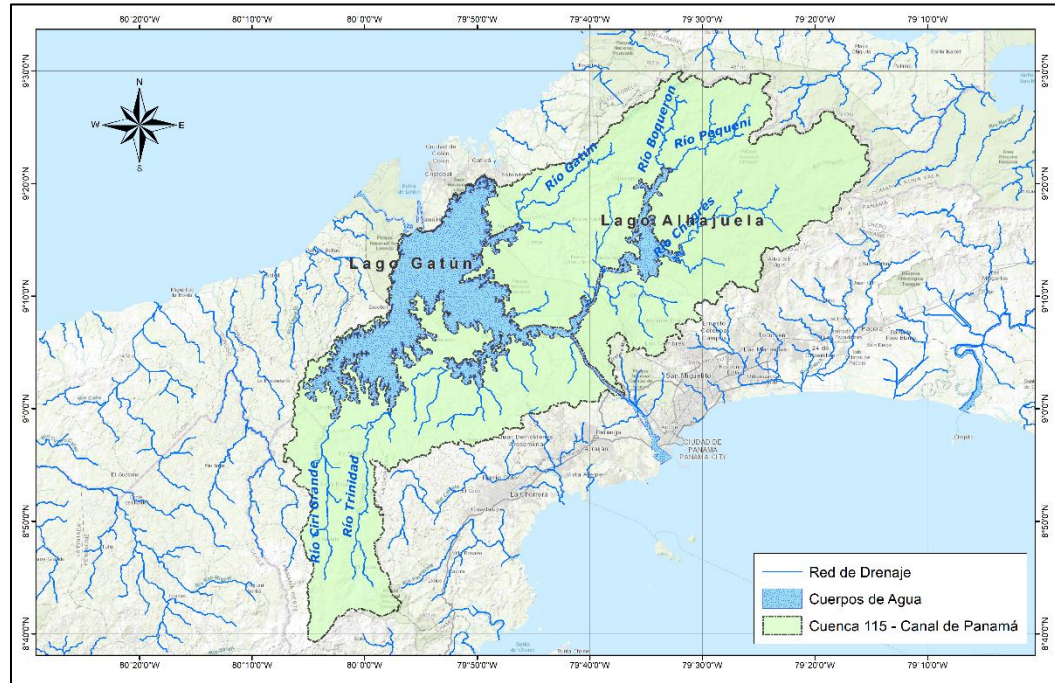


Figura 5.8 Lago Gatún

5.1.2.2 Monitoreo de la cuenca

La cuenca del Lago Gatún (Río Chagres), se encuentra monitoreada por medio de estaciones hidrométricas instaladas sobre los Ríos Chagres, Pequeni, Boquerón, Gatún, Trinidad y Ciri Grande, las cuales se encuentran administradas por la Autoridad del Canal de Panamá. La información de caudales fue suministrada para el periodo 1932 – 2014 a escala mensual y 1933 (septiembre) – 2017 (septiembre) a escala diaria. Para el presente análisis se determinó una ventana de tiempo comprendida entre los años 1948 – 2016 considerando la disponibilidad de información de evaporación y precipitación, la cual fue suministrada hasta agosto de 2016.

Caudales

La información de caudales fue recopilada a escala mensual y diaria para el periodo de tiempo 1932 – 2017 con años completos (no se incluye 2017 por encontrarse incompleto) para los Ríos que se presentan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Estaciones de monitoreo en la cuenca del Canal



Río	Estación	Tipo	Área (km ²)	Registro desde	Lago
Río Chagres	Chico	Fluviográfica	407	Oct 1932 – Sep 2017	Alhajuela
Río Pequeni	Candelaria	Fluviográfica	145	Sep 1933 – Sep 2017	
Río Boqueron	Peluca	Fluviográfica	91	Sep 1933 – Sep 2017	
Río Gatún	Ciento	Fluviográfica	119	Abr 1943 – Sep 2017	Gatun
Río Trinidad	El Chorro	Fluviográfica	171	Sep 1947 – Sep 2017	
Río Ciri Grande	Los Cañones	Fluviográfica	192	Sep 1947 – Sep 2017	

Fuente: ETESA, 2016

La información diaria fue completada empleando correlaciones potenciales entre las diferentes estaciones, obteniendo ajustes entre las estaciones mayores a 0.70 para las estaciones en la cuenca de los lagos Alhajuela y Gatún, a excepción de la relación Ciento-El Chorro en donde el ajuste fue de 0.60. A partir de la información completada se generaron los análisis que se presentan en el Capítulo 8.

Precipitación y Evaporación

Adicionalmente, fueron suministradas las series totales mensuales de evaporación sobre el espejo de agua y los registros mensuales de las estaciones de precipitación sobre el área del Canal de Panamá y cercanas. La localización de las series suministradas se presenta en la Figura 5.9.

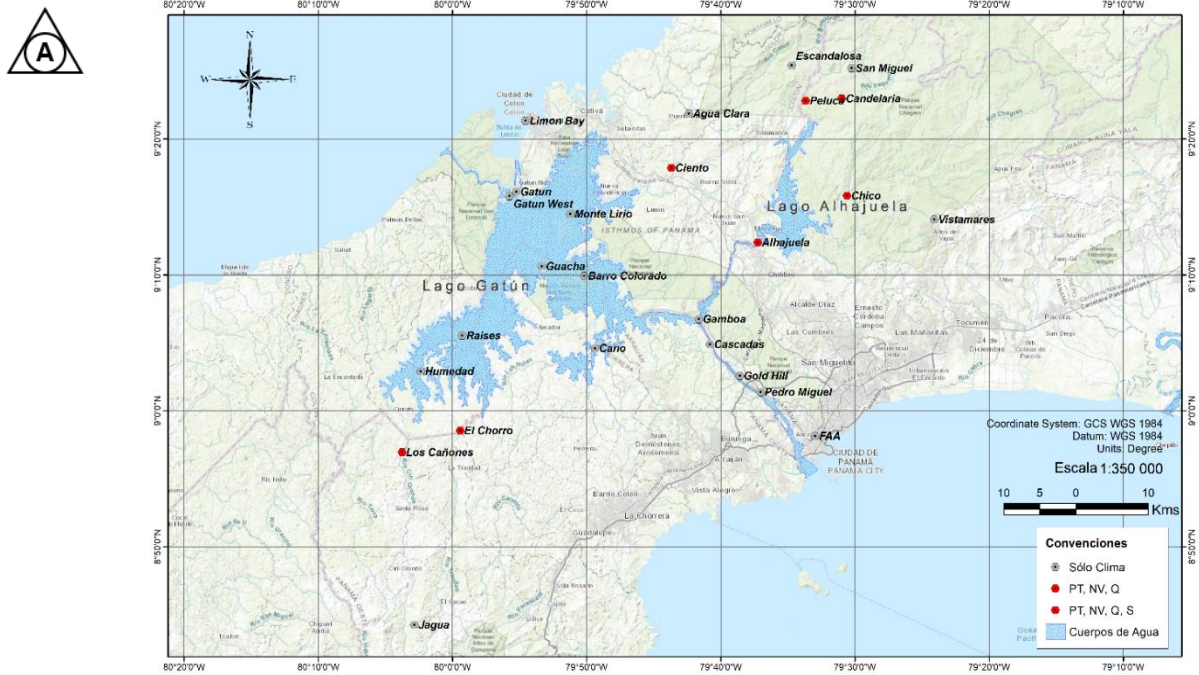


Figura 5.9 Localización de las estaciones hidrológicas y climatológicas

Las estaciones consideradas representativas de la precipitación sobre el Lago Gatún y Lago Alhajuela se relacionan en la Tabla 5.5. Estas se determinaron de acuerdo con su cercanía al espejo de agua. Los promedios de los registros mensuales para las estaciones se adoptaron como representativos de la precipitación sobre el espejo de agua en cada uno de los sistemas.

Tabla 5.5 Estaciones empleadas en el análisis de precipitación y evaporación

Lago Gatún				
	Periodo Registro	Abreviatura	Nombre	Tipo
1	1940-2016	BCI	Barro Colorado	Pluviográfica
2	1940-2016	CNO	Caño	Pluviográfica
3	1940-2016	GAT	Gatún	Pluviográfica
4	1961-2016	GUA	Guacha	Pluviográfica
5	1961-2016	HUM	La Humedad	Meteorológica
6	1943-2016	MLR	Monte Lirio	Pluviográfica
7	1941-2016	RAI	Raises	Pluviográfica
Lago Alhajuela				
	Periodo Registro	Abreviatura	Nombre	Tipo
1	1940-2016	CDL	Candelaria	Pluviográfica
2	1940-2016	CHI	Chico	Pluviográfica
3	1948-2016	ESC	Escandalosa	Pluviográfica
4	1940-2016	PEL	Peluca	Pluviográfica
5	1941-2016	SMG	San Miguel	Pluviográfica

Nota: las series de evaporación y precipitación recibidas están disponibles hasta agosto de 2016.

Adicionalmente, se presentan las curvas nivel-área-capacidad para los dos cuerpos de agua (véase Tabla 5.6 y

Tabla 5.7). En la Figura 5.10 y en la Figura 5.11 se presentan las curvas nivel-capacidad para cada lago.

Tabla 5.6 Curva de capacidad del Lago Gatún

Elevación (m PDL)	Volumen (hm ³)	Área (km ²)
23.47	4,185.7	380.3
23.50	4,197.2	380.8
23.75	4,292.9	385.4
24.00	4,390.0	390.0
24.25	4,488.1	394.6
24.50	4,587.3	399.1
24.75	4,687.6	404.4
25.00	4,788.8	408.9
25.25	4,891.2	411.9
25.50	4,994.8	416.2
25.75	5,099.3	420.5
26.00	5,205.0	424.7
26.25	5,311.7	429.0
26.50	5,419.5	433.3
26.75	5,528.4	437.5
27.00	5,638.5	441.7
27.25	5,749.5	445.9
27.50	5,862.5	450.2
27.75	5,974.1	454.5
28.00	6,085.8	458.8
28.25	6,197.4	463.0
28.50	6,309.1	467.3
28.75	6,420.7	471.6
29.00	6,532.4	475.8
29.25	6,644.1	480.1
29.50	6,755.7	484.4
29.75	6,867.4	488.7
30.00	6,979.0	492.9
30.25	7,090.7	497.2
30.48	7,193.4	501.1



Tabla 5.7 Curva de capacidad del Lago Alhajuela

Elevación (m PLD)	Volumen (hm ³)	Área (km ²)
57.9	114.8	18.1
58.0	116.2	18.2
59.0	131.9	19.7
60.0	148.7	21.1
61.0	166.6	22.5
62.0	185.6	23.9
63.0	205.7	25.4
64.0	226.8	26.8
65.0	249.2	28.2
66.0	277.1	29.7
67.0	307.5	31.1
68.0	339.3	32.5
69.0	372.6	34.0
70.0	407.3	35.4
71.0	443.4	36.8
72.0	481.0	38.3
73.0	520.0	39.7
74.0	560.4	41.1
75.0	602.2	42.6
76.0	645.5	44.0
77.0	690.2	45.4
78.0	736.4	46.8
79.0	784.0	48.3
80.0	833.0	49.7
81.0	883.4	51.1
82.0	934.8	52.6

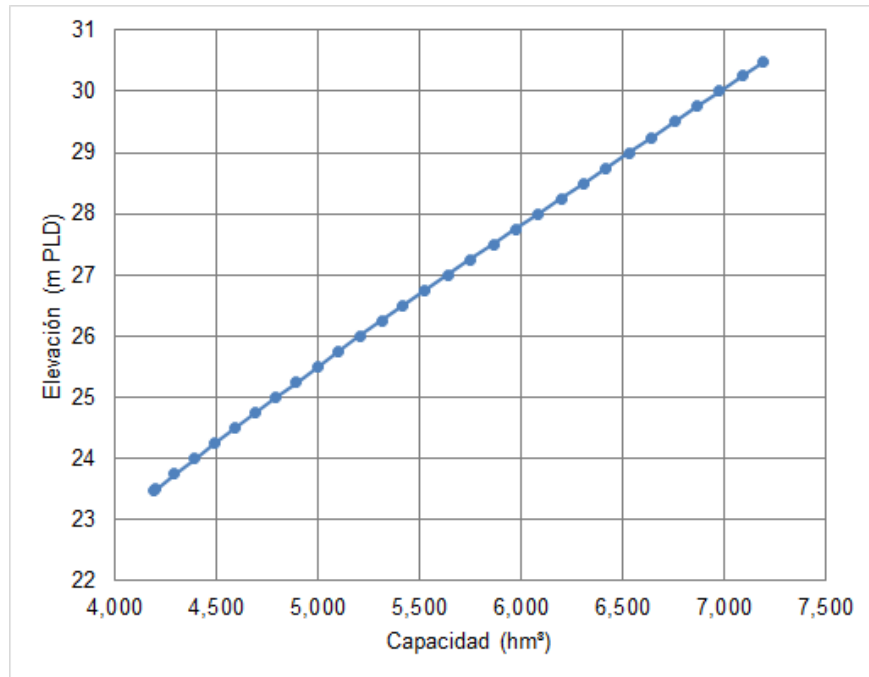


Figura 5.10 Curva de capacidad del Lago Gatún

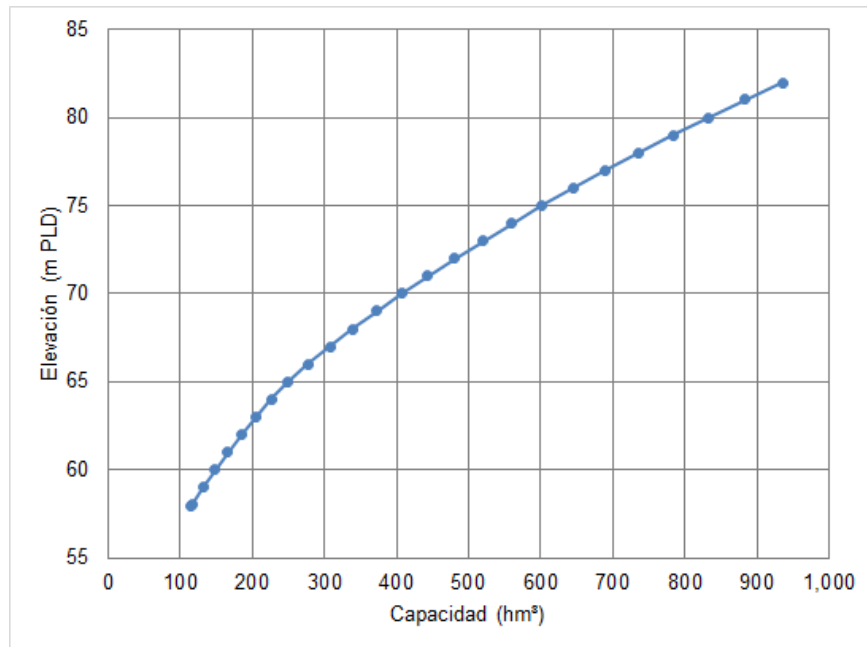


Figura 5.11 Curva de capacidad del Lago Alhajuela

6 CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se relacionan los criterios de diseño hidrológicos e hidráulicos, definidos en el Documento No. INDIO-RP-GG-DBAS-001, titulado Criterios de Diseño (*Design Basis Memoranda Report*), elaborado por INGETEC en el marco del presente contrato.

6.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

6.1.1 Estimación de caudales medios

Sobre el Río Indio se cuenta con mediciones de caudal en la estación Boca de Uracillo desde el periodo 1979 - 2000, por lo que la actualización y extensión de registros hasta el año 2017 o hasta donde la información base esté disponible, se realizará por medio de metodologías indirectas, que se basen en información hidrológica medida en cuencas adyacentes y/o métodos estadísticos que se evalúen apropiados para el sitio de estudio.

Así, el caudal medio del Río Indio en el sitio de presa será actualizado según la información hidrológica disponible en el Río Indio y la información hidrológica en áreas aledañas que se consideren hidrológicamente similares, mediante correlaciones estadísticas y métodos de transposición que permitan estimar para la misma serie de tiempo, los caudales en el sitio requerido.

En el estudio presentado por MWH se encuentran correlaciones a nivel mensual entre la estación Río Indio - Boca de Uracillo y la estación Río Ciri Grande - Los Canones, las cuales se verificaron obteniendo una ecuación potencial con un R^2 superior a 0.85 el cual se considera aceptable. A partir de esta ecuación se determinarán los caudales en la estación Boca de Uracillo; dicha serie será afectada por el factor de área empleado para transponer los caudales al Sitio de Presa. Respecto a las series de los Ríos afluentes al Lago Gatún y Alhajuela, se cuenta con series registradas hasta septiembre del año 2017, las cuales serán empleadas para extender la serie de caudales desde el año 2000. Teniendo en cuenta que las simulaciones del sistema se realizarán para periodo anuales completos, la serie será presentada hasta el año 2016.

6.1.2 Estimación de caudales máximos

El análisis de caudales máximos será realizado por medio de un ajuste estadístico de los registros de caudales máximos instantáneos para el periodo de tiempo disponible con registros. En caso de no contar con registros de caudales máximos instantáneos o que su extensión no sea suficiente, se determinará la relación existente entre el caudal medio diario y el caudal máximo instantáneo para la estación Boca de Uracillo en el periodo 1979 - 1998. Este procedimiento se realizará en cuencas aledañas donde exista esta información disponible para evaluar si existen similitudes hidrológicas regionales.

El estudio presentado por MWH menciona la existencia de registros de caudales máximos en la estación Boca de Uracillo para el periodo 1979-1998. Con la información de caudales medios mensuales y diarios para el periodo 2000 - 2017 o hasta donde la información base esté disponible se determinarán los caudales máximos instantáneos utilizando la relación determinada anteriormente entre los caudales medios diarios y los caudales máximos instantáneos.

Posteriormente esta información será ajustada con distribuciones de probabilidad como a Normal, Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Log-Normal y Gumbel Tipo III, evaluando su ajuste por medio de la prueba χ^2 . Los resultados obtenidos serán contrastados con los valores presentados por MWH y el Estudio Nacional de Crecidas Máximas desarrollado por ETESA en el 2008 para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 1 000, y 10 000.



6.1.3 Evaluación de la CMP en el sitio de presa

6.1.3.1 Estimación de la PMP

En el área de estudio MWH (2003) determinó que las mayores tormentas se presentan en el periodo de octubre a diciembre de acuerdo con la información histórica disponible, siendo noviembre el mes de mayores intensidades registradas. Esta característica fue asociada con la zona de convergencia intertropical hacia el sur. El estudio determinó que en noviembre, ocurren valores más altos en el lado del Atlántico, mientras que en octubre ocurren valores más altos que en noviembre en el frente del Pacífico (MWH/TAMS, 2003).

En el estudio presentado por MWH (2003), se emplearon dos métodos para determinar el valor de la PMP en el sitio de estudio. El primer método se basa en los reportes de patrones de grandes tormentas hasta 1976 del United States Weather Bureau (WS, 1965) y los mapas de tormentas presentados por el National Weather Service (NWS, 1978), identificando las isoyetas asociadas para la cuenca de Río Indio, maximizando el valor de precipitación, para luego transponer y localizar la tormenta más severa para producir las condiciones máximas críticas en el sitio de estudio. El segundo método consiste en la estimación de la PMP promedio sobre la cuenca a partir de las curvas 10 mi^2 -PMP (Exhibit 39 Volumen 2 Apéndice A, informe de Factibilidad MWH, (2003)) en 24 horas desarrolladas en el informe de NWS, 1978 y las curvas profundidad-área-duración presentadas por WS en 1965.

La primera metodología empleada en el estudio se basó en los valores de precipitación media entre octubre y diciembre, los cuales fueron determinados a partir de la relación entre la elevación de las estaciones y el valor registrado en las mismas, con el fin de extrapolar los valores a altitudes donde no se cuenta con instrumentos de medición. A partir de esta información se extendieron los mapas de isoyetas existentes sobre el área del canal, hacia el oeste para cubrir los sitios de interés (MWH/TAMS, 2003).

- Selección de mayores tormentas y análisis de tormentas

Para representar el periodo de la tormenta MWH (2003) supuso duraciones de 3 días continuos de precipitación. En dicho estudio se revisaron 24 tormentas ocurridas en 1976. Los eventos con más de 150 mm de precipitación en un día o 254 mm en tres días fueron considerados como las mayores tormentas, resultando en la selección de 10 tormentas. La distribución de estas tormentas fue comparada, identificando el centro de las mismas, cercano al Lago Alhajuela, esto en razón de la elevación y la topografía presente en el área. Cinco tormentas tienen centros en elevaciones que varían entre 150 m y 300 m cerca del lago Gatún, las cuales se consideraron adecuadas para transponer a la cuenca del Río Indio, donde la elevación en la cuenca se encuentra en su mayoría entre el rango de 150 m a 300 m. De las tormentas analizadas, se seleccionó como la más crítica la tormenta de noviembre de 1931 ocurrida en los días 7 a 9 de ese mes (MWH/TAMS, 2003).

- Duración de la PMP

De acuerdo con MWH (2003) todos los mapas de isoyetas presentados por NWS 1978 poseen una duración de 3 días. Sin embargo, los registros de precipitación horaria en las estaciones El Chorro y Los Canones, localizadas al este de la cuenca del Río Indio, indican que la duración de los

eventos máximos es de cerca de 48 horas, por lo cual fue adoptado este valor (MWH/TAMS, 2003).

- Estimación de la PMP

Mediante el primer método, MWH (2003) determinó un valor de PMP a partir del mapa de la tormenta de noviembre de 1931 cuyo centro presentó una precipitación de 559 mm. Esta tormenta fue transportada a la cuenca del Río Indio, resultando en una precipitación promedio de 439 mm. Esta tormenta fue maximizada considerando un factor de 1,5 en relación con la cantidad de agua precipitable en un evento, en la zona de estudio. La tormenta fue transportada empleando un factor de 0,92, así la maximización y transposición resultó en un valor de precipitación media de 607 mm.

Mediante el segundo método, el consultor determinó un valor de 24.7 pulgadas sobre la cuenca del Río Indio para una duración de 24 horas en el mapa de 10 mi² PMP. Para determinar el valor promedio sobre la cuenca, fueron empleadas las curvas profundidad-área-duración dadas en el informe WS 1965. Para una duración de 48 horas y un área de drenaje de 147 mi² hasta el sitio potencial de presa seleccionado, se obtiene una precipitación de 711 mm en 48 horas. Esta es mayor a los 607 mm obtenidos mediante el primer método de maximización y transposición de la tormenta de noviembre de 1931, por lo cual fue adoptada esta última (MWH/TAMS, 2003).

La PMP adoptada fue distribuida en función de las curvas de profundidad-duración disponibles para la cuenca del Río Indio para un periodo de 48 horas (MWH/TAMS, 2003).

6.1.3.2 Transformación de la PMP a PMF

El modelo HEC-1 fue empleado por MWH (2003) para determinar la CMP generada a partir de la PMP estimada para 48 horas. Las entradas del modelo incluyen área de drenaje, flujo base, PMP, distribución temporal de la PMP, pérdidas por retención, valores de tiempo de concentración, coeficiente de almacenamiento y curvas área-tiempo. El valor resultante corresponde a un pico de 4 345 m³/s y un volumen de 242.9 MCM (MWH/TAMS, 2003).

Con el fin de verificar los estimativos de la CMP desarrollados por MWH (2003) se realizará primordialmente la verificación de los estimativos de la PMP basados en los registros históricos de las estaciones de precipitación localizadas en la cuenca del Río Indio que tienen en cuenta la variabilidad climática histórica presentada en la zona, la influencia de fenómenos macro climatológicos como es el ENSO en su fase niña y la tormenta La Purísima registrada en el año 2010.

Con los registros de precipitación diaria se determinará para cada año la precipitación máxima en uno, dos y tres días consecutivos. Con estas series de precipitación máxima anual y aplicando la metodología estadística recomendada por la organización meteorológica mundial en el reporte WMO-No. 1045 "*Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP)*" se determinará la precipitación máxima probable promedio sobre la cuenca del Río Indio. Se realizará un análisis de sensibilidad sin contemplar y contemplando los registros del año 2010 con el fin de identificar la influencia de la tormenta La Purísima sobre la estimación de la PMP.

6.2 HIDRÁULICA FLUVIAL

Para el posicionamiento de las obras y el análisis de sedimentos se emplearán los resultados obtenidos del perfil hidráulico de Río Indio, realizado a partir de un modelo generado con la herramienta computacional HEC-RAS, desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés).

Con el modelo es posible realizar análisis de comportamiento hidráulico del flujo a superficie libre para condiciones de flujo permanente, no permanente, cálculos hidrodinámicos de lecho móvil y transporte de sedimentos. El procedimiento básico se fundamenta en las siguientes ecuaciones y supuestos, (HEC- RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual, 2010).

- **Ecuación de Energía**

El cálculo de balance de energía se realizará por medio de la Ecuación 6.1.

$$y_2 + z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = y_1 + z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Donde,

$y_1, y_2 =$ Profundidad del flujo en la sección, (m).

$z_1, z_2 =$ Cota de fondo en la sección, (msnm).

$V_1, V_2 =$ Velocidad media del flujo, (m/s).

$\alpha_1, \alpha_2 =$ Coeficiente de Coriolis, (-).

$g =$ Aceleración de la gravedad, (m/s²).

$h_e =$ Pérdida de energía, (m).

- **Ecuación de Pérdida de Energía**

El cálculo de la pérdida de energía (h_e) se realizará por medio de la Ecuación 6.2.

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Donde,

$L =$ Longitud equivalente de cada tramo, (m).

$S_f =$ Pendiente de fricción representativa entre dos secciones, (m/m).

$C =$ Coeficiente de pérdida por expansión o contracción, (-).

- **Longitud Equivalente**

El cálculo de la longitud equivalente (L) se realizará por medio de la Ecuación 6.3.

$$L = \frac{L_{izq} Q_{izq} + L_{central} Q_{central} + L_{der} Q_{der}}{Q_{izq} + Q_{central} + Q_{der}} \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Donde,

$L_{izq}, L_{central}, L_{der} =$ Longitud entre cada sección especificada para la ribera izquierda, cauce principal y ribera derecha, (m).

$Q_{izq}, Q_{central}, Q_{der}$ = Caudal medio aritmético entre los flujos a través de la ribera izquierda, cauce principal y ribera derecha, (m³/s).

- **Ecuación de Manning**

El cálculo hidráulico se realizará por medio de la Ecuación de Manning (Véase Ecuación 6.4)

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación 6.4

El coeficiente de rugosidad (n), se determinará a partir de la fórmula de Cowan (Chow, 1994), la cual se describe a continuación.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m$$

Ecuación 6.5

Donde,

- n_0 = Valor básico de n para un canal recto, uniforme, prismático y liso en los materiales naturales, (-).
- n_1 = Valor agregado a n_0 para corregir las irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio, (-).
- n_2 = Valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal a lo largo del tramo en estudio, (-).
- n_3 = Valor para considerar las obstrucciones existentes en el cauce, (-).
- n_4 = Valor para considerar la presencia de vegetación, (-).
- m = Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros, (-).

En la Tabla 6.1 se incluyen los valores de los parámetros que intervienen en la fórmula de Cowan.

Tabla 6.1 Estimación del coeficiente de Manning según método de Cowan

Condiciones del canal		Valor	
Material del Lecho	Tierra	n_0	0.020
	Roca Cortada		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de irregularidad perímetro mojado	Despreciable	n_1	0.000
	Leve		0.005
	Moderado		0.010
	Alto		0.020
Varias	Graduales	n_2	0.000
	Alterándose Ocasionalmente		0.005
	Alterándose Frecuentemente		0.01 - 0.015
Efecto relativo de las	Despreciable	n_3	0.000

Condiciones del canal		Valor	
obstrucciones	Leve		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Alto		0.040 - 0.060
Densidad de vegetación	Baja	n ₄	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy Alta		0.050 - 0.100
Sinuosidad y frecuencia de meandros	Leve	m	1.000
	Apreciable		1.150
	Alto		1.300

Para determinar el valor básico de n_0 , de manera adicional se emplearán los métodos de Meyer-Peter y Müller (1948) y Subramanya (Vide, 2002), el cual propuso la ecuación de Strickler modificada (1982) (Vide, 2002). En la Ecuación 6.6 y Ecuación 6.7 se relacionan las expresiones del cálculo respectivamente.

- Ecuación de Meyer-Peter y Müller**

$$n_0 = \frac{1}{26} \cdot D_{90}^{1/6} \quad \text{Ecuación 6.6}$$

Donde,

D_{90} = Diámetro de la muestra tal que el 90% de las partículas son menores que este diámetro, (mm).

- Ecuación de Strickler Modificada**

$$n_0 = 0.047 \cdot D_{50}^{1/6} \quad \text{Ecuación 6.7}$$

Donde,

D_{50} = Diámetro que representa la mediana de la muestra, en donde el 50% de las partículas son menores que este diámetro, (mm). Solo para distribuciones simétricas $D_{medio} = D_{50}$

6.3 ANÁLISIS DE SEDIMENTACIÓN

El volumen anual de sedimento y su granulometría corresponden a la información más relevante para evaluar la vida útil del reservorio. El sedimento en suspensión será cuantificado a partir de muestreos disponibles y de la campaña planeada para el presente estudio.

Se realizarán 5 días de monitoreo de aforos líquidos y sólidos durante 5 meses para un total de 25 muestreos que se realizarán utilizando la metodología recomendada por la Organización Meteorológica Mundial OMM en el Boletín 168 "Guía de Prácticas Hidrológicas", Con los aforos líquidos y sólidos se establecerá una relación que junto con la curva de duración de caudales diarios en el sitio, permitirá estimar el aporte de sedimentos en suspensión.

El sedimento de fondo será estimado a través de ecuaciones empíricas que se adapten al tipo de sedimento encontrado en cada tramo del río. En el tramo superior se ha observado que el río transporta sedimentos con granulometría amplia, por lo que se aplicarán las fórmulas de Ackers-White (Day) y Schocklitch que toman en cuenta el proceso de acorazamiento que normalmente se presenta en ese tipo de sedimento (Bathurst, 1987). En el tramo inferior se utilizarán fórmulas para transporte de arenas, específicamente Meyer-Peter-Muller, van Rijn y Engelund-Hansen (Rijn L. C., 1993).

- **Ackers & White (1994):** Los sedimentos gruesos son transportados principalmente en el fondo, mientras que los sedimentos finos son movidos en suspensión por la turbulencia del flujo. El método requiere calcular un valor adimensional relativo al diámetro de la partícula. Este parámetro adimensional es aplicable a sedimentos gruesos y finos y es calculado a partir de la Ecuación 6.8.

$$D_{gr} = D \left[\frac{g(s-1)}{v^2} \right]^{1/3} \quad \text{Ecuación 6.8}$$

Donde,

D_{gr} = Diámetro adimensional, (-).

D = Diámetro de la partícula, (m).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

s = Densidad específica del sedimento, (-).

v = Viscosidad cinemática, (m²/s).

De acuerdo con los resultados del diámetro adimensional, se utilizan las fórmulas mostradas en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Fórmulas metodología Ackers y White

Rango D_{gr}	Formulas
$1 < D_{gr} \leq 60$	$n = 1 - 0.56 \log D_{gr}$ $A = \frac{0.23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0.14$ $m = \frac{6.83}{D_{gr}} + 1.67$ $C = 10^{2.79 \log D_{gr} - 0.98 (\log D_{gr})^2 - 3.46}$
$D_{gr} > 60$	$n = 0$ $A = 0.17$ $m = 1.78$ $C = 0.025$

Una vez establecidos los valores de la Tabla 6.2, se puede calcular el parámetro relativo a la modalidad (F_{gr}) a partir de la Ecuación 6.9.

$$F_{gr} = \frac{v_*^n}{\sqrt{gD(s-1)}} \left(\frac{v}{\sqrt{32} \log \left(\frac{10h}{D} \right)} \right)^{1-n}$$

Ecuación 6.9

Donde,

F_{gr} = Parámetro relativo a la modalidad.

v_* = Velocidad cortante ($v_* = \sqrt{ghS}$), (m/s).

h = Profundidad de la lámina de agua, (m).

S = Pendiente del fondo, (m/m).

D = Diámetro de la partícula, (m).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

Posteriormente se calcula el último parámetro relativo al transporte (G_{gr}), mediante la Ecuación 6.10 y los valores determinados en la Tabla 6.2.

$$G_{gr} = \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m$$

Ecuación 6.10

Una vez se han calculado los diferentes parámetros relativos al diámetro, modalidad y transporte, se puede calcular el caudal de sedimentos correspondiente a partir de la Ecuación 6.11.

$$Q_s = Q d_i \left(\frac{\bar{v}}{v_*} \right)^n G_{gr} \frac{1}{h} p_i$$

Ecuación 6.11

Donde,

Q_s = Caudal sólido, (m³/s).

Q = Caudal líquido, (m³/s).

d_i = Diámetro de la partícula a analizar, (m).

\bar{v} = Velocidad promedio, (m/s).

v_* = Velocidad cortante, (m/s).

h = Altura de la lámina de agua, (m).

p_i = Porcentaje de la mezcla.

- **Modificación por White-Day** (White, 1982): Esta modificación pretende encontrar el esfuerzo cortante crítico para una mezcla de partículas, por esta razón se aplica a las fracciones de la muestra granulométrica. Si la relación F_{gr}/A' es menor a 1 no se presenta transporte de fondo.

$$\frac{A'}{A} = \left[0.4 \left(\frac{d_i}{D_a} \right)^{-0.5} + 0.6 \right]^2 \quad \text{Ecuación 6.12}$$

$$D_a = 1.6 d_{50} \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{-0.28} \quad \text{Ecuación 6.13}$$

Donde,

A = Parámetro del movimiento en función del Diámetro adimensional D_{gr} .

A' = Parámetro del movimiento basado en las concentraciones reales del sedimento.

D_a = Diámetro de referencia, (m).

d_{50} = Tamaño de la malla en la que pasa el 50% de la muestra (m).

d_{16} = Tamaño de la malla en la que pasa el 16% de la muestra (m).

d_{84} = Tamaño de la malla en la que pasa el 84% de la muestra (m).

- **Ecuación de Schocklitch (1950):**

$$q_c = 0.21 * \sqrt{g} * \frac{d_i^{1.5}}{S^{1.12}} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Donde,

q_c = Caudal unitario crítico, (m²/s).

d_i = Tamaño de la partícula seleccionada, (m).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

S = Pendiente del fondo, (m/m).

$$Q_s = \frac{2.5}{\gamma_s} * S^{1.15} * (q - q_c) * \frac{P_i}{100} * B \quad \text{Ecuación 6.15}$$

Donde,

Q_s = Caudal sólido por arrastre, (m³/s).

γ_s = Densidad del sedimento, (Kg/m³).

γ = Densidad del agua, (Kg/m³).

S = Pendiente del fondo, (m/m).

q = Caudal líquido unitario, (m²/s).

q_c = Caudal unitario crítico, (m²/s).

P_i = Porcentaje retenido de la partícula seleccionada, (%).

B = Ancho medio de la sección, (m).

- **Meyer-Peter & Müller (1948):**

$$\theta_i = \frac{\tau}{g * d_i * (\rho_s - \rho)}$$

Ecuación 6.16

Donde,

θ_i = Parámetro relacionado al transporte de fondo.

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

τ = Esfuerzo tractivo, (N/m²).

ρ_s = Densidad del sedimento, (Kg/m³).

ρ = Densidad del agua, (Kg/m³).

d_i = Diámetro de la partícula seleccionada, (m).

$$Q_s = 8 * \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) * g * \frac{P_i}{100} * (d_i(\theta_i - 0.047))^{1.5} * B}$$

Ecuación 6.17

Donde,

Q_s = Caudal sólido por arrastre, (m³/s).

ρ_s = Densidad del sedimento, (kg/m³).

ρ = Densidad del agua, (kg/m³).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

d_i = Tamaño de la partícula seleccionada, (m).

θ_i = Parámetro relacionado al transporte de fondo, (-)

P_i = Porcentaje retenido de la partícula seleccionada, (%).

B = Ancho medio de la sección, (m).

- **Engelund – Hansen (1967):**

$$q_{t,c} = \frac{0.05 \bar{v}^5}{(s - 1)^2 g^{0.5} d_{50} C^3}$$

Ecuación 6.18

$$C = 18 \log\left(\frac{12h}{3d_{90}}\right)$$

Ecuación 6.19

Donde,

$q_{t,c}$ = Caudal unitario de sólidos, (m³/s-m).

\bar{v} = Velocidad promedio del flujo, (m/s).

s = Densidad relativa del sedimento.

g = Aceleración de la gravedad, (m/s^2).

h = Profundidad de la lámina de agua, (m).

d_{50} = Apertura de la malla en la que el 50% de la muestra pasa, (m).

d_{90} = Apertura de la malla en la que le 90% de la muestra pasa, (m).

La estimación del transporte de fondo se hará en los tramos del río con base en la curva de duración de caudales y la sección transversal representativa. En el tramo con transporte de sedimento grueso se hará el cálculo por rangos de tamaño. En el tramo con transporte de arenas se hará el cálculo en el D_{50} . En tramos con transporte de arenas se hará el cálculo del sedimento que pasa a suspensión en función del caudal y se comparará con la fracción de arenas de los muestreos en suspensión.

El volumen anual total estará compuesto por la suma del volumen del sedimento en suspensión y el volumen del sedimento transportado por el fondo.

Inicialmente se hará un análisis simplificado de la vida útil del reservorio utilizando la metodología de Brune descrita en EM 1110-2-4000 (U.S. Army Corps of Engineers, 1995). Posteriormente se utilizará un modelo numérico que permita identificar las zonas de deposición, inicialmente se ha pensado en utilizar el modelo BASEMENT u otro con características similares.

6.4 SIMULACIÓN DE OPERACIÓN DEL RESERVORIO

La simulación de la operación del reservorio considerará la realización de dos modelos en el software HEC-ResSim, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés), que permitan evaluar el rendimiento del sistema asociado al Proyecto de Río Indio como el rendimiento total del sistema (Gatún, Madden e Indio) menos el rendimiento del sistema sin incluir el Proyecto Río Indio en términos de confiabilidad hidrológica, la cual se estima como el total de agua entregada a todas las demandas del sistema, dividida por el requerimiento total.

Como criterios generales para la simulación de la operación del sistema de gestión de recursos hídricos de las cuencas del Lago Gatún, Lago Alhajuela y de Río Indio se deben tener en cuenta:

- Lo más importante en la operación del reservorio es la seguridad de la presa, por lo que se respetarán los bordes libres definidos por el tipo de presa y los niveles máximos de operación normal, de tal forma que no se permita el sobrepaso del flujo sobre la cresta de la presa, inclusive para la Creciente Máxima Probable (CMP).
- Durante la operación del proyecto deben garantizarse los caudales ambientales en el sitio de presa.
- La modelación del sistema utilizará la información hidrológica disponible. En la Tabla 6.3 se resumen los periodos de información disponibles para las variables de caudales, precipitación y evaporación.

Tabla 6.3 Periodo de información disponible de variables hidrológicas en las cuencas del Lago Gatún, Lago Alhajuela y Río Indio

Cuenca	Caudales mensuales	Caudales diarios	Precipitación mensual	Evaporación mensual
Río Indio	Ene 1948 – Sept 2017	-	-	-
Lago Alhajuela	Ene 1934 – Sept 2017	Ene 1934 – Sept 2017	Ene 1934 – Ago 2016	Ene 1934 – Ago 2016
Lago Gatún	Ene 1934 – Sept 2017	Ene 1934 – Sept 2017	Ene 1934 – Ago 2016	Ene 1934 – Ago 2016



Tomando en cuenta que el modelo Hec-ResSim permite realizar la simulación años completos, con base en la información disponible es posible utilizar para la modelación un periodo comprendido entre enero de 1948 y diciembre de 2016 a escala diaria, en donde los caudales afluentes al sitio de presa de río Indio se introducirán repitiendo el caudal medio mensual en todos los días del mes.

- Por lo expuesto y con el objetivo de contar con años completos de simulación en el mayor periodo posible para la modelación del sistema de los Lagos Gatún y Alhajuela se utilizará el periodo comprendido entre enero de 1948 y diciembre de 2015 a resolución diaria. Tomando en cuenta que en la cuenca del río Indio se dispone solo de caudales medios mensuales, estos serán utilizados repitiendo el valor en todos los días del mes.



- Para el cálculo del rendimiento del sistema se considerará la demanda para el consumo humano y sector productivo (M&I), el funcionamiento del Canal de Panamá (navegación), y los requerimientos para uso humano y usos de riego que deben ser atendidos. La suma de estos caudales demandados y su respectivo abastecimiento permitirá calcular el beneficio en términos de confiabilidad hídrica que adiciona el proyecto del reservorio Río Indio para sus diferentes alternativas de altura teniendo en cuenta el plan futuro del lago Gatún. Adicionalmente se podría conocer el volumen de agua requerida por el lago Gatún para mantener el nivel base de confiabilidad hídrica de 99,6%.
- El caudal disponible para producción energética se considera como secundario y dependiente de los caudales derivados hacia la cuenca del Lago Gatún.
- Se definirá una regla de operación para el reservorio del proyecto Río Indio que permita maximizar los caudales derivados y el rendimiento del sistema, garantizando atender la demanda del Canal desde la cuenca de río Indio principalmente en épocas de caudales bajos.
- La simulación de los Lagos Gatún y Alhajuela se realizará con la información suministrada por ACP con respecto a niveles de operación, reglas de operación y caudales demandados mensuales.
- De acuerdo con la información suministrada por ACP la demanda del sistema corresponde a la suma de las demandas de abastecimiento y navegación. La demanda de navegación se considerará con una variación interanual, de tal manera que se pueda tener una mejor aproximación a lo que ocurre en la operación real del Canal de Panamá. Esta variación corresponde a la suma del consumo de agua de cada esclusaje Panamax, el cual varía en función de la elevación del Lago Gatún y el consumo de agua por esclusaje Neo-Panamax el

cual se considera constante a lo largo del año (55 MGD para cada esclusaje) y no varía con el nivel del lago.

La variación del consumo de agua de cada esclusaje Panamax está dado por la siguiente expresión:

$$y = 1.4971x - 71.775 \quad \text{Ecuación 6.20}$$

Dónde:

y = Consumo de agua por esclusaje (millones de galones).

x = Elevación del lago Gatún (pies P.L.D.).

Para el desarrollo y adecuada simulación de operación del reservorio en los modelos a llevar a cabo mediante el *software* HEC-ResSim, se cuenta con información pertinente en cuanto a los siguientes insumos:

- 1) Cuencas:
 - a. Localización general del proyecto y las obras que lo componen.
 - b. Cuencas hidrográficas ubicadas en la zona del proyecto.
 - c. Afluencias y aportes a los almacenamientos del sistema.
- 2) Reservorios:
 - a. Piscinas (Curva Área/Capacidad/Elevación).
 - b. Presas (Características físicas de las estructuras).
 - c. Reglas de operación de los almacenamientos.
- 3) Demandas: Consumo de agua del sistema.

6.5 SISTEMA DE DESVÍO

El sistema de desvío del proyecto Río Indio estará compuesto por un túnel de desviación y un sistema de ataguías.

6.5.1 Crecida de diseño

El criterio para la selección de la crecida de diseño del sistema de desvío es el riesgo potencial asumible. Para la desviación, se asumirá la crecida de diseño correspondiente a un periodo de retorno asociado a un riesgo hidrológico no mayor al 10%. El riesgo hidrológico se expresa a partir de la Ecuación 6.21.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad \text{Ecuación 6.21}$$

Donde,

R = Riesgo hidrológico de falla.

Tr = Periodo de retorno de la crecida, (años).

n = Periodo de construcción de las obras, (años).

Se seleccionó un periodo de retorno de 50 años con el cual se tendría un riesgo hidrológico de 9.6% si el periodo de exposición fuera de 5 años y de 7.8% si fuera de 4 años. Para la alternativa de tipo y altura seleccionada, se verificará el riesgo hidrológico acorde con el periodo de exposición.

6.5.2 Localización de las estructuras

La localización de los portales del túnel de desvío dependerá de la ubicación de la pre-atagüa y contra atagüa. De igual forma, la localización detallada de los portales del túnel dependerá de las características geológicas y morfológicas del sitio, de manera que se pueda minimizar la excavación requerida.

El trazado del túnel será aquel que permita cumplir con la cobertura mínima requerida por las condiciones geológicas del macizo rocoso, desarrollando la menor longitud de túnel. El alineamiento vertical del túnel tendrá pendiente constante.

La cota solera de entrada del túnel de desvío deberá permitir que la diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo de la brecha de cierre de la pre-atagüa no supere los 3.0 m con el paso del caudal de desvío del río con el fin de facilitar la construcción de la pre-atagüa.

El portal de salida del túnel deberá posicionarse en la cota más baja que evite el control hidráulico del río sobre la descarga del túnel, para la creciente de diseño del sistema de desviación.

6.5.3 Altura de las ataguías

La altura de las ataguías deberá ofrecer la contención del río necesaria para transitar, sin desbordamiento, la creciente de diseño del desvío. En la definición del nivel para la cresta de las ataguías, se considerará un borde libre mínimo de 1.0 m.

6.5.4 Geometría de la estructura de entrada

La geometría del abocinamiento de la estructura de entrada del túnel de desvío se definirá como una sección circular con un radio que minimice las pérdidas hidráulicas cumpliendo con las recomendaciones del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987), con una relación $r/H \geq 0.15$, donde r es el radio de curvatura y H la altura del conducto. El abocinamiento circular fue seleccionado porque se considera que disminuye costos y tiempo de construcción con respecto a un abocinamiento elíptico.

Se analizará la forma más adecuada para realizar el cierre del túnel de desvío; entre un tapón de concreto localizado en la estructura de entrada (propuesta del estudio de factibilidad realizado por MWH) y un juego de compuertas localizadas después del abocinamiento.

6.5.5 Dimensionamiento del túnel

El diseño de la sección y el revestimiento del túnel se definirán de acuerdo con las condiciones geotécnicas. La solera del túnel será plana para evitar problemas de desgaste ante posibles concentraciones de sedimentos en el punto más bajo.

Las pérdidas por fricción se evaluarán mediante la fórmula de *Manning* (véase Ecuación 6.22) empleando valores probables de coeficientes de rugosidad correspondientes a cada tipo de revestimiento de acuerdo con lo presentado en la Tabla 6.4.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación 6.22

Donde,

V = Velocidad del flujo, (m/s).

n = Coeficiente de rugosidad de *Manning*, (adimensional).

R = Radio hidráulico de la sección, (m).

S = Pendiente del canal, (m/m).

Tabla 6.4 Valores de coeficientes de rugosidad de *Manning*

Revestimiento	Coeficiente de Rugosidad
Concreto convencional	0.015
Concreto lanzado	0.024
Roca	0.033
Blindaje	0.012

Para las pérdidas locales por entrada, cambios de sección, cambios de dirección y salida se utilizarán coeficientes de pérdidas de los manuales y ayudas de diseño del USBR y del U.S. Army Corps of Engineers.

6.5.6 Geometría de la estructura de salida

Para la restitución del caudal desviado se diseñará una estructura que permitirá realizar la entrega minimizando las pérdidas hidráulicas y empalme la energía del túnel con el río, de tal manera que se maximice la energía disponible y se reduzca el tamaño del túnel y/o la altura de la ataguía. Se verificará la socavación que puede presentarse con el fin de seleccionar la solución que evite el daño de la estructura.

6.6 DESCARGA DE FONDO

La descarga de fondo del proyecto Río Indio estará constituida por una estructura de entrada, un primer tramo en túnel a presión, una cámara de compuertas, un segundo tramo en túnel con flujo a superficie libre y un portal de salida.

6.6.1 Caudal de diseño

De acuerdo con el Documento de Normas para la Seguridad de Presas (ASEP, 2010), se dotará a las presas de una capacidad para el vaciado del reservorio según su tipología estructural (véase Tabla 6.5), se realizará el mismo en 60 días, pero la primera mitad se preverá poder realizar en los primeros 20 días.

Tabla 6.5 Capacidad de descarga para el vaciado del reservorio

Tipo de Presa	Vaciado del Reservorio
Gravedad	Parcial hasta 50% de la altura
Arco y contrafuertes	Total
Materiales sueltos	Parcial hasta 50% de la altura

Tipo de Presa	Vaciado del Reservorio
Pantalla de hormigón	Total

6.6.2 Nivel de entrada

El nivel de entrada de la descarga de fondo se posicionará de tal manera que permita la descarga del caudal de diseño. Esta será lo suficiente alta para permitir que en la operación de llenado del reservorio, el río no permanezca sin agua por un lapso de tiempo superior a un día considerando que el caudal afluente es aproximadamente el caudal medio del río.

6.6.3 Estructura de entrada

La estructura de entrada corresponderá a una reja conformada por barrotes en concreto, la cual se dimensionará para que la velocidad de paso a través de las aperturas sea del orden de 4.5 m/s, de acuerdo con las recomendaciones del Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works (U.S. Army Corps of Engineers, 1980).

El espaciamiento de los vanos de la reja en concreto se estimará considerando un máximo de dos tercios (2/3) el valor de la menor dimensión de la compuerta de control de la descarga de fondo, de acuerdo con la recomendación del Hydraulic Design of Spillways (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). Los barrotes tendrán una forma tal que permita tener condiciones hidrodinámicas y considerando que se debe evitar el taponamiento.

La entrada deberá optimizarse utilizando la geometría sugerida por el Hydraulic Design of Spillways (U.S. Army Corps of Engineers, 1990) para reducir las pérdidas hidráulicas y para controlar el descenso de la presión, previniendo cualquier indicio de cavitación.

6.6.4 Túnel a presión

El diseño de este túnel se limitará a una velocidad de 7.0 m/s para el nivel máximo normal de operación del desagüe de fondo, considerando que este no podrá ser objeto de inspecciones y reparaciones. La velocidad máxima recomendada para un concreto de 3000 psi y agua con alto contenido de sedimentos, de acuerdo con Moissev (1976) es de 11.0 m/s. Se verificará además que la velocidad en el túnel sea del orden de 9.0 m/s para el nivel máximo normal del reservorio.

6.6.5 Cámara de compuertas

La cámara de compuertas se posicionará en planta de manera tal que se localice aguas abajo de la cortina de inyecciones de la presa, además deberá contar con una galería de acceso (si es el caso), la cual servirá para el suministro de aire. La cámara de compuertas estará provista de una compuerta plana deslizante (compuerta de guarda) y una compuerta radial (compuerta de servicio).

La compuerta de servicio deberá permitir la operación para aperturas parciales. La compuerta de guarda operará en el caso de un atascamiento de la compuerta de servicio; con la que se podrá cerrar a contraflujo para permitir cualquier labor de mantenimiento con una presión correspondiente a la presión producida por el nivel máximo normal de operación del reservorio.

6.6.5.1 Dimensionamiento de la compuerta de servicio y de guarda

Para el dimensionamiento de las compuertas es necesario determinar la capacidad hidráulica de la descarga de fondo considerando la compuerta totalmente abierta. La curva de capacidad se determinará a partir de la Ecuación 6.23.

$$Q = C_d A \sqrt{2gH_n} \quad \text{Ecuación 6.23}$$

Donde,

C_d = Coeficiente de descarga dado por la curva del HDC 320-3 (U.S. Army Corps of Engineers).
Para una compuerta totalmente abierta $C_d = 0.85$.

A = Área del orificio, igual a $G_o \cdot B$, (m^2).

G_o = Apertura de la compuerta; es decir, distancia vertical entre el labio inferior de la compuerta y la solera del conducto blindado, (m).

B = Ancho de la compuerta, (m).

H_n = Altura neta de carga, igual a $H_o - \Delta H$, (m).

H_o = Altura bruta de carga, (m). Se determinada a partir de la Ecuación 6.24.

ΔH = Pérdidas hidráulicas, (m).

$$H_o = \text{Nivel del embalse} - \text{cota radier compuerta} - G_o C_d \quad \text{Ecuación 6.24}$$

Para aperturas parciales de la compuerta radial y diferentes niveles del reservorio, el coeficiente de descarga C_d varía con el ángulo que forma el labio inferior de la compuerta radial con la horizontal y con la relación G_o/D , que se define como el porcentaje de apertura de la compuerta, en donde D representa la altura del conducto frente a la compuerta radial de acuerdo con las recomendaciones del HDC 320-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1988).

La construcción de la curva de capacidad de la descarga de fondo es función de la altura bruta, se determinará a partir de la Ecuación 6.25.

$$Q = C'_d A \sqrt{2gH_o} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

Donde,

C'_d = Coeficiente de descarga que incluye la reducción por las pérdidas hidráulicas desde el reservorio hasta la compuerta radial, determinada a partir de la Ecuación 6.26.

$$C'_d = \frac{C_d}{\sqrt{1 + 2gKC_d^2 A^2}} \quad \text{Ecuación 6.26}$$



6.6.6 Cálculo de la socavación

La estimación de la socavación producida por la descarga de fondo, se realizará a partir de la Ecuación 6.27 de Rui Martins (Martins, 1975).

$$H_s = 1.5q^{0.6} H^{0.1} \quad \text{Ecuación 6.27}$$

Donde,

$H_s =$ Profundidad de socavación medida desde el nivel del agua, (m).

$q =$ Caudal unitario en el punto de disparo, (m³/s/m).

$H =$ Diferencia de nivel entre la lámina de agua en el punto de disparo y el nivel del río, (m).

6.7 VERTEDERO



Una vez seleccionado el tipo de presa y nivel de operación del reservorio, se analizará el tipo de vertedero más conveniente (entre frontal o lateral, y regulado o no regulado) para el esquema de obras definido.

El trazado en planta y en perfil del vertedero se realizará con el fin de minimizar las excavaciones requeridas garantizando siempre su fundación sobre un estrato de suelo resistente.

6.7.1 Crecida de diseño

El caudal de diseño del vertedero corresponderá a la Creciente Máxima Probable (CMP), lo cual se ajusta a lo recomendado por el Documento de Normas para la Seguridad de Presas (ASEP, 2010), para reservorios con categoría de riesgo significativo.

6.7.2 Canal de aproximación

El canal de aproximación tendrá una geometría que permita cambiar gradualmente la dirección del flujo proveniente del reservorio. Este será de sección transversal trapezoidal con base constante, revestido en hormigón lanzado, con un radio de curvatura al eje del canal mayor a tres veces el ancho superficial para la condición de operación del nivel normal (NMON), de acuerdo con las recomendaciones de (Chow, 1994).

La sobre-elevación del flujo por curvatura del canal de aproximación, se determinará a partir de la expresión de Newton, de acuerdo con las recomendaciones del HDC 660-1 (U.S. Army Corps of Engineers).

$$\Delta h = 2\Delta y \quad \& \quad \Delta y = C \frac{V^2 W}{g r} \quad \text{Ecuación 6.28}$$

Donde,

$\Delta h =$ Sobre-elevación medida como la distancia entre el nivel de agua exterior y el nivel de agua interior del canal, (m).

$\Delta y =$ Sobre-elevación medida como la distancia entre el nivel de agua exterior y el nivel de agua del eje del canal, (m).

$C =$ Coeficiente de sobre-elevación, 0.5 para canales trapeciales, con flujo tranquilo.

$V =$ Velocidad media en el canal de aproximación, (m/s).

$W =$ Ancho de la superficie del agua en el canal, (m).

$r =$ Radio de curvatura, (m).

$g =$ Aceleración gravitacional, (m/s²).

6.7.3 Estructura de control

La estructura de control se diseñará para lograr un adecuado funcionamiento hidráulico utilizando los criterios de diseño sugeridos por entidades tales como el ASCE, el USBR y el USACE.

6.7.3.1 Geometría de la gola

La geometría de la gola será determinada utilizando la teoría de las crestas vertedoras, de acuerdo con las recomendaciones del Hydraulic Design of Spillways (U.S. Army Corps of Engineers, 1990), buscando obtener la máxima eficiencia en la operación.

La geometría de la gola se definirá a partir de la Ecuación 6.29, de acuerdo con las recomendaciones del HDC 111-20 (U.S. Army Corps of Engineers).

$$X^{1.85} = KH_d^{0.85}Y \quad \text{Ecuación 6.29}$$

Dónde,

X y Y = Coordenadas horizontales y verticales de un sistema con origen en la cresta de la gola.

K = Constante, depende de la relación entre la altura del paramento (P) y la altura de diseño (H_o) (Véase Figura 6.1).

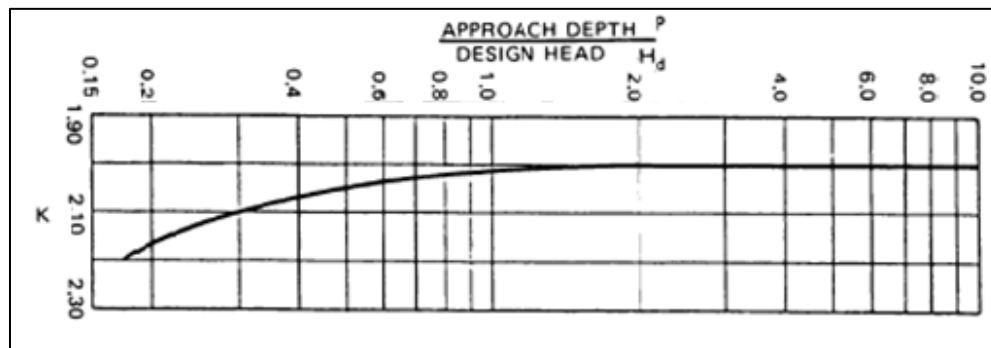


Figura 6.1 Coeficiente K para calcular la ecuación de la gola¹

La altura de diseño H_o de la gola se seleccionará de tal manera que presente la mayor eficiencia hidráulica y que la relación H_e/H_o no exceda un valor que pueda dar lugar a la presentación del fenómeno de cavitación; por lo que se asegurará que la altura de diseño obtenida sea menor que la altura de diseño para el nivel de sub-presión deseado siguiendo con las recomendaciones del HDC 111-25/1 (U.S. Army Corps of Engineers), donde H_e es la altura de carga correspondiente al máximo nivel alcanzado por el reservorio al transitar la creciente de diseño (CMP).

Para el diseño se usará una relación mínima de la altura del paramento con respecto a la cabeza de diseño de la gola de 0.3 ($P/H_o \geq 0.3$) y se verificará que la velocidad en el canal de aproximación sea menor a 5.0 m/s con la crecida de diseño transitada.

Se definirá la altura del paramento (P) siguiendo con las recomendaciones de diseño del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987).

¹ Tomado del HDC 111-20

El empalme entre el paramento aguas arriba de la gola y la parábola que caracteriza la geometría de la gola, se realizará mediante una curva elíptica que evita cualquier punto de discontinuidad de la pendiente de esta curva a partir de la Ecuación 6.30, de acuerdo con las recomendaciones del HDC 111-20 (U.S. Army Corps of Engineers).

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1 \quad \text{Ecuación 6.30}$$

Donde,

X y Y = Coordenadas horizontal y vertical de la gola.

A = Semieje mayor de la elipse (horizontal), (m). Dependen de la relación P/H_o , (Véase Figura 6.2).

B = Semieje menor (vertical), (m). Dependen de la relación P/H_o , (Véase Figura 6.2).

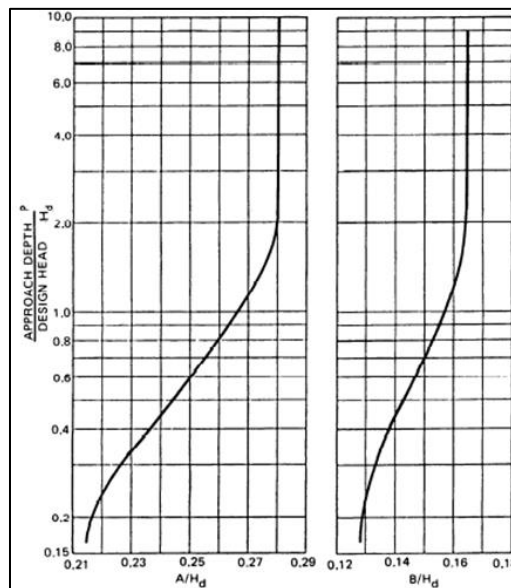


Figura 6.2 Coeficientes A y B para el cálculo de la elipse de empalme²

6.7.3.2 Curva de capacidad

La capacidad hidráulica de la estructura de control se determinará a partir de la expresión de descarga para flujo libre de un vertedero presentada en la Ecuación 6.31, de acuerdo con las recomendaciones del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987).

$$Q = CL_e H_e^{3/2} \quad \text{Ecuación 6.31}$$

Donde,

Q = Caudal por el vertedero, (m³/s).

C = Coeficiente de descarga del vertedero, (adimensional).

² Tomado del HDC 111-20

L_e = Longitud efectiva del vertedero, (m).

H_e = Carga total sobre la cresta, (m). Incluye la carga de velocidad de aproximación al vertedero.

La longitud efectiva del vertedero se determinará a partir de la Ecuación 6.32, la cual tiene en cuenta la contracción de la corriente efectiva del flujo debido al efecto de las pilas y los estribos.

$$L = L_o - 2(N \cdot K_p + K_a)H_e \quad \text{Ecuación 6.32}$$

Donde,

L_o = Ancho libre del vertedero, (m).

N = Número de pilas.

K_a = Coeficiente de contracción de los estribos.

K_p = Coeficiente de contracción de las pilas.

H_e = Carga total sobre la cresta, (m). Incluye la carga de velocidad de aproximación al vertedero.

Los valores de los coeficientes de contracción de las pilas y de los estribos se estimarán a partir del HDC 111-5 (U.S. Army Corps of Engineers) y HDC 111-3/2 del (U.S. Army Corps of Engineers).

El coeficiente de descarga (C) está influenciado por una serie de factores tales como la profundidad de aproximación, la pendiente del paramento localizado aguas arriba de la cresta de la gola, la altura de diseño y el nivel energía actual. Se determina a partir de la Ecuación 6.33.

$$C = C_o \cdot K \quad \text{Ecuación 6.33}$$

Donde,

C_o = Coeficiente de descarga para paramento vertical (Véase Figura 6.3), corregido de acuerdo con la inclinación real del mismo (Véase Figura 6.4).

K = Factor que depende del nivel de energía frente a la estructura de control. Este coeficiente es menor que 1 cuando el nivel de energía es menor que la altura de diseño y mayor que 1 para las energías mayores que la altura de diseño (Véase Figura 6.5).

El valor de C_o depende de la profundidad del canal de aproximación con respecto a la cresta del vertedero (P) y de la altura de diseño (H_o).

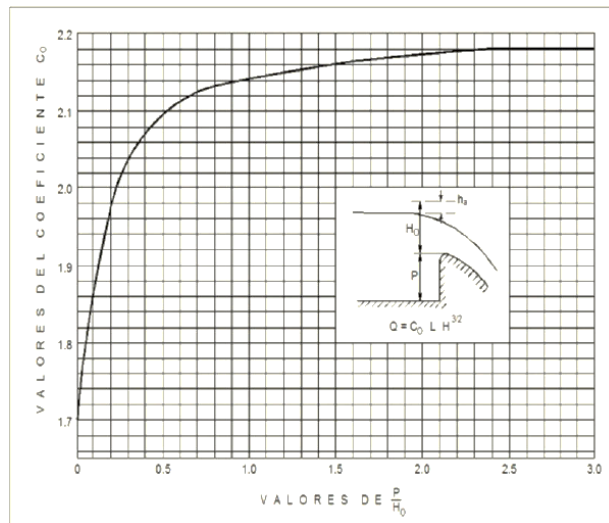


Figura 6.3 Coeficiente de descarga para un paramento vertical³

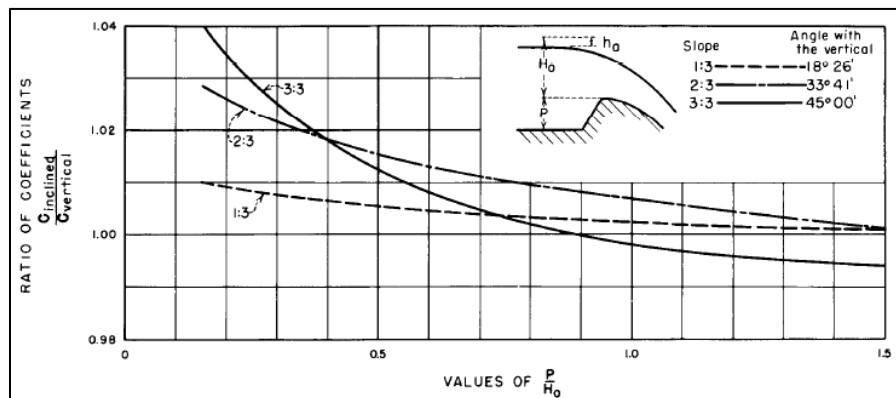


Figura 6.4 Corrección del coeficiente de descarga para la inclinación real del paramento⁴

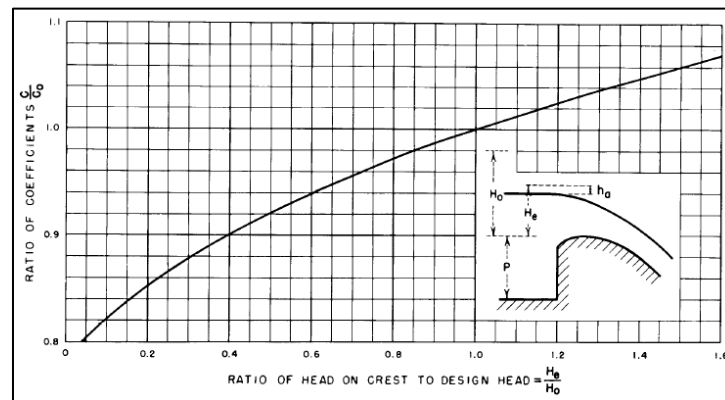


Figura 6.5 Corrección del coeficiente de descarga por H_e ⁴

³ Tomado de (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987)

⁴ Tomado de (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987).

6.7.4 Geometría de pilas y estribos

Los diseño de las pilas y de los estribos estarán basados en las recomendaciones del (U.S. Army Corps of Engineers) por medio de los nomogramas de diseño HDC 111-5 y HDC 111-6.

Se seleccionará una relación entre el radio de curvatura del estribo y la altura de diseño de la gola mayor o igual a 0.30 ($r / H_o \geq 0.30$).

6.7.5 Tránsito hidrológico

El tránsito hidrológico se realizará por medio del método del “Tránsito por Piscina Nivelada”, el cual permite establecer el comportamiento del volumen de almacenamiento y de los caudales de descarga para un tiempo posterior resolviendo la ecuación de continuidad en tiempo discreto, en forma iterativa con base en los caudales de entrada actual y posterior, además en la información de descarga y almacenamiento en el tiempo actual (Véase Ecuación 6.34).

$$\frac{E_{i+1} + E_i}{2} - \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 6.34}$$

Donde,

E_{i+1} = Caudal de entrada en el tiempo i+1, (m^3/s).

E_i = Caudal de entrada en el tiempo i, (m^3/s).

Q_{i+1} = Caudal de salida en el tiempo i+1, (m^3/s).

Q_i = Caudal de salida en el tiempo i, (m^3/s).

V_{i+1} = Volumen de almacenado en el tiempo i+1, (m^3).

V_i = Volumen de almacenado en el tiempo i, (m^3).

Δt = Intervalo transcurrido desde el tiempo i hasta i+1, (s).

6.7.6 Rápido de descarga liso

El canal de descarga se diseñará con una geometría tal que evite la desaceleración del flujo. La curva de empalme entre la gola y el rápido de descarga se desarrollará a una distancia vertical entre $0.3 H_e$ y $0.7 H_e$, respecto al eje de la gola; donde, H_e es la altura de agua máxima sobre la cresta para la creciente de verificación (CMP); lo anterior permite asegurar que no se producirá una reducción en el coeficiente de descarga del vertedero por efecto de ahogamiento según las recomendaciones del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987).

El radio de la curva de empalme será $\geq 5d$, donde d es la profundidad de la lámina de agua al final de la gola, medida perpendicularmente al fondo de la misma y calculada a partir de la metodología del HDC 111-12 (U.S. Army Corps of Engineers).

El perfil del canal de descarga del vertedero se ajustará de acuerdo con el perfil geológico que se obtenga y las recomendaciones geotécnicas correspondientes. Se procurará tener máximo dos pendientes a lo largo del canal.

Para definir la altura de muros del rápido de descarga se calcularán los perfiles hidráulicos a lo largo del vertedero para el caudal máximo que resulte de transitar la CMP utilizando el método del

paso estándar, descrito por (Chow, 1994). Se considerarán pérdidas singulares y por fricción en el canal.

El borde libre de los muros se calculará con la expresión determinada para flujo supercrítico, de acuerdo con el criterio del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987), Ecuación 6.35.

$$BL = 0.61 + 0.037 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h} \quad \text{Ecuación 6.35}$$

Donde,

BL = Borde libre, (m).

V = Velocidad de escurrimiento en el canal, (m/s).

h = Altura de escurrimiento, (m).

La altura de los muros deberá ser verificada para el hinchamiento de la lámina de agua por efecto del aire introducido entre la superficie y el flujo debido a las altas velocidades.

La profundidad de la lámina hinchada se determina a partir de la curva de diseño presentada en la Figura 6.6, de acuerdo con las recomendaciones del Hydraulic Design Of Spillways (U.S. Army Corps of Engineers, 1990).

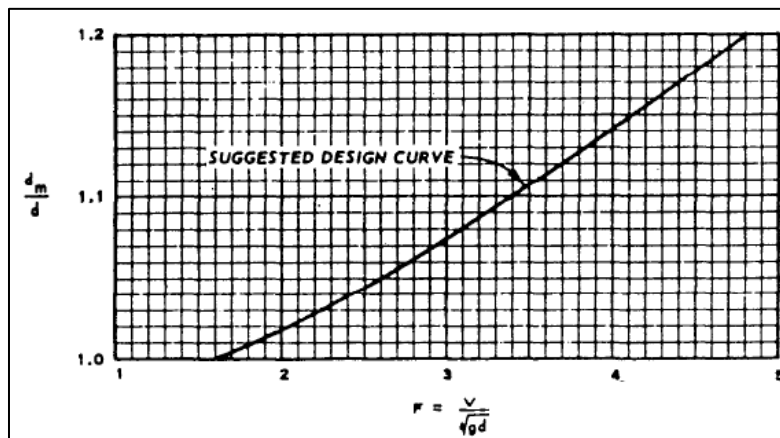


Figura 6.6 Curva de diseño para el cálculo de la profundidad de la lámina hinchada⁵

6.7.6.1 Análisis de la cavitación

Para evaluar la posibilidad de que se presente cavitación sobre la superficie del rápido de descarga del vertedero, se empleará la metodología de la cavitación de vertederos (Echávez, 1979). Esta metodología se basa en la estimación del parámetro denominado índice de cavitación a lo largo de las secciones del rápido de descarga para diferentes condiciones de caudal. El índice de cavitación se define a partir de la Ecuación 6.36.

$$\sigma_k = \frac{h_p - h_v}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad \text{Ecuación 6.36}$$

Donde,

⁵ Tomado del Hydraulic Design Of Spillways

V_k = Velocidad a una distancia k de la superficie, (m/s).

h_p = Altura de presión en la zona de interés, (m).

h_v = Altura de vaporización del agua, (m). (-9.85 mca para agua a una temperatura de 15°C).

g = Aceleración gravitacional, (m/s²).

La velocidad V_k corresponde a la velocidad del flujo a una distancia de la superficie del rápido de descarga igual a la rugosidad del material (k). Dicha velocidad se puede estimar de acuerdo con la Ecuación 6.37.

$$\frac{V_k}{\sqrt{2gH}} = \frac{1.68}{0.3 + \log\left(\frac{X}{k}\right)} \quad \text{Ecuación 6.37}$$

Donde,

H = Diferencia de nivel entre el nivel del reservorio y el nivel de la superficie de la lámina de agua en el punto de interés, (m).

X = Distancia desde la cresta de la gola hasta el punto de interés medida a lo largo del fondo del rápido de descarga, (m).

k = Rugosidad equivalente de Nikuradse para la superficie del rápido de descarga, (mm). (Concreto = 1.5 mm).

En el caso de las curvas que se presentan en el perfil del rápido de descarga, la altura de presión en la zona de interés (h_p) corresponde a la presión dinámica (h_d), esta presión es positiva en las curvas cóncavas y negativa en las curvas convexas, y se determina a partir de la Ecuación 6.38.

$$h_d = \frac{d \cdot V^2}{g \cdot R} \quad \text{Ecuación 6.38}$$

Donde,

d = Profundidad de flujo en la sección, (m).

V = Velocidad de flujo, (m/s).

R = Radio de curvatura de la sección, (m).

El índice de cavitación en cada punto se comparará con el índice de cavitación incipiente σ_i , el cual se determina de forma experimental y depende de la rugosidad de la superficie del rápido de descarga. Para una rugosidad de la superficie de 1.5 mm, el índice de cavitación incipiente es igual a $\sigma_i = 1.5$. Si el índice de cavitación σ_k es menor a σ_i , existirá riesgo de que se presente cavitación.

Si el cálculo del índice de cavitación incipiente σ_i , se presenta en una curva vertical cóncava, este debe reducirse por un factor de 0.76 debido al aumento de la velocidad local en las paredes.

Adicionalmente, a manera de comparación, se desarrollara la metodología de análisis de cavitación presentada por la ICOLD (1992).

6.7.6.2 Aireadores

Las estructuras de aireación se diseñarán siguiendo las recomendaciones de (IAHR Design Manual, 1990; Cavitation in chutes and spillways, 1990) y de los artículos de (Pinto, 1981) referentes al tema.

6.7.7 Deflector radial

La geometría del deflector radial se calculará de acuerdo con las recomendaciones del Hydraulic Design of Spillways (U.S. Army Corps of Engineers, 1990); el cual establece que la mínima relación entre el radio del deflector y la profundidad de flujo será 4 ($r/d \geq 4$).

Para que el flujo sea girado por el deflector y no tienda a seguir su trayectoria original, la altura del labio de disparo del deflector con respecto al punto más bajo de la curva del deflector deberá ser por lo menos igual a una altura mínima, la cual se calculará a partir de la Ecuación 6.39.

$$h_{min} = r - r(\Phi - \tan^{-1} S) \quad \text{Ecuación 6.39}$$

Donde,

$\Phi =$ Ángulo de deflexión del deflector, calculado a partir de la Ecuación 6.40.

$$\Phi = \tan^{-1} \left\{ \frac{d(2r - d)^{0.5}}{r - d} \right\} \quad \text{Ecuación 6.40}$$

Donde,

$r =$ Radio de curvatura del deflector radial, (m).

$S =$ Pendiente del rápido de descarga, ($^{\circ}$).

$d =$ Profundidad del flujo al comienzo del deflector, (m).

La ubicación en planta del deflector se definirá para que quede posicionada agua abajo de la pata de la presa, de tal manera que la socavación generada por el impacto del chorro, no afecte la fundación de la presa.

6.7.7.1 Trayectorias del chorro en el deflector radial

Para el cálculo de las trayectorias de la lámina inferior del chorro lanzado por el deflector radial, se empleará la metodología de (Kawakami, 1973); la cual tiene en cuenta la reducción del alcance del chorro debido al efecto de la resistencia del aire. El sistema de coordenadas X y Y tienen su origen en el punto de disparo del chorro. El cálculo correspondiente se realizará por medio de la Ecuación 6.41.

$$Y = \frac{1}{gk^2} \log[\cos(gk\beta) + \tan(C) \cdot \sin(gk\beta)] \quad \text{Ecuación 6.41}$$

Donde,

$\beta =$ Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.42.

$$\beta = \frac{1}{gk^2U_1} [e^{gk^2x} - 1] \quad \text{Ecuación 6.42}$$

k = Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.43.

$$k = 0.0057V_o + \frac{0.000021}{M^{1.35}} \quad \text{Ecuación 6.43}$$

C = Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.44.

$$C = \tan^{-1}(kV_1) \quad \text{Ecuación 6.44}$$

M = Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.45.

$$M = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación 6.45}$$

U_1 = Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.46.

$$U_1 = V_o \cdot \cos \theta_0 \quad \text{Ecuación 6.46}$$

V_1 = Coeficiente para la estimación de la trayectoria del chorro determinado a partir de la Ecuación 6.47.

$$V_1 = V_o \cdot \sin \theta_0 \quad \text{Ecuación 6.47}$$

Donde,

θ_0 = Ángulo de disparo del deflector con la horizontal, (°).

V_o = Velocidad del flujo en el punto de disparo, (m/s).

A = Área del flujo en el punto de disparo, (m²).

P = Perímetro del chorro expuesto al contacto con el aire, (m).

6.7.8 Cálculo de la socavación

En la zona de descarga del vertedero se tiene previsto excavar una plataforma y pre conformar las laderas circundantes por encima de esta plataforma; de tal manera que dicha pre conformación sea estable a la socavación producida por todas las crecientes con período de recurrencia menor a los 50 años.



El cálculo del cuenco de socavación asociado a las trayectorias de chorros menores a 50 años de periodo de retorno transitadas por el embalse, tiene como finalidad establecer el área de la plataforma de pre conformación; es decir, la adecuación del lecho del río y sus laderas para la socavación que se puede producir para estas crecientes. No obstante a lo anterior, todas las obras

anexas a la presa estarían ubicadas de manera tal, que no presenten interferencia con el cuenco de socavación asociado a la CMP.

Para la definición de la plataforma de pre conformación se utiliza como criterio las crecientes con un periodo de retorno inferior a 50 años, teniendo en cuenta que la función de la plataforma es adelantar el trabajo de socavación que producirían dichas crecientes, con el fin de disminuir el volumen de la barra de sedimentos resultante durante su ocurrencia. Para las crecientes con periodos de retorno mayores a 50 años, se espera que el río ya haya realizado un proceso de conformación de su lecho y laderas a causa de la ocurrencia de las crecientes inferiores, y no sería justificable realizar un proceso de pre conformación desde el inicio de las obras.

Para estimar la máxima profundidad de socavación producida por el chorro, se empleará la Ecuación 6.48 del Laboratorio de Hidráulica Aplicada (International Association for Hydraulic Research, IAHR), válida para vertederos de alto caudal unitario y grandes saltos.

$$\frac{H_s}{\Delta H} = 2.5 \left(\frac{q}{\sqrt{g\Delta H^3}} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6.48}$$

Donde,

H_s = Profundidad de socavación medida desde el nivel del río, (m).

q = Caudal unitario en el punto de disparo, (m³/s/m).

ΔH = Diferencia de nivel entre el nivel del reservorio y el nivel del río, (m).

De acuerdo con (Vernet, Gustavo F, 1983) la base del cuenco de socavación tiene una longitud de $2y_c$ y un ancho igual a $(B + y_c)$, donde B es el ancho de la base del deflector y y_c es la profundidad crítica en el punto de disparo.

6.8 PRESA

6.8.1 Borde libre

Para la determinación del borde libre mínimo de la presa se considerará la sumatoria de los siguientes factores:

- Efecto del viento sobre el reservorio.
- Altura de la ola causada por el viento, incluido el efecto de ascenso de la ola.
- Asentamiento por consolidación de muro y/o de su cimentación.
- Asentamiento dinámico causado por sismo.

El valor mínimo aceptado para el borde libre será de 1.0 m, cuando del cálculo se obtengan valores inferiores a esta cifra.

6.9 TÚNEL DE TRANSFERENCIA

6.9.1 Bocatoma

La bocatoma del túnel de transferencia tendrá una operación sumergida, se diseñará de manera que la geometría, abocinamiento y las transiciones minimicen las pérdidas hidráulicas y eviten

presiones peligrosas que puedan ocasionar cavitación, para lo cual se emplearán segmentos de elipses. A continuación se presentan los criterios que se emplearán para su diseño.

6.9.1.1 Sumergencia

La estructura de toma deberá tener un funcionamiento hidráulico seguro desde el punto de vista del fenómeno de vorticidad; por lo que la bocatoma se localizará de tal forma que cumpla con el criterio hidráulico de sumergencia. La sumergencia crítica para evitar el ingreso de aire, se calculará por medio de la expresión de (Gordon, 1970) con condiciones de aproximación del flujo asimétricas (Ecuación 6.49).

$$\frac{S}{D} = 2.3 Fr \quad \text{Ecuación 6.49}$$

Donde el número de Froude se determinará a partir de la Ecuación 6.50.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad \text{Ecuación 6.50}$$

Donde,

V = Velocidad promedio en el conducto, (m/s).

D = Altura del conducto, (m).

S = Sumergencia mínima medida desde la clave del conducto, (m).

Adicionalmente, se verificará el criterio de sumergencia con el método de (Knauss, 1987) por medio de la Ecuación 6.51 .

$$\frac{h_c}{D} = 2.0 Fr + 0.5 \quad \text{Ecuación 6.51}$$

Donde,

V = Velocidad promedio en el conducto, (m/s).

D = Altura del conducto, (m).

h_c = Sumergencia mínima medida desde el eje del conducto, (m).

El valor mínimo aceptado será una vez el diámetro (D) medido con respecto a la clave del conducto de entrada.

6.9.1.2 Dimensionamiento de las rejillas

Según el criterio recomendado por (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987) la velocidad neta del flujo por las rejillas para el caudal de diseño deberá ser inferior a 0,60 m/s; velocidad que se adoptará por tratarse de una toma sumergida. La velocidad anterior disminuye los riesgos de taponamiento y permite que los cuerpos sumergidos que lleguen a las rejillas caigan al fondo. Se seguirán las recomendaciones mecánicas en cuanto a espesores o espaciamiento de las rejillas.

6.9.1.3 Geometría del abocinamiento de entrada a la conducción

El abocinamiento se diseñará de forma elíptica siguiendo con las recomendaciones del (U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1987). La expresión de cálculo se presenta en la Ecuación 6.52.

$$\frac{X^2}{(0.5D)^2} + \frac{Y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad \text{Ecuación 6.52}$$

Donde,

X y Y = Coordenadas, (m).

D = Diámetro del conducto, (m).

Con el fin de verificar si existe la posibilidad de que se presenten presiones negativas en la captación, que puedan generar problemas de cavitación y que afecten la estructura de entrada, se realizará el cálculo de la presión en la toma con base a la metodología descrita por HDC 221-2/2 (U.S. Army Corps of Engineers). Se empleará un coeficiente de caída de presión de 1.4.

6.9.1.4 Cálculo de pérdidas

Para la determinación del coeficiente de pérdidas por rejas sumergidas, se empleará la Ecuación de Creager (Ecuación 6.53) de acuerdo con las recomendaciones de (Sotelo Ávila, 2005).

$$k = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2 \quad \text{Ecuación 6.53}$$

Donde,

A_n = Área neta de paso entre rejillas, (m²).

A_b = Área bruta de la estructura de rejillas, (m²).

6.9.2 Túnel a presión

El túnel a presión se proyectará con revestimiento en concreto o con blindaje. El trazado del túnel tendrá el alineamiento más recto posible y de menor longitud con el objeto de minimizar los costos y las pérdidas hidráulicas. El trazado del túnel deberá cumplir con la cobertura mínima requerida por las condiciones geológicas del macizo rocoso.

El diámetro útil del túnel corresponderá a la sección óptima, la cual se determinará sobre la base de un estudio técnico económico.

No se dispondrá de una trampa de gravas debido a que el revestimiento de toda la conducción será en concreto convencional o en blindaje. La velocidad máxima será de 5.0 m/s en secciones en concreto convencional y de 7.0 m/s en blindajes para el caudal de diseño (el correspondiente al nivel máximo normal de operación del reservorio-*full supply levels*).



El cálculo de las pérdidas hidráulicas por fricción del túnel a presión se realizará con la fórmula de Manning (véase Ecuación 6.22) empleando valores probables de coeficientes de rugosidad correspondientes a cada tipo de revestimiento (véase Tabla 6.4).

Para las pérdidas singulares por entrada, cambios de sección, cambios de dirección y salida se utilizarán coeficientes de pérdidas de los manuales y ayudas de diseño del USBR y USACE.

Los radios mínimos de curvatura serán de 3 veces el ancho de la sección desde el punto de vista hidráulico, pero dependerá también del método constructivo definido para cada túnel por geotecnia subterránea.

6.10 CAUDAL AMBIENTAL

Se evaluará un esquema del conducto ambiental independiente del cuerpo de la presa, lo cual brindará mayor seguridad y facilitará las labores de operación de los elementos mecánicos de la toma. Se contempla generación a partir del caudal ambiental, y su valor se tiene en cuenta para el cálculo del rendimiento del proyecto.

6.10.1 Bocatoma

Por tratarse de una bocatoma con operación sumergida, los criterios para su diseño corresponden a los descritos en el numeral 6.9.1.

6.10.2 Tubería de carga

Dentro de los criterios que se emplearán para el análisis y diseño de la tubería de carga, se tienen:

- El alineamiento de la tubería de carga será en lo posible recto para evitar anclajes por cambios de dirección y minimizar las pérdidas hidráulicas.
- Las pérdidas singulares analizadas en la tubería de carga corresponderán a los siguientes elementos: Reja, entrada, ranuras de compuerta, cambios de sección, cambios de dirección de la tubería, bifurcación y válvulas, para su cálculo se utilizarán los coeficientes de pérdidas de los manuales y ayudas de diseño del USBR y USACE.
- El cierre o apertura de una válvula produce una onda de presión en el conducto, o Golpe de Ariete. Se procurará que la sobrepresión por golpe de ariete sea inferior al 30% del salto bruto de la central.

La ecuación para el cálculo de la sobrepresión por maniobras lentas se presenta en la Ecuación 6.54, mientras que para el cálculo de la sobrepresión por maniobras rápidas se presenta en la Ecuación 6.55.

- **Maniobras Lentas (Michaud)**

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{2LV}{gT_c}\right)}{H_0} \quad \text{Ecuación 6.54}$$

Donde,

ΔH = Sobrepresión, (m/m).

L = Longitud del tramo, (m).

V = Velocidad del agua en el tramo, (m/s).

T_c = Tiempo de cierre (s). El cual debe ser tal que en el caso de que se presente un rechazo de carga se garantice una sobrepresión menor al 30% y una sobrevelocidad menor al 60%.

H_0 = Salto bruto, (m).

- **Maniobras rápidas**

$$\Delta H = \frac{\left(\frac{aV}{g}\right)}{H_0} \quad \text{Ecuación 6.55}$$

Donde,

$\Delta H =$ Sobrepresión, (m/m).

$a =$ Celeridad de la onda de presión, (m/s).

$V =$ Velocidad del agua en el tramo, (m/s).

$H_0 =$ Salto bruto, (m).

Se deberá revisar la relación entre la inercia polar del grupo generador y la inercia del agua en la tubería forzada, la cual debe ser tal que se cumpla el criterio del USBR, si se desean condiciones de estabilidad como central aislada (Chaudry, 1998).

De acuerdo con EM-20 Selecting Hydraulics Reaction Turbines (United States Bureau of Reclamation, USBR, 1976), otro parámetro que se debe regular en el análisis del transitorio es la sobrevelocidad, la cual corresponde al incremento que se produce cuando está operando en su velocidad nominal y es desconectado instantáneamente de la carga; es decir, mientras la turbina está operando con el controlador e inicia el cierre de los álabes.

En consecuencia con lo anterior se restringe que la sobrevelocidad (S_r) no podrá exceder el 60% de la velocidad nominal, la cual se determinará mediante la Ecuación 6.56.

$$S_r = \frac{0.5 \left(T_c + 1.5T_w \left(1 - \frac{T_w}{T_c} \right) \right)}{\frac{T_c}{4} + T_m} \quad \text{Ecuación 6.56}$$

Donde,

$T_c =$ Tiempo de cierre, (s).

$T_w =$ Tiempo de inercial del agua, (s).

$T_m =$ Tiempo inercial de la máquina, (s).

6.10.3 Casa de máquinas

- El posicionamiento de la plataforma de operaciones de la casa de máquinas se definirá de acuerdo con el nivel determinado para una creciente asociada a un periodo de retorno de 1000 años.
- Para determinar la posición de las turbinas se tomará el nivel del caudal descargado por la central en el canal de restitución con la operación de una sola turbina.
- No obstante, las turbinas se diseñarán de modo que puedan operar con un contra nivel determinado para la creciente asociada a un periodo de retorno de 100 años.

6.10.4 Obras de restitución

- La sección y el trazado del canal de restitución, se proyectarán para conseguir la mayor eficiencia y seguridad de las obras considerando el menor costo, de acuerdo con la estabilidad del terreno y la eficiencia hidráulica.
- El borde libre se determinará de acuerdo con las recomendaciones de (Chow, 1994) a partir de la Figura 6.7, la cual es función la capacidad de la sección transversal. Adicionalmente, se verificará la altura de los muros con el nivel determinado en el cauce receptor para la creciente asociada a un periodo de retorno de 5 años. El borde libre del canal de restitución es función del caudal transportado a través de él, y de forma adicional se verifica para el nivel de agua en el río asociado a una creciente de 5 años; teniendo en



cuenta que para crecientes de mayor magnitud lo más probable es que la central no opere, por existir condiciones desfavorables de entrega del caudal y todo estaría inundado al mismo nivel.

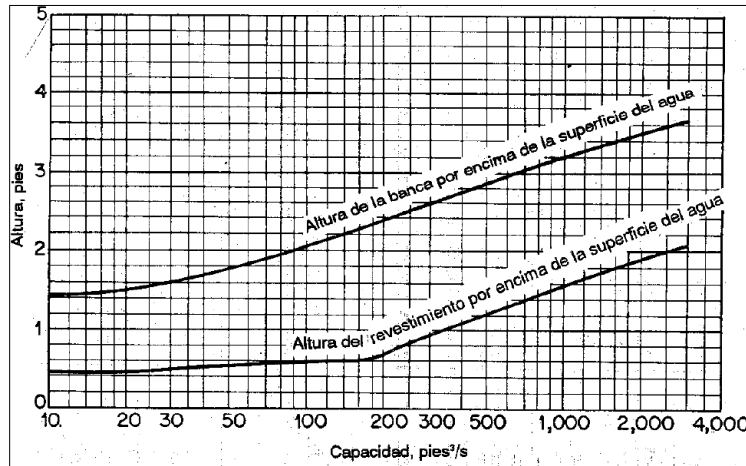


Figura 6.7 Borde libre y altura de las banquetas recomendados para canales revestidos

- Se revisará que las velocidades en el canal estén entre 0.7 y 2.0 m/s, y se validará que esta sean las adecuadas para el material de revestimiento.
- La obra de descarga al cauce receptor, se ubicará como mínimo a 0.50 m sobre el lecho del río para evitar el ingreso de material de arrastre al canal de restitución.
- El canal de restitución se diseñará para maximizar la energía, lo que indica que este se diseñará para que exista un empalme de energía entre el canal de restitución y el cauce receptor para el caudal de diseño (caudal ambiental).
- Se revisará que para el nivel de operación de una turbina el control se encuentre preferiblemente en la estructura de restitución, con el fin de evitar variaciones por posibles descensos de nivel en el río. Con lo anterior se garantiza la sumergencia de la turbina sin requerir posteriores ajustes del canal de restitución.

6.11 MAPAS DE INUNDACIÓN Y ESTABILIDAD DEL TRAMO ALUVIAL

Se realizará un análisis de descarga para identificar llanuras de inundación a lo largo de ambos lados del río Indio, posibles impactos y sus medidas de mitigación. El análisis se desarrollará desde aguas abajo de la presa hasta la desembocadura del Río Indio en el Mar Caribe.

La información a utilizar será el Levantamiento Batimétrico Río Indio 8531 PAN 2016, realizado por IIC Technologies Inc., a solicitud de ACP. Se utilizará un modelo 2D como el IBER o Delft3D para evaluar el comportamiento del río y los niveles bajo varios caudales. Se modelará los caudales con período de retorno de 2, 5, 25, 50 y 100 años antes y después de la construcción del proyecto. También se modelará el hidrograma de la CMP transitado en el reservorio.

Se hará la clasificación del tramo aluvial con base en la clasificación de Rosgen (1994) y las fórmulas de régimen de Bray (1982), Hey (1987), Lacey y Julien (2002). El análisis morfológico se hará evaluando las variables del tramo en el balance de Lane modificado por Klassen (1995) (Ecuación 6.57).

$$S * D^p * B^{\frac{n-3}{3}} :: Q^{\frac{n}{3}} * i^{\frac{n}{3}}$$

Ecuación 6.57

Con los parámetros hidráulicos obtenidos de la modelaciones se evaluará el esfuerzo cortante medio, la capacidad de transporte y los tramos más propensos a movimiento lateral o erosión de márgenes.



7 DESCRIPCIÓN MODELOS NUMÉRICOS

7.1 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DE CALIBRACIÓN – CANAL DE PANAMÁ SISTEMA ACTUAL

Por solicitud de la ACP se llevó a cabo la calibración del modelo del Canal de Panamá, el cual consiste en replicar el modelo desarrollado por MWH. De acuerdo al Anexo 1, del Apéndice A de hidrología, meteorología e hidráulica de ríos del informe “*Rio Indio Water Supply Project: Feasibility Study*” (2003) en el que se expone la simulación de control de inundaciones y conservación de agua del sistema llevada a cabo en el *software* HEC-5, se incorporaron los datos allí descritos y se replicó el modelo del Canal de Panamá por parte de INGETEC con el ánimo de calibrar y verificar su apropiada modelación. En el Anexo 1 se presentan los datos de entrada al modelo, el modelo desarrollado en HEC-ResSim y sus correspondientes resultados.

7.1.1 Topología del modelo

El Canal de Panamá aprovecha los caudales de la cuenca afluyente al Lago Gatún la cual cuenta con un área de 1386 km² y desde este lago se atienden demandas de abastecimiento, industrial y navegación en el Canal de Panamá. El sistema cuenta también con el Lago Alhajuela que regula las aguas de una cuenca de 310 km² el cual vierte caudales al Lago Gatún y atiende también demandas de abastecimiento e industrial. En la Figura 7.1 se presenta un esquema general del Canal de Panamá.

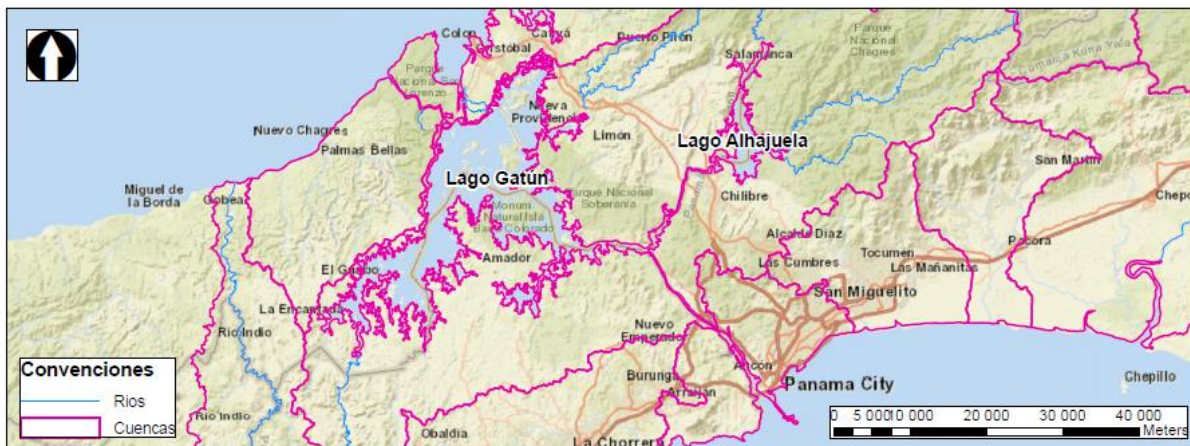



Figura 7.1 Esquema general del Canal de Panamá

De acuerdo con las características del sistema y lo descrito en el informe de MWH se implementó un modelo genérico, que permitiera representar el Canal de Panamá para su posterior modelación en el *software* HEC-ResSim. Los elementos utilizados para representar el sistema son los siguientes:

- : Nodos sin capacidad de almacenamiento, con el cual se representan confluencia de cauces o sitios donde se incluyen los aportes al sistema.
- ▲: Nodos con almacenamiento - lagos.

- : Conducciones como cauces, canales y/o tuberías a las cuales es posible definirles su capacidad de transporte.

En la Figura 7.2 se presenta el esquema topológico del sistema actual desarrollado para ser implementado en el software Hec-ResSim.

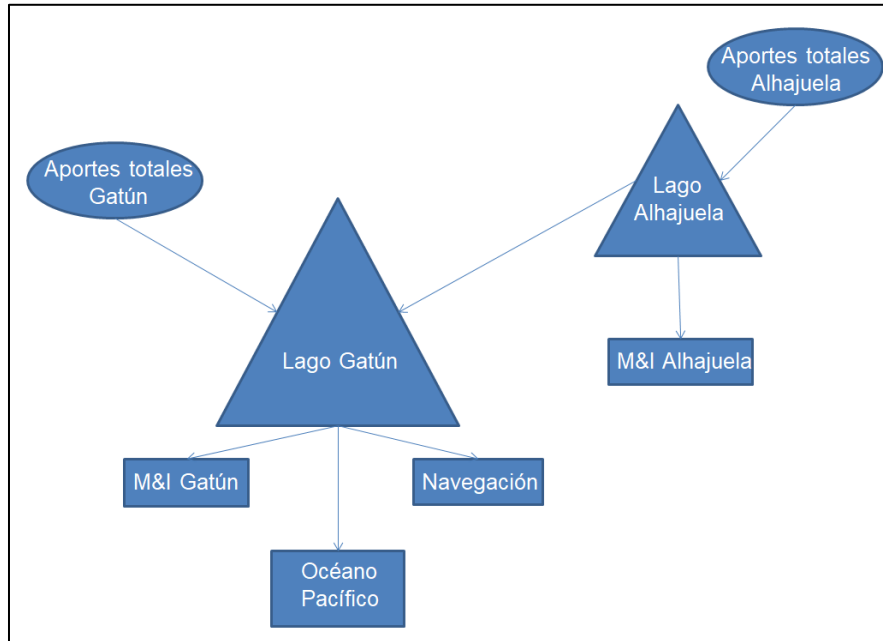


Figura 7.2 Modelo topológico del sistema actual

En la Figura 7.3 se presenta la representación del sistema del modelo del Canal de Panamá en el software HEC-ResSim, con sus respectivas convenciones.

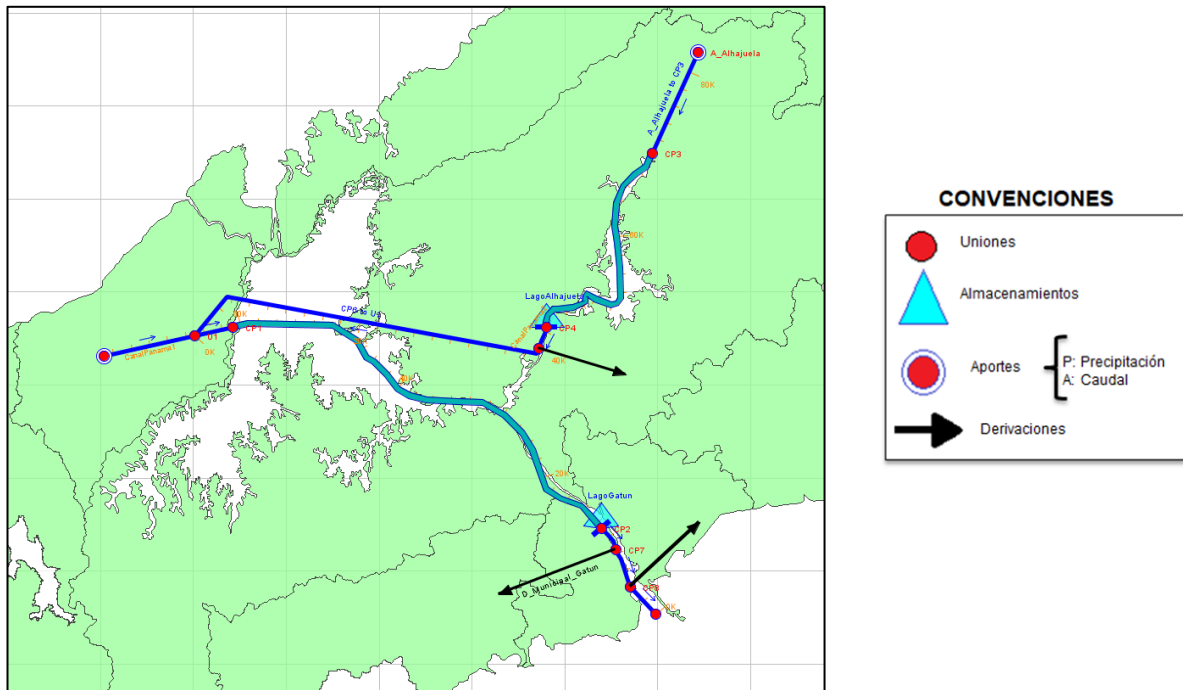


Figura 7.3 Representación del sistema actual en el software HEC-ResSim

7.1.2 Aportes al sistema

Se consideró el periodo 1948-1999 tomado de las series de aportes totales a los lagos Gatún y Alhajuela expuestas en el informe de MWH, 2003. En la Tabla 7.1 se indica los valores, máximo, medio y mínimo de las series en el periodo ingresado al modelo.

Tabla 7.1 Aportes Totales al Canal de Panamá en m³/s (periodo 1948-1999)

Lago	Valor	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Gatún	Max	238,10	63,70	48,80	178,00	224,30	218,80	258,30	232,90	229,80	288,60	428,60	347,60
	Med	63,87	31,34	22,33	36,28	90,49	111,68	115,74	135,85	146,70	194,78	218,07	142,52
	Mín	18,50	12,50	8,30	6,10	46,60	53,60	31,20	46,90	72,90	101,00	115,10	37,80
Alhajuela	Max	175,20	105,00	54,70	247,80	162,10	117,60	163,20	151,40	125,50	143,20	208,20	317,20
	Med	59,33	32,92	24,12	40,04	76,30	78,63	86,80	90,14	83,19	91,11	117,44	110,33
	Mín	23,20	16,00	9,70	10,20	33,30	37,40	33,70	41,00	47,80	60,30	51,00	37,90

La modelación en el software HEC-ResSim debe hacerse en resolución diaria. Tomando en cuenta que la simulación llevada a cabo por MWH se encontraba desarrollada a escala mensual se dispone solo de caudales medios mensuales, estos serán utilizados repitiendo el valor en todos los días de su respectivo mes.

Las series de tiempo de aportes totales afluente a los lagos se ingresan según el formato de HEC-DSS. En la Figura 7.4 se presenta la ventana del complemento HEC-DSSVue el cual permite ingresar las series de tiempo de aportes (y demandas según sea el caso) al HEC-ResSim.

The screenshot shows the HEC-DSSVue window with the following details:

- File Name:** n:\Documents\1-SBN\1-INGETEC\24-Bayano\Modelos_HRS\Calibracion_CP_SBN\Calib_CP.dss
- Pathnames Shown:** 2
- Pathnames Selected:** 0
- Pathnames in File:** 104
- File Size:** 839 KB
- Search:** A: [dropdown], C: [dropdown], E: [dropdown]
- By Parts:** B: [dropdown], D: [dropdown], F: [dropdown]
- Table:**

Number	Part A	Part B	Part C	Part D / range	Part E	Part F
1	A	ALHAJUELA	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec1999	1DAY	
2	A	GATUN	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec1999	1DAY	

Figura 7.4 Formato HEC-DSS de ingreso de las series del modelo del Canal de Panamá al software HEC-ResSim

7.1.3 Almacenamientos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente en la topología del modelo se consideraron los Lagos Gatún y Alhajuela. Los datos de la curva de capacidad para el Lago Gatún se presentan en la Tabla 7.2, en la Figura 7.5 y en la Figura 7.6.

Tabla 7.2 Curva de capacidad del Lago Gatún

Elevación (msnm)	Capacidad (Hm³)	Área (ha)
21.3	3326.81	33895.86
22.0	3578.75	35107.82
23.0	3966.15	36971.35
23.5	4185.69	38027.46
23.5	4197.18	38082.70
23.8	4292.94	38543.04
24.0	4389.98	39003.39
24.3	4488.12	39463.73
24.5	4587.32	39908.79
24.8	4687.55	40440.97
25.0	4788.80	40891.57
25.3	4891.25	41192.88
25.5	4994.76	41618.65
25.8	5099.34	42046.07
26.0	5204.99	42473.75
26.3	5311.71	42901.16
26.5	5419.49	43328.58
26.8	5528.35	43747.11
27.0	5638.46	44166.36
27.3	5749.46	44593.61
27.5	5862.46	45020.86
27.8	5974.12	45448.12
28.0	6085.78	45875.37
28.3	6197.44	46302.62

Elevación (msnm)	Capacidad (Hm³)	Área (ha)
28.5	6309.10	46729.88
28.8	6420.75	47157.13
29.0	6532.41	47584.38
29.3	6644.07	48011.64
29.5	6755.72	48438.89
29.8	6867.36	48866.14
30.0	6979.06	49293.39
30.3	7090.78	49720.65
30.5	7193.56	50113.72
32.0	7874.58	52718.25

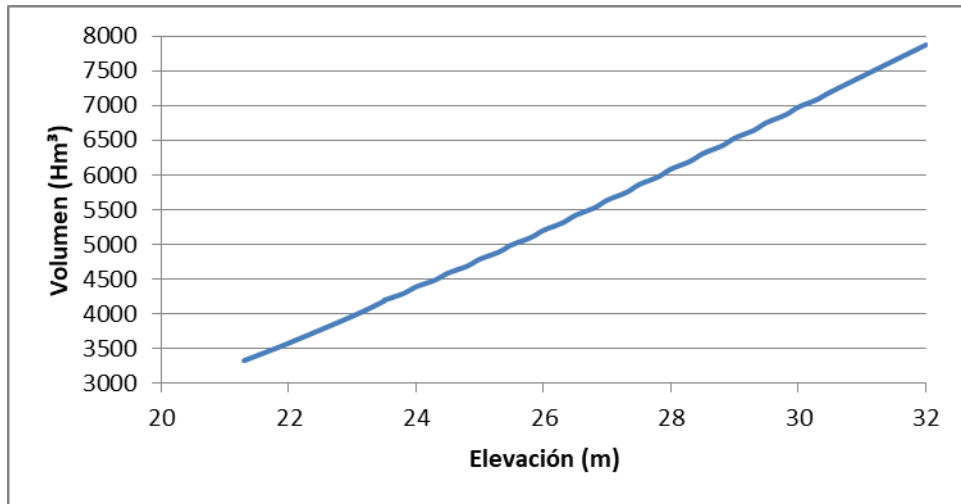


Figura 7.5 Curva de Capacidad para el Lago Gatún

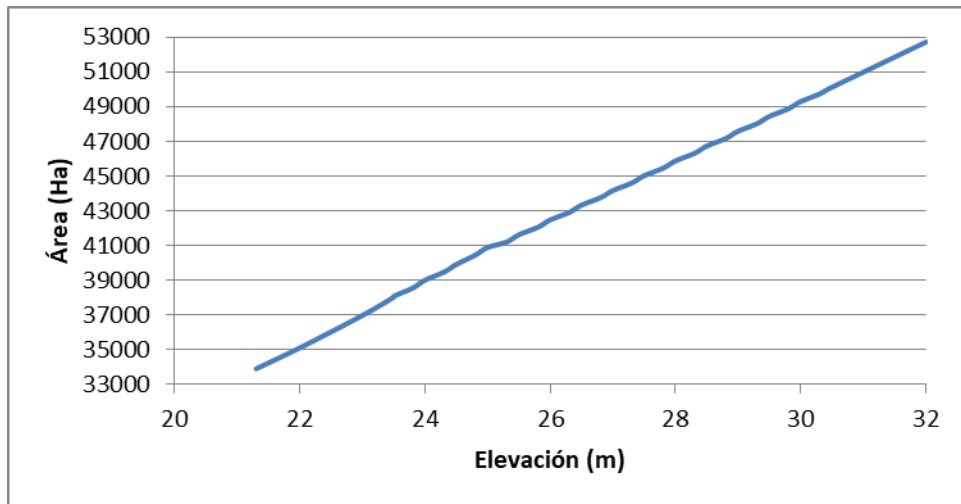


Figura 7.6 Curva de área para el Lago Gatún

En la Figura 7.7 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del Lago Gatún en el software HEC-ResSim.

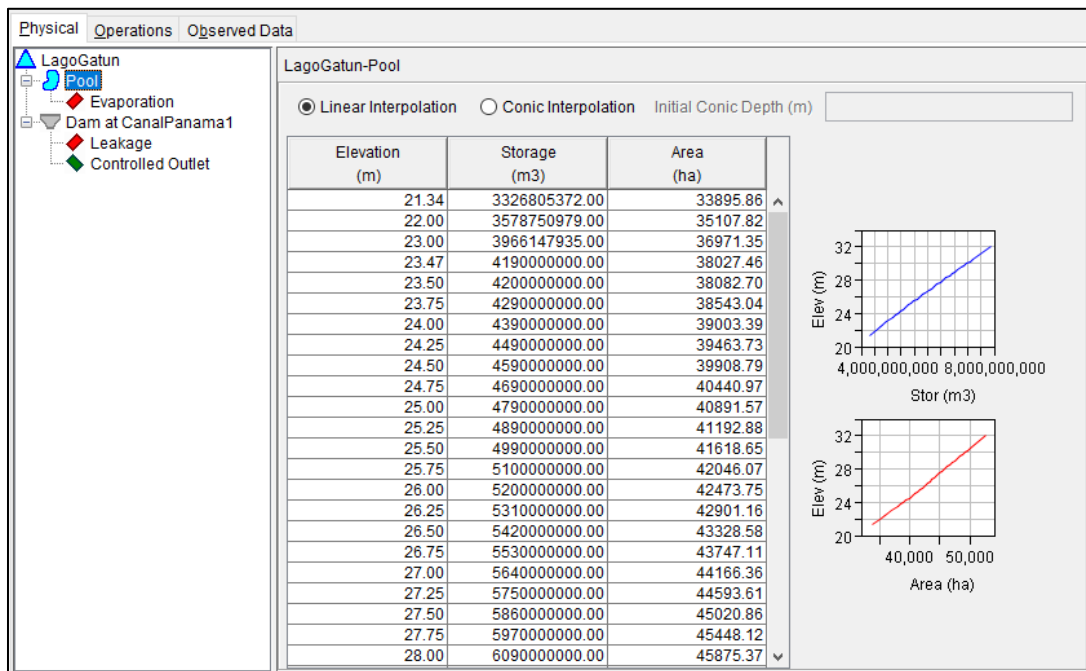


Figura 7.7 Datos físicos del lago Gatún ingresados en el software HEC-ResSim

En la Tabla 7.3 se muestran los datos de la curva de capacidad del Lago Alajuela, en la Figura 7.8 y en la Figura 7.9.

Tabla 7.3 Curva de capacidad del Lago Alajuela

Elevación (msnm)	Capacidad (Hm³)	Área (ha)
51.8	22.01	937.65
54.0	55.22	1249.66
55.0	70.45	1392.79
57.9	114.82	1809.56
58.0	116.16	1822.16
59.0	131.87	1965.28
60.0	148.67	2108.40
61.0	166.57	2251.53
62.0	185.57	2394.65
63.0	205.65	2537.77
64.0	226.82	2680.90
65.0	249.16	2824.02
66.0	277.08	2967.14
67.0	307.47	3110.27
68.0	339.30	3253.39
69.0	372.58	3396.51
70.0	407.28	3539.64
71.0	443.39	3682.76
72.0	480.96	3825.88
73.0	519.96	3969.01
74.0	560.38	4112.13
75.0	602.22	4255.25
76.0	645.52	4398.38
77.0	690.23	4541.50
78.0	736.37	4684.62

Elevación (msnm)	Capacidad (Hm³)	Área (ha)
79.0	783.95	4827.75
80.0	832.97	4970.87
81.0	883.40	5113.99
82.0	934.79	5255.83
82.3	950.60	5299.48

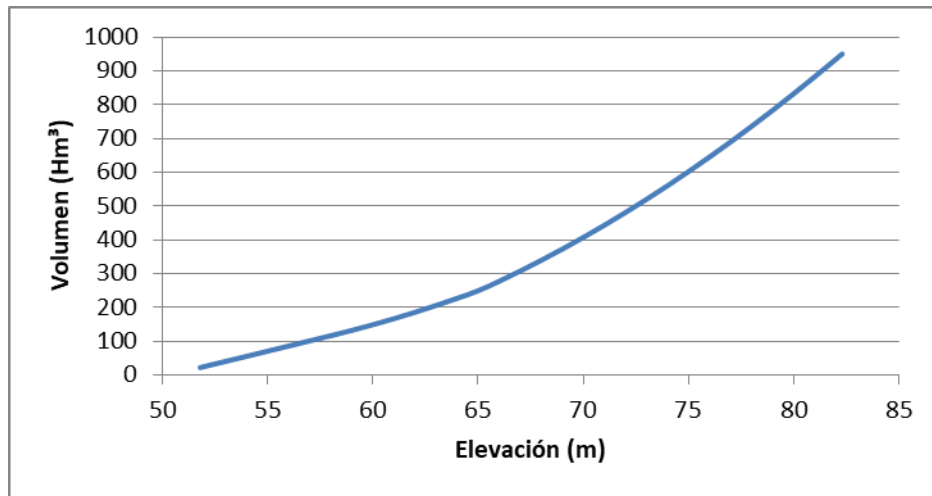


Figura 7.8 Curva de Capacidad para el Lago Alajuela

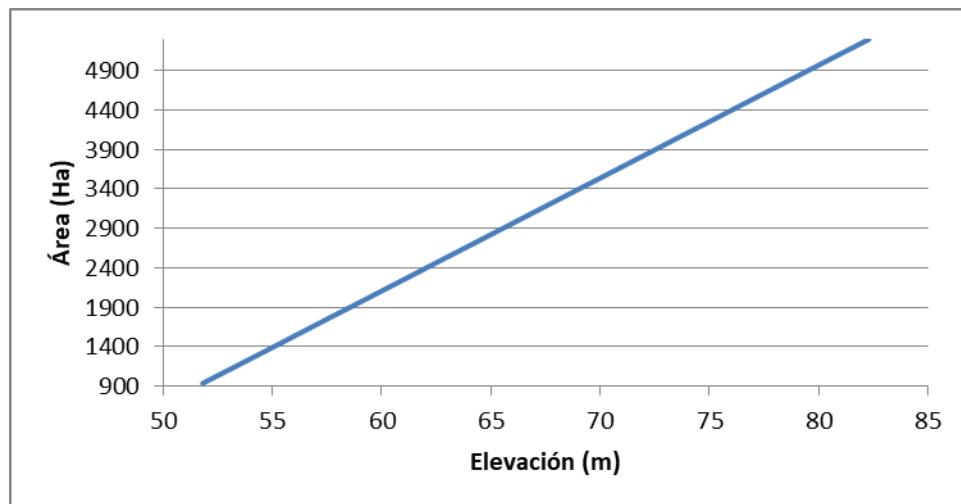


Figura 7.9 Curva de área para el Lago Alajuela

En la Figura 7.10 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del lago Alhajuela en el software HEC-ResSim.

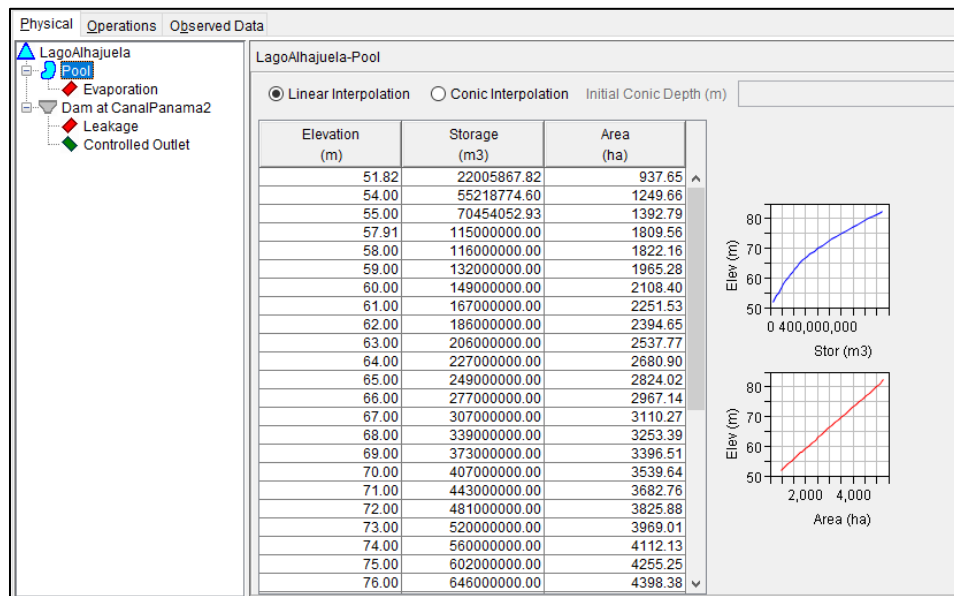


Figura 7.10 Datos físicos del lago Alhajuela ingresados en el software HEC-ResSim

7.1.4 Conducciones

Para el sistema se han considerado las siguientes conducciones:

- Cauce del río Alhajuela el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.
- Cauce del río Gatún el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.

7.1.5 Caudales mínimos

Para este sistema no se han definido caudales mínimos o caudales ambientales a mantener en los tramos de cauces del sistema.

7.1.6 Demandas

La demanda municipal e industrial (M&I) tanto para el lago Gatún como Alhajuela se localizaron aguas abajo de cada uno de los almacenamientos y se definieron como derivaciones que sacan el agua del sistema (demandas consuntivas). La demanda de navegación del Canal se localizó aguas abajo del lago Gatún y también se consideró como una demanda consuntiva. Los datos de consumo fueron suministrados por la ACP y corresponden a los valores medios mensuales para el periodo de los cinco años comprendidos entre 1993-1997. Estos años son los últimos con información completa y disponible cuando se definió el modelo base a finales de 1998.

La información referente a las demandas M&I y de navegación utilizadas para el modelo de calibración se presentan en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4 Demandas promedio en m³/s para el periodo 1993-1997

Mes	Navegación Panamax (Gatún)	M&I (Gatún)	M&I (Alhajuela)	Total (Navegación + M&I)
Ene	90.70	3.48	5.24	99.42

Mes	Navegación Panamax (Gatún)	M&I (Gatún)	M&I (Alhajuela)	Total (Navegación + M&I)
Feb	90.59	3.57	5.32	99.48
Mar	90.90	3.48	5.38	99.76
Abr	87.95	3.60	5.38	96.93
May	84.13	3.31	5.41	92.85
Jun	79.74	3.60	5.32	88.66
Jul	79.85	3.43	5.32	88.60
Ago	80.96	3.51	5.30	89.76
Sep	78.83	3.26	5.30	87.39
Oct	84.04	3.51	5.10	92.65
Nov	80.48	3.48	5.15	89.11
Dic	83.87	3.37	5.18	92.43
Demanda Total (m³/s)				93.08

7.1.7 Evaporación

La evaporación para los almacenamientos se calcula como la evaporación en cada uno de los lagos, en mm, suministrada por la ACP.

En la Tabla 7.5 se presenta la tasa de evaporación para los lagos Gatún y Alhajuela.

Tabla 7.5 Tasa de evaporación en mm, para el periodo 1993-1997

Mes	Lago Gatún	Lago Alhajuela
Ene	107.70	125.58
Feb	116.56	130.43
Mar	136.45	148.59
Abr	133.38	127.79
May	83.92	85.57
Jun	73.56	73.10
Jul	77.14	82.40
Ago	79.55	81.64
Sep	73.20	73.38
Oct	72.87	76.12
Nov	67.72	65.61
Dic	85.06	93.29

7.1.8 Curvas guía y reglas de operación

El sistema del Canal de Panamá cuenta con reglas de operación para los lagos Gatún y Alhajuela aplicadas en varias zonas de los lagos las cuales están diferenciadas por curvas guía , las cuales tienen como objetivo garantizar unos niveles en determinadas épocas del año que permitan atender las demandas del sistema. De acuerdo al documento “*Panama Canal Reservoir System (HEC-5 Model for the Existing System)*” tomado de la página web de la ACP (<http://micanaldepanama.com/plan-maestro-2005-2025/plan-de-estudios/tecnico-y-de-ingenieria-esclusas/tecnico-y-de-ingenieria-hidrico/panama-canal-reservoir-system-hec-5-model/>) se pudo apreciar que para la calibración del modelo base se habían utilizado 6 niveles diferentes de curvas

de operación tanto para el lago Gatún como para Alhajuela. Estos niveles se describen a continuación:

- **Nivel 6 – Vertimientos:** Corresponde al nivel más alto del volumen de vertimientos del almacenamiento, es decir, la cresta de la presa.
- **Nivel 5 – Control de Crecientes:** Corresponde al nivel más alto del volumen de control de crecientes del almacenamiento.
- **Nivel 4 – Conservación:** Corresponde al nivel más alto del volumen de conservación del almacenamiento. Este nivel usualmente está asociado con la curva guía del almacenamiento. Igualmente, en este volumen se abastecerán las demandas de conservación (flujo deseado).
- **Nivel 3 – Balance:** Corresponde al nivel más alto del volumen de balance del almacenamiento. Balance es una subdivisión especial del volumen de conservación que utilizaron específicamente en la realización de este modelo. En este volumen se abastecerán las demandas de conservación (flujo deseado).
- **Nivel 2 – Buffer:** Corresponde al nivel más alto del volumen *buffer* del almacenamiento. *Buffer* es una subdivisión especial del volumen de conservación la cual indica cuando el almacenamiento se encuentra en condición de sequía. Esto quiere decir que únicamente demandas esenciales serán abastecidas (flujo requerido).
- **Nivel 1 – Inactivo:** Corresponde al nivel más alto del volumen inactivo del almacenamiento. No se efectúan descargas de ningún tipo por debajo de este nivel. El almacenamiento en este nivel podría ser cero o un volumen mínimo.

En la Tabla 7.6 se presentan los niveles de las curvas guía de operación para el Lago Gatún, y en la Figura 7.11 sus respectivas curvas.

Tabla 7.6 Curvas guía de operación del lago Gatún

Mes	Inactivo (m)	Buffer (m)	Balance (m)	Conservación (m)	Control de Crecientes (m)	Vertimientos (m)
Ene	21.34	24.84	25.15	26.52	26.75	32.00
Feb	21.34	24.84	24.99	26.30	26.75	32.00
Mar	21.34	24.84	24.99	26.03	26.75	32.00
Abr	21.34	24.84	24.99	25.82	26.75	32.00
May	21.34	24.84	24.99	25.82	26.37	32.00
Jun	21.34	24.84	24.99	25.82	26.37	32.00
Jul	21.34	24.84	24.99	25.82	26.37	32.00
Ago	21.34	24.84	24.99	25.82	26.37	32.00
Sep	21.34	24.84	24.99	25.91	26.37	32.00
Oct	21.34	24.84	24.99	26.18	26.46	32.00
Nov	21.34	24.84	25.30	26.61	26.64	32.00
Dic	21.34	24.84	25.30	26.67	26.67	32.00

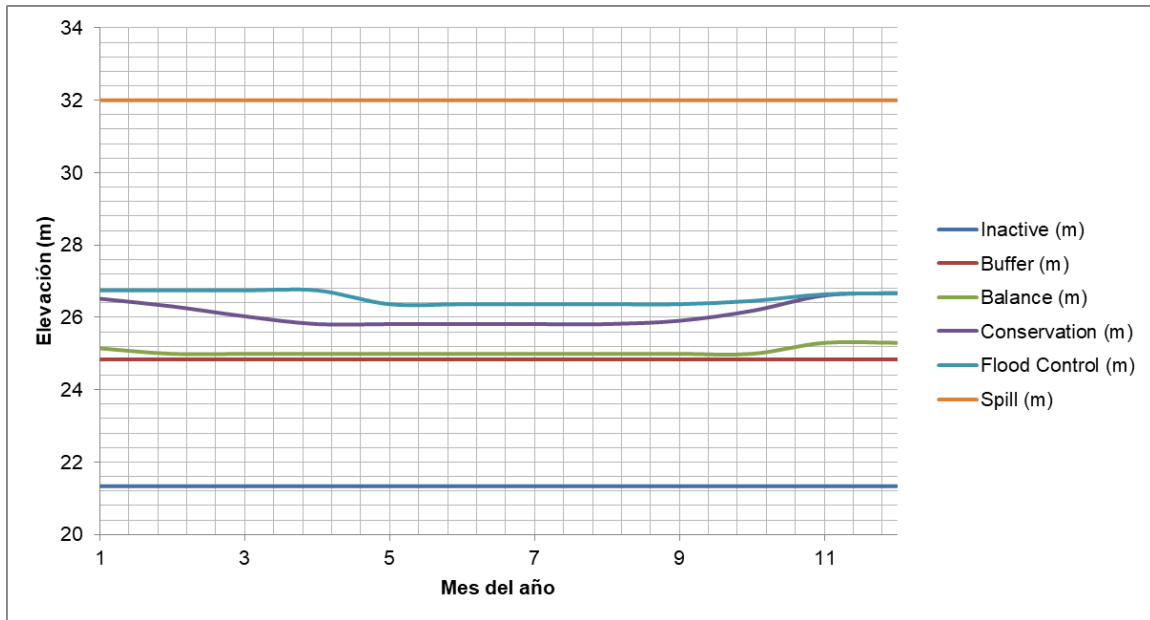


Figura 7.11 Curvas de Operación para el lago Gatún

Para el lago Gatún se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el lago Gatún se aplicaron las reglas de operación mostradas en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7 Reglas de Operación del Lago Gatún

Nivel del lago Gatún	Regla
Inactivo	
	-
Buffer	
	Demanda M&I para el lago Gatún (valores medios mensuales, periodo 1993-1997)
Balance	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún (valores medios mensuales periodo 1993-1997). Más Navegación del Canal (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
Conservación	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún (valores medios mensuales periodo 1993-1997). Más Navegación del Canal (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
Control de Crecientes	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún (valores medios mensuales periodo 1993-1997). Más Navegación del Canal (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
Vertimientos	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún (valores medios mensuales, periodo 1993-1997). Más Navegación del Canal (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).

En la Figura 7.12 se muestran las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el lago Gatún.

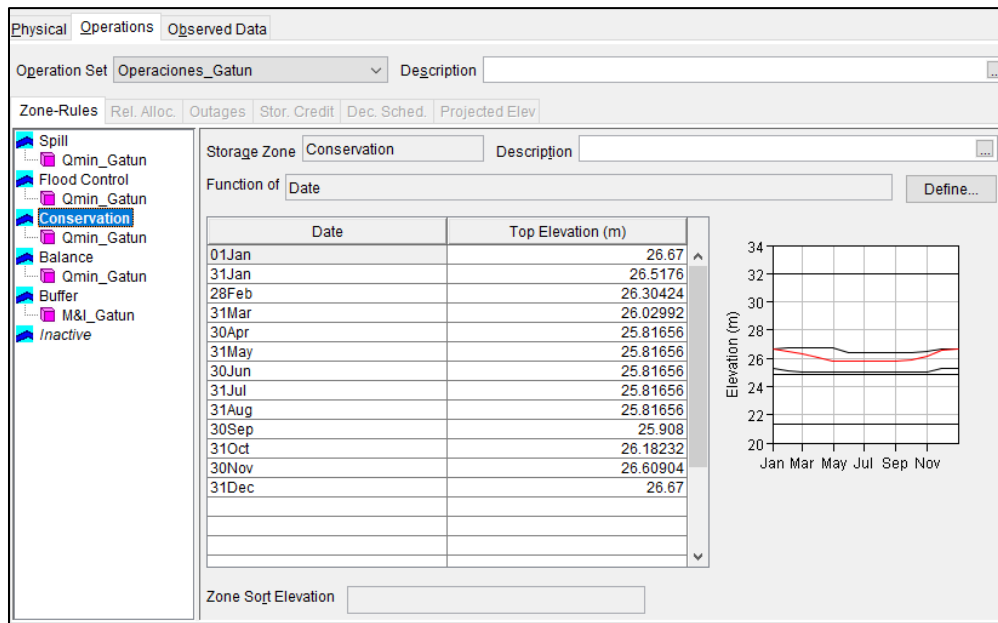


Figura 7.12 Reglas de operación para el Lago Gatún en el software HEC-ResSim

En la Tabla 7.8 se presentan los datos de las curvas guía de operación para el Lago Alajuela y en la Figura 7.13 sus respectivas curvas.

Tabla 7.8 Curvas guía de operación del lago Alhajuela

Mes	Inactivo (m)	Buffer (m)	Balance (m)	Conservación (m)	Control de Crecientes (m)	Vertimiento (m)
Ene	48.77	57.91	68.28	75.90	77.72	82.30
Feb	48.77	57.91	62.18	74.07	77.72	82.30
Mar	48.77	57.91	60.35	71.02	74.68	82.30
Abr	48.77	57.91	60.35	67.36	74.68	82.30
May	48.77	57.91	60.35	66.14	74.68	82.30
Jun	48.77	57.91	60.35	65.53	74.68	82.30
Jul	48.77	57.91	60.96	66.14	74.68	82.30
Ago	48.77	57.91	64.01	67.67	74.68	82.30
Sep	48.77	57.91	67.06	69.49	74.68	82.30
Oct	48.77	57.91	70.10	71.93	75.59	82.30
Nov	48.77	57.91	73.15	75.29	76.50	82.30
Dic	48.77	57.91	72.24	76.81	77.72	82.30

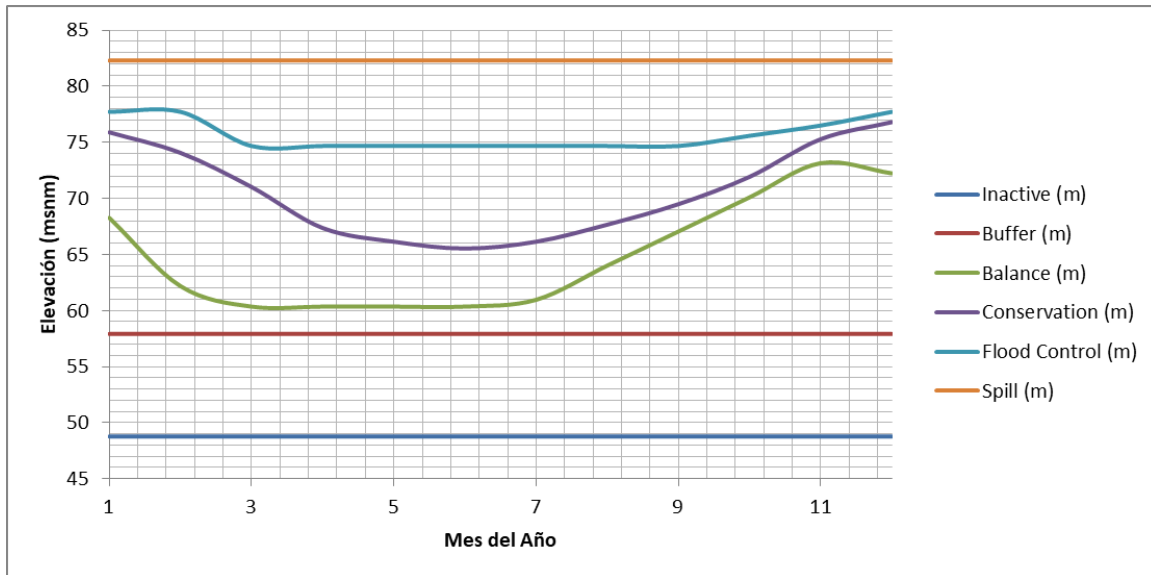


Figura 7.13 Curvas de operación del lago Alhajuela

En el caso del Lago Alajuela, también se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el lago Alhajuela se aplicaron las reglas de operación expuestas en la Tabla 7.9.

Tabla 7.9 Reglas de Operación del Lago Alhajuela

Nivel del lago Alhajuela	Regla
Inactivo	
	-
Buffer	
	Demanda M&I para el lago Alhajuela (valores medios mensuales periodo 1993-1997)
Balance	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
	Operación en Tandem
Conservación	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
	Operación en Tandem
Control de Crecientes	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
	Operación en Tandem
Vertimientos	
	Qmin Alhajuela:

Nivel del lago Alhajuela	Regla
	Demanda M&I para el lago Alhajuela (valores medios mensuales, periodo 1993-1997).
	Operación en Tandem

En la Figura 7.14 se muestran las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el lago Alhajuela.

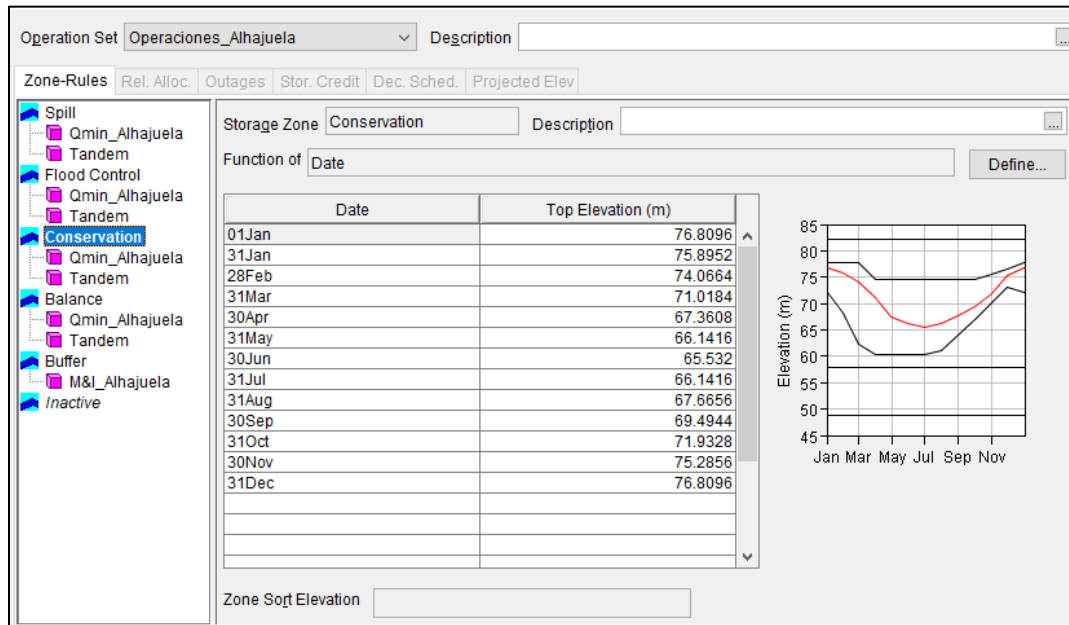


Figura 7.14 Reglas de operación para el lago Alhajuela en el software HEC-ResSim

7.1.9 Resultados

Tal como se especificó anteriormente, el principal objetivo de la calibración del modelo del Canal de Panamá consiste en reproducir una confiabilidad hídrica de 99.6% obtenida por MWH para el modelo del sistema.

De acuerdo con el informe de MWH, la confiabilidad hídrica se estimó de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{Confiabilidad hídrica} = \frac{\sum \text{Vol. Abastecido}}{\sum \text{Vol. demandado}} * 100\%$$

En el caso de la calibración no es posible estimar el déficit como la diferencia del caudal suministrado a un nivel por debajo del nivel de calado menos el caudal suministrado al nivel de calado (como indicó ACP) puesto que las demandas utilizadas en la modelación por MWH son constantes durante el año y varían en función de la altura, motivo por el cual no se tiene un caudal suministrado diferente para cada nivel.

En el modelo desarrollado por MWH para el sistema sin el proyecto río Indio la confiabilidad hídrica del 99.6% se obtuvo para una caudal de 107.13 m³/s equivalente a 1.15 veces la demanda promedio del año 1993 – 1997 (ver Tabla 7.4). Por lo anterior para comprobar la calibración del modelo de calibración actual, se simularon dos escenarios, el primero consistió simular una

demanda 107.13 m³/s y el segundo encontrar el caudal para obtener una confiabilidad hídrica de 99.6%.

A continuación se presentan los resultados obtenidos tanto para la demanda proyectada por la ACP para el año actual (2017) y para la demanda adoptada por MWH, respectivamente.

7.1.9.1 Resultados de confiabilidad hídrica para la demanda adoptada por MWH (107.13 m³/s)

Como se mencionó anteriormente, la confiabilidad hídrica del 99.6% se obtuvo para una caudal de 107.13 m³/s equivalente a 1.15 veces la demanda promedio del año 1993 – 1997 (ver Tabla 7.4), la cual fue introducida al modelo y posteriormente se llevó a cabo la evaluación de la confiabilidad hídrica del sistema. En la Tabla 7.10 se muestran los valores de las demandas consideradas.

Tabla 7.10 Demandas promedio 1993 - 1997 en m³/s mayoradas por 1.15

Mes	Navegación Panamax (Gatún)	M&I (Gatún)	M&I (Alhajuela)	Total (Navegación + M&I)
Ene	104.38	4.01	6.03	114.42
Feb	104.25	4.11	6.13	114.48
Mar	104.61	4.01	6.19	114.81
Abr	101.22	4.14	6.19	111.55
May	96.82	3.81	6.22	106.86
Jun	91.77	4.14	6.13	102.04
Jul	91.90	3.94	6.13	101.97
Ago	93.17	4.04	6.09	103.31
Sep	90.73	3.75	6.09	100.57
Oct	96.72	4.04	5.87	106.63
Nov	92.62	4.01	5.93	102.56
Dic	96.53	3.88	5.96	106.37
Demanda Total (m³/s)				107.13

De las derivaciones de cada demanda del sistema se extrajeron y procesaron los datos para cada paso de tiempo de la simulación. En la Figura 7.15, Figura 7.16 y Figura 7.17 se muestran el abastecimiento de la demanda M&I para el lago Alhajuela, M&I para el lago Gatún y de navegación, respectivamente.

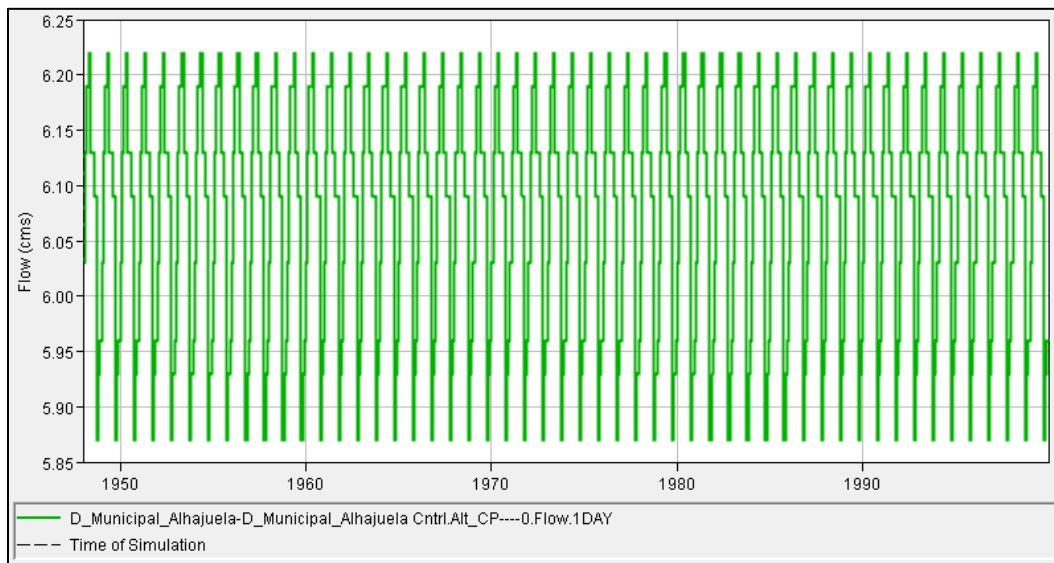


Figura 7.15 Demanda M&I para el lago Alhajueta

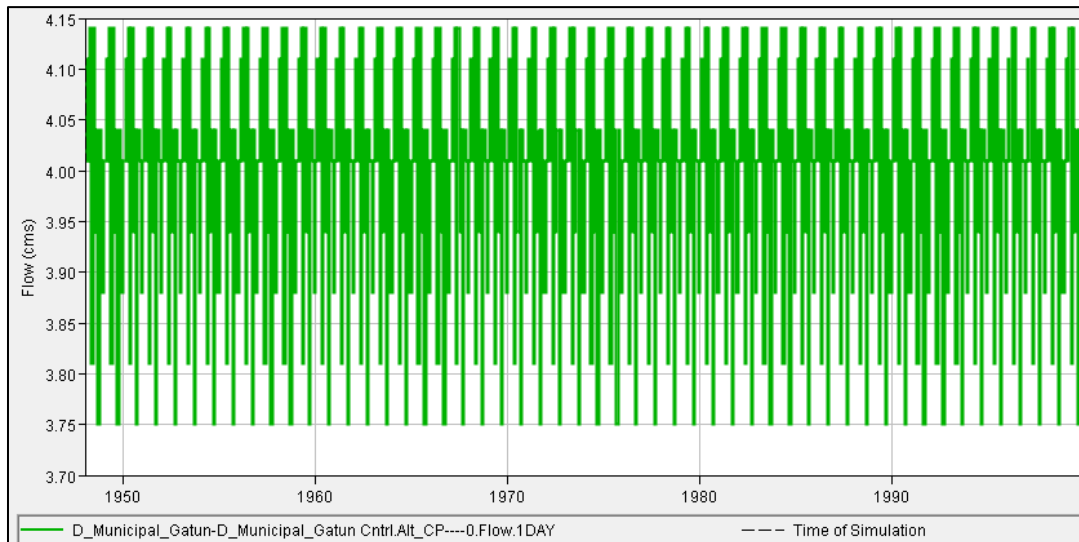


Figura 7.16 Demanda M&I para el lago Gatún

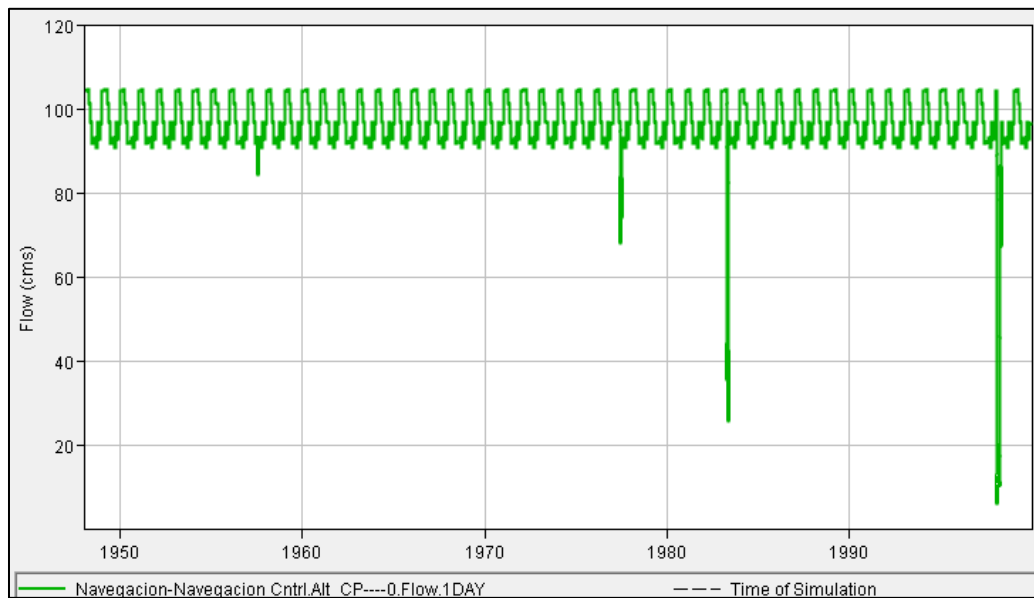


Figura 7.17 Demanda de navegación

Como se puede apreciar en las anteriores figuras, las demandas M&I de ambos lagos se cumplen el 100% del tiempo, sin embargo la demanda de navegación presenta algunos fallos. Al evaluar la confiabilidad hídrica del sistema (volumen total abastecido dividido por el volumen total demandado durante el periodo simulado) se encontró que la confiabilidad hídrica del sistema es de 99.7%, superando en 0.1% la confiabilidad hídrica estimada por MWH. En el Anexo 1 se presenta una archivo digital con los resultados de la simulación

7.1.9.2 Resultados para la confiabilidad hídrica del 99.6%

Tomando en cuenta el resultado anterior, se decidió realizar simulaciones adicionales para obtener el rendimiento para la confiabilidad hídrica de 99.6%, encontrando que al mayorar la demanda utilizada por MWH, 1.16 veces se obtiene la confiabilidad deseada. En la Tabla 7.11 se presenta la demanda adoptada.

Tabla 7.11 Demanda adoptada para obtener confiabilidad hídrica de 99.6% en el modelo de calibración

Mes	Navegación Panamax (Gatún)	M&I (Gatún)	M&I (Alhajuela)	Total (Navegación + M&I)
Ene	105.32	4.04	6.08	115.44
Feb	105.19	4.14	6.18	115.51
Mar	105.55	4.04	6.25	115.84
Abr	102.13	4.18	6.25	112.55
May	97.69	3.85	6.28	107.82
Jun	92.59	4.18	6.18	102.95
Jul	92.72	3.98	6.18	102.88
Ago	94.01	4.08	6.15	104.23
Sep	91.54	3.78	6.15	101.47
Oct	97.59	4.08	5.92	107.59
Nov	93.45	4.04	5.98	103.48
Dic	97.39	3.91	6.02	107.32
Demanda Total (m³/s)				108.09

La demanda fue introducida al modelo y posteriormente se llevó a cabo la evaluación de la confiabilidad hídrica del sistema. De las derivaciones de cada demanda del sistema se extrajeron y procesaron los datos para cada paso de tiempo de la simulación. En la Figura 7.18, Figura 7.19 y Figura 7.20 se muestran el abastecimiento de la demanda M&I para el lago Alhajuela, M&I para el lago Gatún y de navegación, respectivamente.

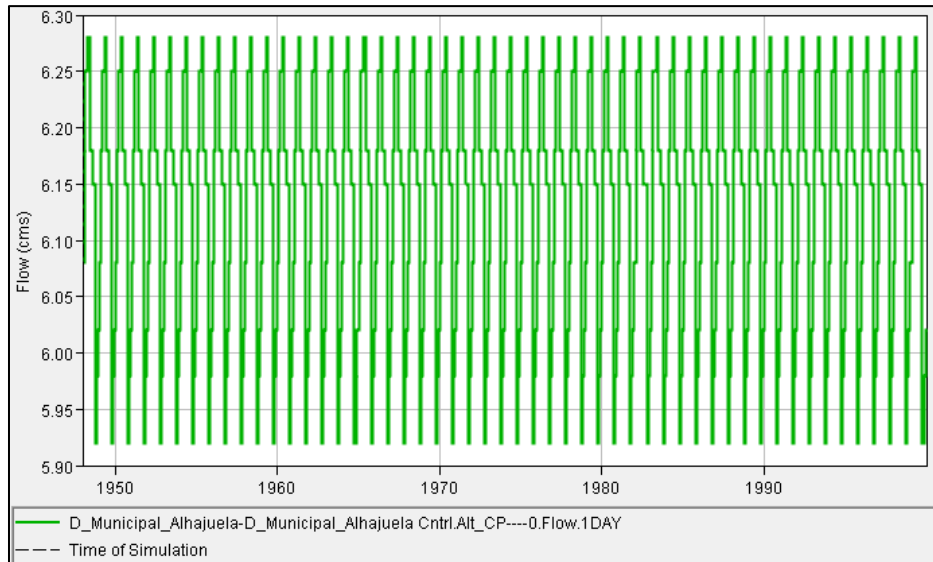


Figura 7.18 Demanda M&I para el lago Alhajuela (108.09 m³/s)

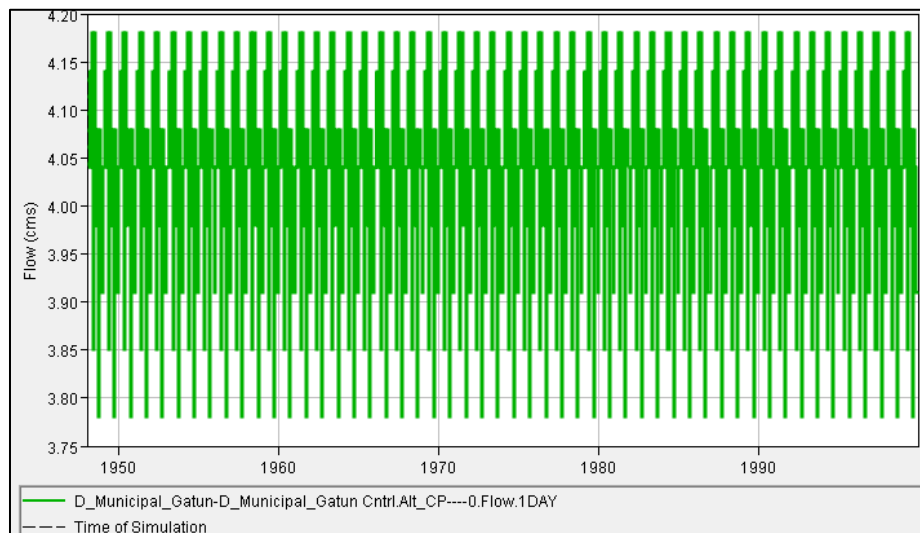


Figura 7.19 Demanda M&I para el lago Gatún

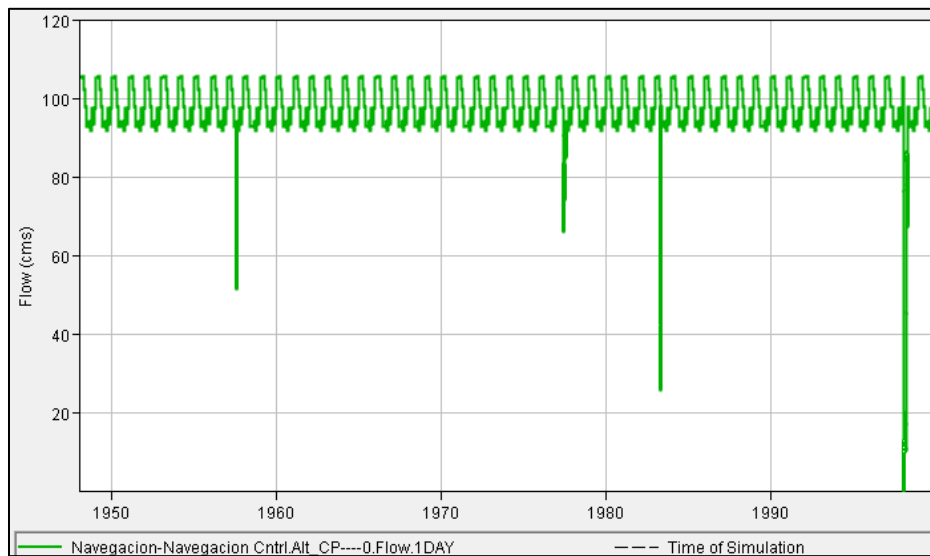


Figura 7.20 Demanda de navegación (108.09 m³/s)

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, las demandas M&I de ambos lagos se cumplen el 100% del tiempo, sin embargo la demanda de navegación presenta algunos fallos. Al evaluar la confiabilidad hídrica del sistema se encontró que la confiabilidad hídrica del sistema es de 99.6%.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las pruebas de calibración con la demanda de 107.13 m³/s y 108.09 m³/s, se concluye que el funcionamiento, disposición y calibración del modelo desarrollado se encuentran validados ya que los resultados son prácticamente los mismos obtenidos por MWH.

En la Tabla 7.12 y en la Figura 7.21 se presentan los resultados de confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda.

Tabla 7.12 Confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda

Punto	Demanda (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
1	93,11	1	99,9%
2	111,73	1,2	99,5%
3	130,35	1,4	97,9%
4	148,98	1,6	94,5%
5	167,60	1,80	89,7%

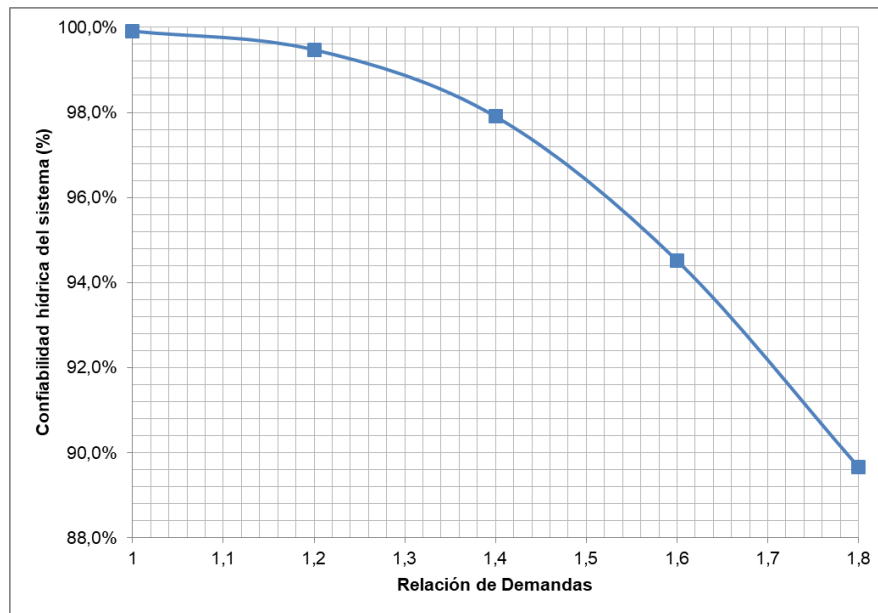


Figura 7.21 Confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda

Adicionalmente se llevó a cabo una modelación en la cual se mantuvieron todas las condiciones del sistema, modificando únicamente la demanda de navegación del lago Gatún de tal forma que estuviese en función de la elevación del lago Gatún (ver numeral 7.3.6.2). En la Tabla 7.13 se muestran los resultados de ésta.

Tabla 7.13. Resultados de la modelación modificando la demanda de navegación en función de la elevación del lago Gatún

Año	Demanda (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
2017	109.29	1.17	99.98%
2019	112.15	1.20	99.97%
2026	130.34	1.40	99.80%
2050	133.15	1.43	99.73%

7.2 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DE CALIBRACIÓN CON EL PROYECTO RÍO INDIO

En este modelo se replicó el modelo desarrollado por MWH que representa el sistema actual del Canal de Panamá más la incorporación del proyecto río Indio de acuerdo con el Anexo 1, del Apéndice A de hidrología, meteorología e hidráulica de ríos del informe “*Rio Indio Water Supply Project*”, en el que se expone la simulación de control de inundaciones y conservación de agua del sistema llevada a cabo en el *software* HEC-5, se incorporaron los datos allí descritos y se replicó el modelo del Canal de Panamá por parte de INGETEC con el ánimo de calibrar y verificar su apropiada modelación.

7.2.1 Topología del modelo

De acuerdo con las características del sistema y lo descrito en el informe de MWH (2003) se implementó un modelo genérico, que permitiera representar el sistema del Canal de Panamá con la incorporación del proyecto del embalse Indio para su posterior modelación en el software HEC-ResSim. Los elementos utilizados para representar el sistema son los siguientes:

- : Nodos sin capacidad de almacenamiento, con el cual se representan confluencia de cauces o sitios donde se incluyen los aportes al sistema.
- ▲: Nodos con almacenamiento – lagos/reservorios.
- ➔: Conducciones como cauces, canales y/o tuberías a las cuales es posible definirles su capacidad de transporte.

En la Figura 7.22 se presenta el esquema topológico del sistema desarrollado para ser implementado en el software Hec-ResSim.

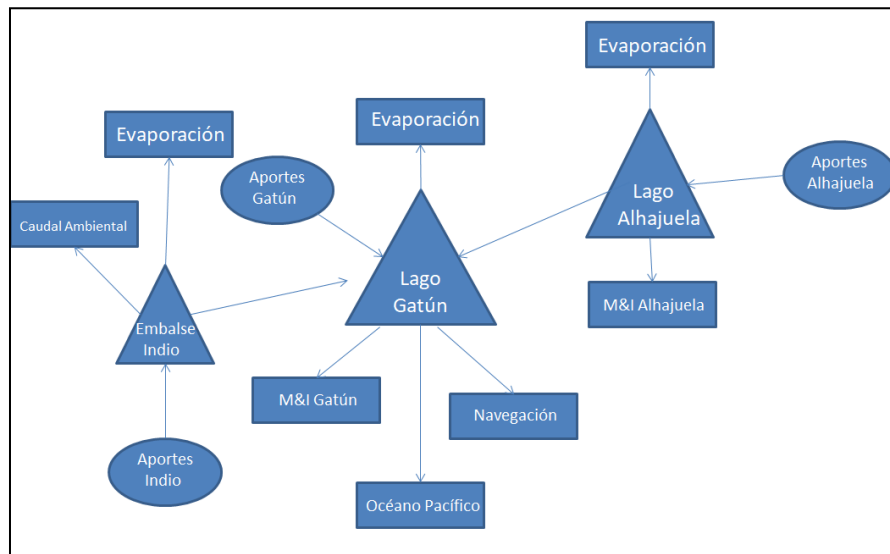


Figura 7.22 Modelo topológico de calibración del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de río Indio

En la Figura 7.23 se presenta el modelo del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de Río indio en el software HEC-ResSim, con sus respectivas convenciones.

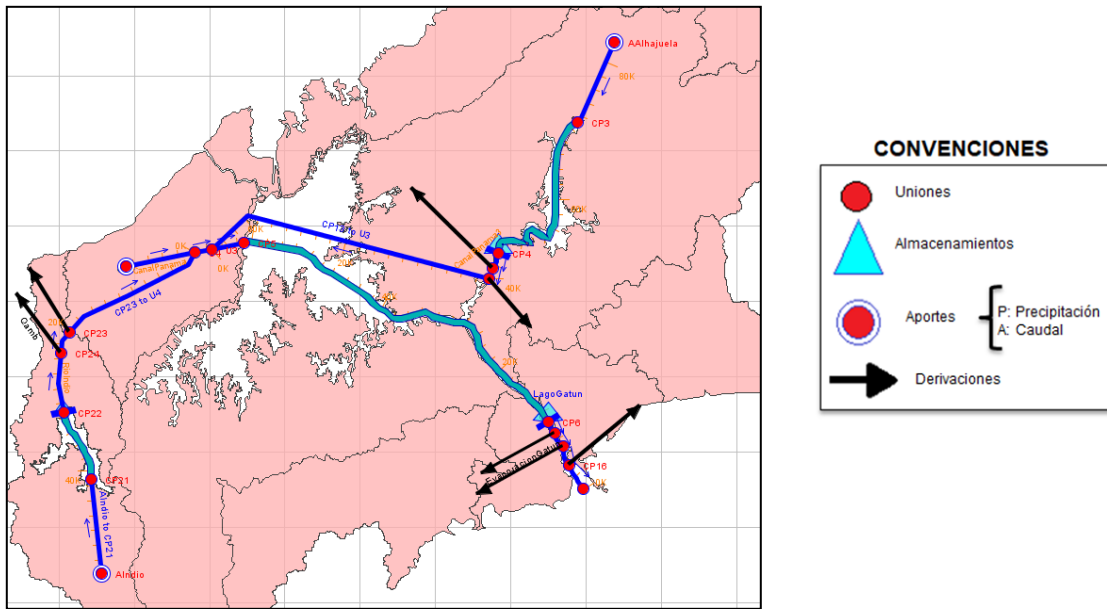


Figura 7.23 Representación del sistema de calibración de los Lagos Gatún y Alhajuela con el reservorio Río Indio en el software HEC-ResSim

7.2.2 Aportes al sistema

Tal como se mencionó anteriormente, los datos utilizados para el desarrollo del presente modelo fueron los utilizados por MWH (2003). Los aportes considerados en el modelo de calibración corresponden a los caudales totales al Lago Gatún y al Lago Alhajuela, en el periodo 1977 - 1999 con una resolución mensual.

Estas series fueron convertidas a una escala diaria replicando el valor del mes para cada uno de los días del mes correspondiente en m^3/s .

En la Tabla 7.14 se indica los valores, máximo, medio y mínimo de las series en el periodo homogéneo entre 1948 y 1999.

Tabla 7.14 Aportes al Sistema del modelo de Calibración m^3/s (periodo 1948-1999)

Lago	Valor	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Gatún	Max	238.10	63.70	48.80	178.00	224.30	218.80	258.30	232.90	229.80	288.60	428.60	347.60
	Med	63.87	31.34	22.33	36.28	90.49	111.68	115.74	135.85	146.70	194.78	218.07	142.52
	Mín	18.50	12.50	8.30	6.10	46.60	53.60	31.20	46.90	72.90	101.00	115.10	37.80
Alhajuela	Max	175.20	105.00	54.70	247.80	162.10	117.60	163.20	151.40	125.50	143.20	208.20	317.20
	Med	59.33	32.92	24.12	40.04	76.30	78.63	86.80	90.14	83.19	91.11	117.44	110.33
	Mín	23.20	16.00	9.70	10.20	33.30	37.40	33.70	41.00	47.80	60.30	51.00	37.90
Indio	Max	59.90	27.89	14.23	30.17	30.90	83.66	93.45	88.14	66.15	87.42	101.74	95.73
	Med	16.48	8.30	5.41	6.23	15.83	26.91	27.34	32.49	37.27	49.33	48.94	35.23
	Mín	5.34	3.16	1.89	1.59	4.12	7.16	6.68	6.86	13.11	21.69	24.23	9.24

Tomando en cuenta que la modelación en el software HEC-ResSim debe hacerse en resolución y que la simulación llevada a cabo por MWH se encontraba desarrollada a escala mensual disponiendo solo de caudales medios mensuales, estos se utilizaron repitiendo el valor en todos los días de su respectivo mes.

Las series de tiempo de caudales presentes en los lagos se ingresan según el formato de HEC-DSS. En la Figura 7.24 se presenta la ventana del complemento HEC-DSSVue, el cual permite ingresar las series de tiempo de aportes al HEC-ResSim.

The screenshot shows the HEC-DSSVue window with the following details:

- File Name:** 3N/1-INGETEC/24-Bayano/Modelos_HRS_FINAL/2-RioIndio/RioIndio_Presa/RioIndio_Presa.dss
- Pathnames Shown:** 3
- Pathnames Selected:** 0
- Pathnames in File:** 207
- File Size:** 2.42 MB
- Search:** A: [dropdown], C: [dropdown], E: [dropdown]
- By Parts:** B: [dropdown], D: [dropdown], F: [dropdown]
- Table:**

Number	Part A	Part B	Part C	Part D / range	Part E	Part F
1	A	ALHAJUELA	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec2016	1DAY	
2	A	GATUN	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec2016	1DAY	
3	A	INDIO	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec2016	1DAY	

Figura 7.24 Formato HEC-DSS de ingreso de las series del modelo de Calibración con el proyecto río Indio al software HEC-ResSim

7.2.3 Almacenamientos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente en la topología del modelo, se consideraron los Lagos Gatún, Alhajuela y río Indio. Los datos de los lagos Gatún y Alajuela son los mismos expuestos en el numeral 7.1.3 y los datos de la curva de capacidad para el Lago Indio se presentan en la en la Tabla 7.15, en la Figura 7.25 y en la Figura 7.26

Tabla 7.15 Curva de capacidad del embalse Indio

Elevación (msnm)	Almacenamiento (Hm³)	Área (km²)
5	0	0
10	3	1.2
20	41	6.4
40	283	17.7
42	327	19.4
44	370	21
46	414	22.7
48	458	24.3
50	502	26
52	562	27
54	622	27.9
56	682	28.9
58	743	29.9
60	803	30.9
62	873	32.4
64	943	34
66	1013	35.6

Elevación (msnm)	Almacenamiento (Hm³)	Área (km²)
68	1084	37.2
70	1154	38.7
72	1238	40.1
74	1323	41.5
76	1408	42.9
78	1492	44.3
80	1577	45.6
85	1837	48.8
90	2096	52
95	2356	55.1
100	2616	58.3

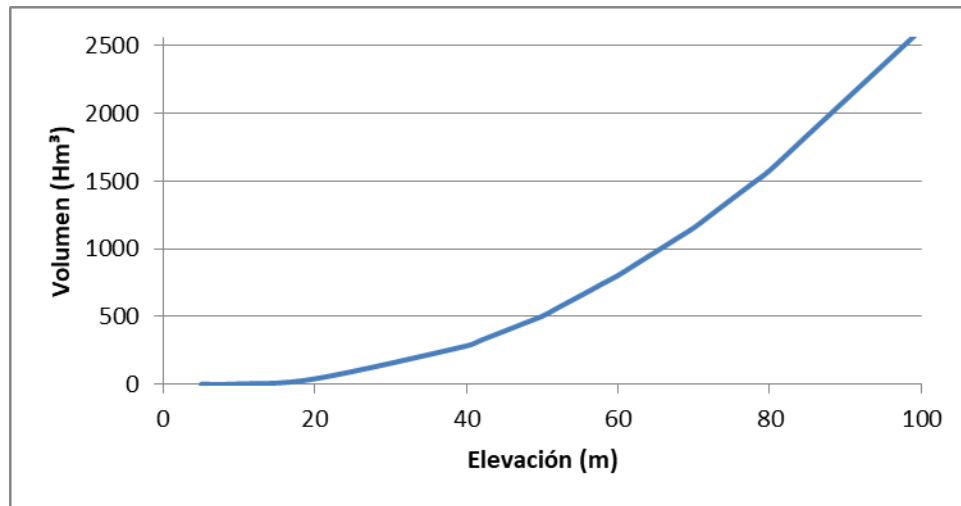


Figura 7.25 Curva de Capacidad para el embalse Indio

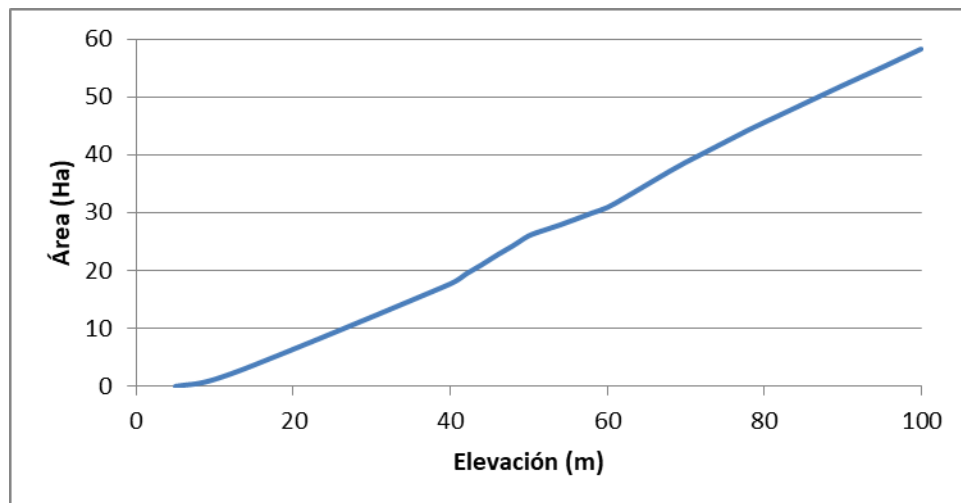


Figura 7.26 Curva de área para el Lago Indio

En la Figura 7.27 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del del lago Gatún en el software HEC-ResSim.

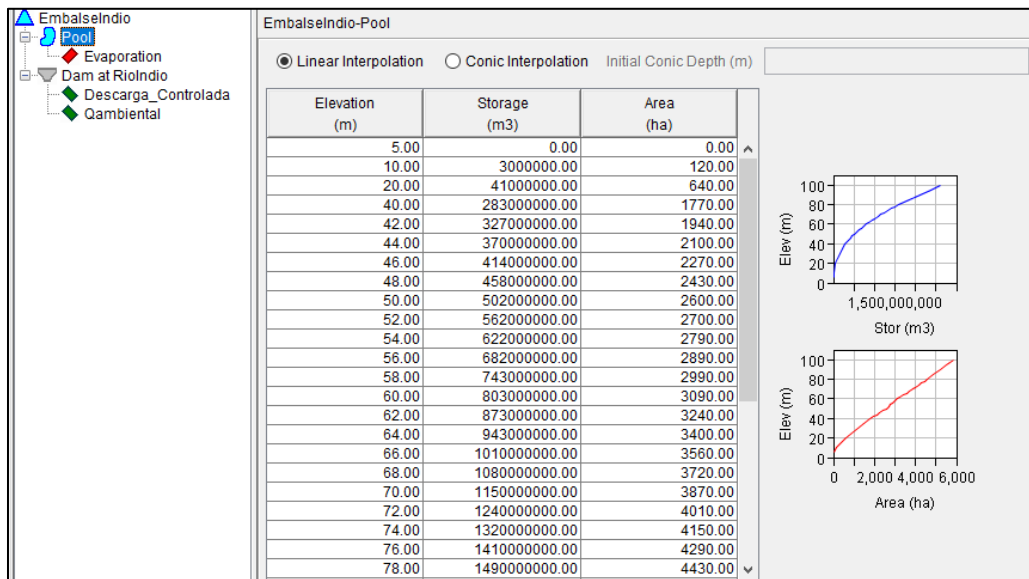


Figura 7.27 Datos físicos del embalse Indio ingresados en el software HEC-ResSim

7.2.4 Conducciones

Para el sistema se han considerado las siguientes conducciones:

- Cauce del río Alhajuela, el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre y finalmente desemboca en el Lago Gatún.
- Cauce del río Indio, el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre y finalmente desemboca en el Lago Gatún.
- Cauce del río Gatún el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.

7.2.5 Caudales mínimos

Para este sistema se consideró como caudal mínimo el descrito por MWH (2003), para el reservorio de Río Indio, el cual corresponde a 2,60 m³/s.

7.2.6 Demandas

Las demandas consideradas por MWH (2003) corresponden a las medias mensuales de navegación, abastecimiento (M&I) suministradas por la ACP y obedecen a las demandas promedio de los años 1993-1997 (ver numeral 7.1.6).

7.2.7 Evaporación

Para considerar la evaporación en el embalse lago Indio se consideró tal como se expone en el informe de MWH, la misma tasa de evaporación del lago Gatún (ver numeral 7.1.7). Esto principalmente debido a la ausencia de información y a la cercanía de ambos almacenamientos.

7.2.8 Curvas guía y reglas de operación

Adicionalmente a las curvas guía y reglas de operación mencionadas anteriormente para los lagos Gatún y Alhajuela (ver numeral 7.1.8), para este modelo se tomó la curvaguía y las reglas de operación en cuenta las reglas para Indio utilizadas por MWH 2003. En la Tabla 7.16 se presentan los datos de la curva guía del reservorio Río Indio determinada por MWH.

Tabla 7.16 Curva Guía del reservorio Río indio

Mes	Elevación (m PLD)
Ene	80.00
Feb	78.45
Mar	76.90
Abr	75.52
May	73.80
Jun	72.41
Jul	72.41
Ago	73.80
Sep	75.52
Oct	76.90
Nov	78.45
Dic	80.00

En el caso del embalse Indio, también se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el embalse Indio se aplicaron las reglas de operación expuestas en la Tabla 7.17.

Tabla 7.17 Reglas de Operación del Lago Gatún

Nivel del lago Gatún	Regla
Inactivo	-
Conservación	Qmin Indio: Descarga mínima hacia Gatún de 45.4 m ³ /s durante los meses de febrero a mayo.. Caudal ambiental Operación en Tandem
Control de Crecientes	Qmin Indio: Descarga mínima hacia Gatún de 45.4 m ³ /s durante los meses de febrero a mayo.. Caudal ambiental Operación en Tandem

En la Figura 7.28 se muestran las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el reservorio de Río indio.

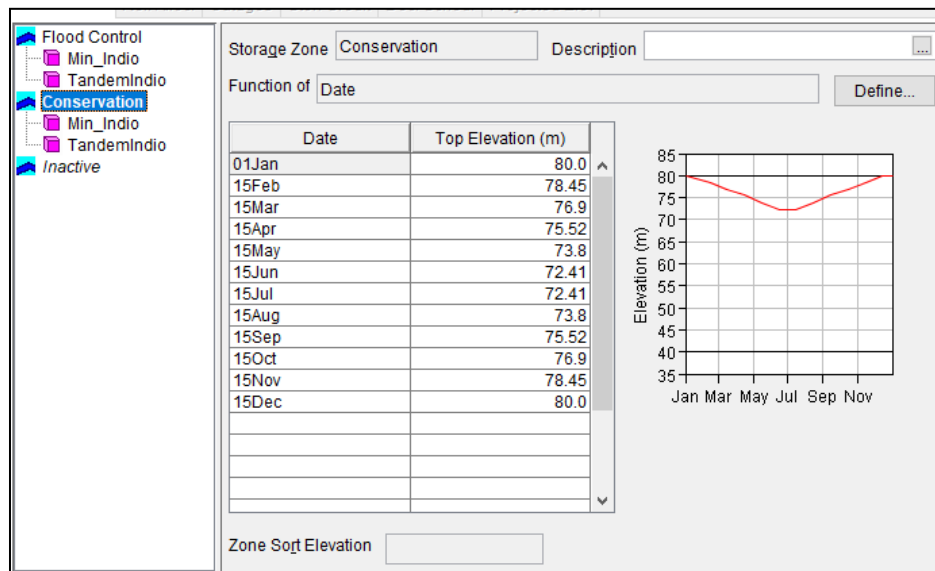


Figura 7.28 Reglas de operación para el reservorio de Río Indio en el *software* HEC-ResSim

7.2.9 Resultados

Tal como se especificó anteriormente, el principal objetivo de la calibración del modelo del Canal de Panamá consiste en reproducir una confiabilidad hídrica de 99.6% obtenida por MWH para el modelo del sistema, para lo que se realizaron simulaciones incrementando la demanda del sistema, tomando como base la demanda promedio de 1993 – 1997, 93.08 m³/s (ver numeral 7.1.6).

En la Tabla 7.18 y en la Figura 7.29 se presentan los resultados obtenidos tras llevar a cabo las simulaciones para diferentes puntos mayorando la demanda base considerada por MWH de 93.11 m³/s.

Tabla 7.18 Confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda del sistema con el proyecto río Indio

Punto	Q (m³/s)	D/D	Confiabilidad hídrica (%)
1	93,11	1,00	100,0%
2	111,73	1,20	100,0%
3	130,35	1,40	99,8%
4	148,98	1,60	99,3%
5	167,60	1,80	97,7%

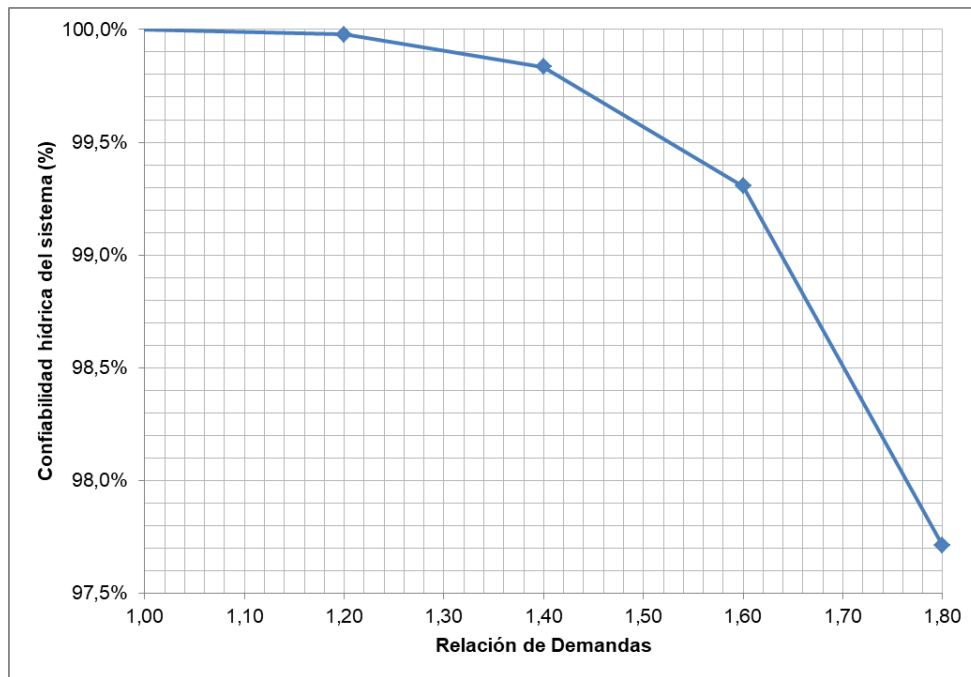


Figura 7.29 Confiabilidad hídrica para diferentes demandas del sistema con el proyecto río Indio

Finalmente al comparar los resultados obtenidos por MWH con el modelo desarrollado por INGETEC en el presente estudio, se obtiene un ajuste óptimo del modelo desarrollado como se presenta en la Figura 7.30.

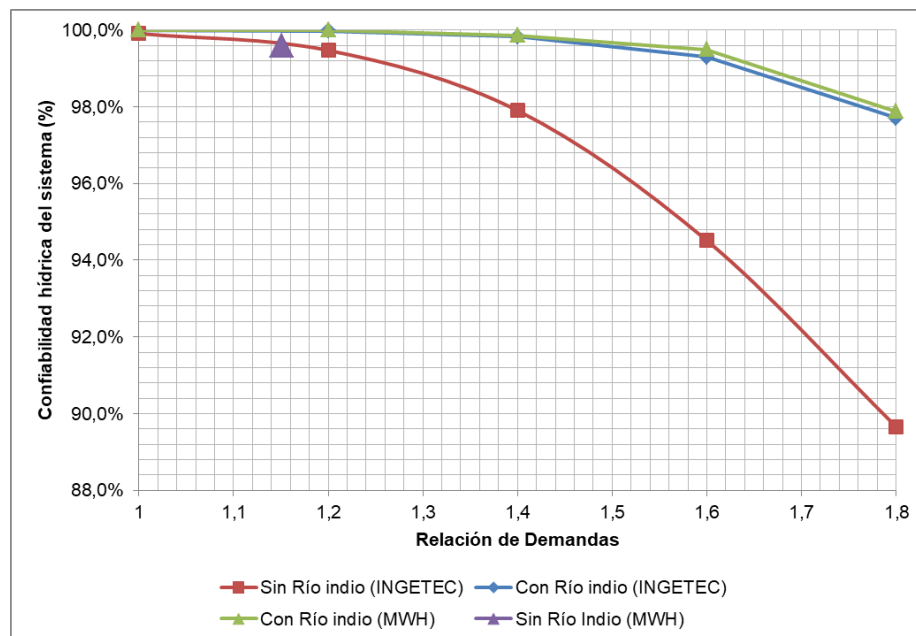


Figura 7.30 Comparación de la confiabilidad hídrica de la simulaciones realizadas por MWH e INGETEC

Adicionalmente se llevó a cabo una modelación en la cual se mantuvieron todas las condiciones del sistema, modificando únicamente la demanda de navegación del lago Gatún de tal forma que estuviese en función de la elevación del lago Gatún (ver numeral 7.3.6.2). En la Tabla 7.19 se muestran los resultados de ésta.

Tabla 7.19. Resultados de la modelación modificando la demanda de navegación en función de la elevación del lago Gatún

Año	Demanda (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
2017	109.66	1.18	100.00%
2019	112.57	1.21	100.00%
2026	131.68	1.41	99.99%
2050	134.71	1.45	99.99%

7.3 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO DEL CANAL DE PANAMÁ SISTEMA ACTUAL

Con el ánimo de conocer la disponibilidad hídrica del Canal de Panamá en la actualidad, se llevó a cabo la simulación del mismo con datos actualizados. En el Anexo 1 se presentan los datos de entrada al modelo, el modelo desarrollado en HEC-ResSim y sus correspondientes resultados.

7.3.1 Topología del modelo

Así como se había descrito anteriormente, el Canal de Panamá aprovecha los caudales de la cuenca afluyente al Lago Gatún la cual cuenta con un área de 1386 km² y desde este lago se atienden demandas de abastecimiento, industrial y navegación en el Canal de Panamá. El sistema cuenta también con el Lago Alhajuela que regula las aguas de una cuenca de 310 km² el cual vierte caudales al Lago Gatún y atiende también demandas de abastecimiento e industrial. En la Figura 7.1 se presenta un esquema general del Canal de Panamá.

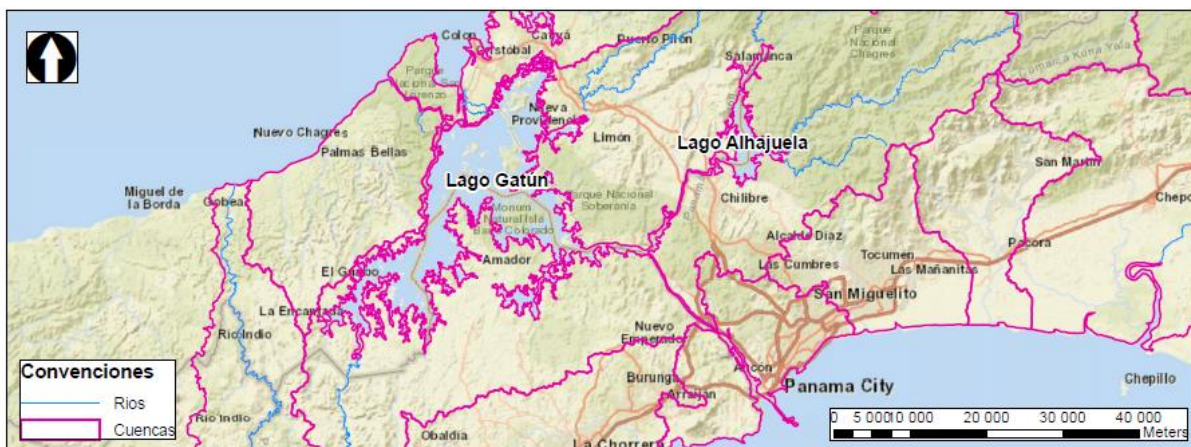


Figura 7.31 Esquema general del Canal de Panamá

Se implementó un modelo genérico, que permitiera representar el Canal de Panamá para su posterior modelación en el software HEC-ResSim. Los elementos utilizados para representar el sistema son los siguientes:

- : Nodos sin capacidad de almacenamiento, con el cual se representan confluencia de cauces o sitios donde se incluyen los aportes al sistema.
- ▲: Nodos con almacenamiento - lagos.
- ➔: Conducciones como cauces, canales y/o tuberías a las cuales es posible definirles su capacidad de transporte.

En la Figura 7.2 se presenta el esquema topológico del sistema actual desarrollado para ser implementado en el software Hec-ResSim.

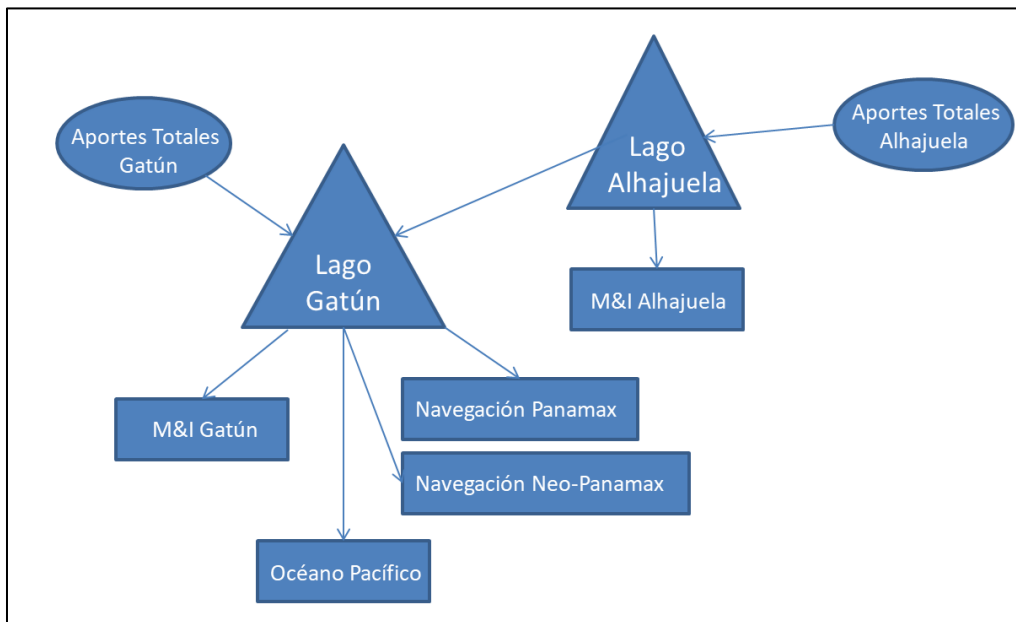


Figura 7.32 Modelo topológico del sistema actual

En la Figura 7.3 se muestra la representación del sistema del modelo del Canal de Panamá en el software HEC-ResSim, con sus respectivas convenciones.

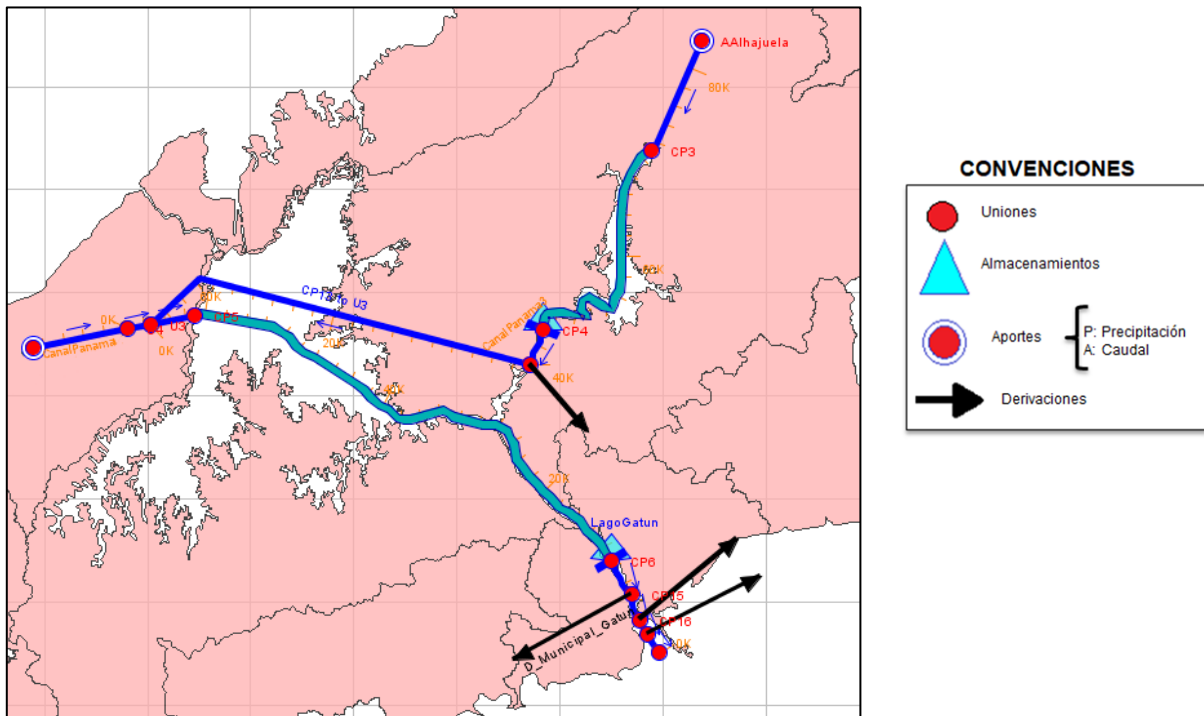


Figura 7.33 Representación del sistema actual en el software HEC-ResSim

7.3.2 Aportes al sistema

Se consideró el periodo 1948-2016 de acuerdo a la información suministrada por la ACP de aportes totales diarios a los lagos Gatún y Alhajuela. En la Tabla 7.20 se indica los valores, máximo, medio y mínimo de las series en el periodo ingresado al modelo.

Tabla 7.20 Aportes Totales Diarios al Canal de Panamá en m³/s (periodo 1948-2016)

Lago	Valor	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Gatún	Max	255.22	111.13	153.19	153.26	299.30	313.86	359.84	211.78	234.08	330.44	490.71	506.58
	Med	65.67	31.47	23.78	35.59	92.35	114.91	117.31	137.27	154.22	199.59	226.20	147.77
	Mín	16.46	11.63	5.19	6.10	43.26	51.21	34.69	45.47	77.15	106.38	107.78	32.23
Alhajuela	Max	170.80	111.87	58.72	253.33	148.49	137.40	163.64	168.79	120.64	142.31	291.07	584.59
	Med	60.30	33.92	26.33	42.18	77.60	78.44	84.51	90.09	82.04	89.72	128.67	121.02
	Mín	21.59	16.97	11.37	10.89	33.74	41.59	32.02	40.14	47.70	57.37	54.66	38.57

Las series de tiempo de aportes totales afluente a los lagos se ingresan según el formato de HEC-DSS. En la Figura 7.34 se presenta la ventana del complemento HEC-DSSVue el cual permite ingresar las series de tiempo de aportes (y demandas según sea el caso) al HEC-ResSim.

File Name:

Pathnames Shown: 3 Pathnames Selected: 0 Pathnames in File: 208 File Size: 483 KB

Search A: C: E:

By Parts: B: D: F:

Number	Part A	Part B	Part C	Part D / range	Part E	Part F
1	A	ALHAJUELA	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec2016	1DAY	
2	A	GATUN	CAUDAL	01Jan1948 - 31Dec2016	1DAY	
3	A	INDIO	CAUDAL	01Jan1948 - 30Sep2017	1DAY	

Figura 7.34 Formato HEC-DSS de ingreso de las series diarias del modelo del Canal de Panamá al software HEC-ResSim

7.3.3 Almacenamientos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente se consideraron los lagos Gatún y Alhajuela. Los datos de la curva de capacidad para el Lago Gatún se presentan en la Tabla 7.2, en la Figura 7.5 y en la Figura 7.6.

En la Figura 7.7 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del Lago Gatún en el software HEC-ResSim.

En la Tabla 7.3 se muestran los datos de la curva de capacidad del Lago Alajuela, en la Figura 7.8 y en la Figura 7.9.

En la Figura 7.10 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del lago Alhajuela en el software HEC-ResSim.

7.3.4 Conducciones

Para el sistema se han considerado las siguientes conducciones:

- Cauce del río Alhajuela el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.
- Cauce del río Gatún el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.

7.3.5 Caudales mínimos

Para este sistema no se han definido caudales mínimos o caudales ambientales a mantener en los tramos de cauces del sistema.

7.3.6 Demandas

Desde los lagos Gatún y Alajuela se abastecen los usos de abastecimiento municipal e industrial y de navegación en el propio lago Gatún. Estas demandas se explican con mayor detalle a continuación.

7.3.6.1 Demanda M&I

La ACP entregó la proyección de los consumos que deben ser considerados hasta el año 2050 atendiendo el compromiso referido en el numeral 1.3.7.1 de la sección 01 35 13 de los términos de referencia y estos son presentados en la Tabla 7.21.

Tabla 7.21. Demanda proyectada entregada por ACP

Año	M&I (Gatún) (m³/s)	M&I (Alhajuela) (m³/s)
2017	7.01	11.39
2018	7.01	11.39
2019	7.01	12.05
2020	13.48	12.05
2021	13.48	12.05
2022	13.48	12.05
2023	13.48	12.05
2024	13.48	12.05
2025	13.48	12.05
2026	13.48	12.05
2027	13.48	12.05
2028	13.48	12.05
2029	13.48	12.05
2030	14.95	12.05
2031	14.95	12.05
2032	14.95	12.05
2033	14.95	12.05
2034	14.95	12.05
2035	14.95	12.05
2036	14.95	12.05
2037	14.95	12.05
2038	14.95	12.05
2039	14.95	12.05
2040	15.38	12.05
2041	15.38	12.05
2042	15.38	12.05
2043	15.38	12.05
2044	15.38	12.05
2045	15.38	12.05
2046	15.38	12.05
2047	15.38	12.05
2048	15.38	12.05
2049	15.38	12.05
2050	15.38	12.05

7.3.6.2 Demanda de Navegación

La demanda de navegación corresponde al volumen de agua solicitado para que el Canal de Panamá pueda ser navegable. Según la información suministrada por El Cliente, las demandas de navegación proyectadas hasta el año 2050 son las expuestas en la Tabla 7.22.

Tabla 7.22. Demanda de Navegación proyectada por El Cliente

Año	Navegación (m³/s)
2017	89.69
2018	92.57
2019	92.07
2020	95.81
2021	101.88
2022	102.45
2023	103.71
2024	104.38
2025	104.64
2026	104.93
2027	105.16
2028	105.15
2029	105.27
2030	105.44
2031	105.83
2032	105.95
2033	106.11
2034	106.11
2035	106.11
2036	106.11
2037	106.11
2038	106.11
2039	106.11
2040	106.11
2041	106.11
2042	106.11
2043	106.11
2044	106.11
2045	106.11
2046	106.11
2047	106.11
2048	106.11
2049	106.11
2050	106.11

El uso de navegación del Canal de Panamá crecerá 16.43 m³/s entre el año 2017 y el año 2050 equivalente al 18.32% de la demanda actual.

En una reunión sostenida con El Cliente, éste solicitó incorporar en el modelo, la demanda de navegación en función del nivel del Lago Gatún, de tal manera que se pudiera tener una mejor aproximación a lo que ocurre en la operación real del Canal de Panamá. Esta variación corresponde a la suma del consumo de agua por cada esclusaje Panamax, el cual varía en función de la elevación del lago Gatún y el consumo de agua por esclusaje Neo-Panamax el cual se considera constante a lo largo del año (55 MGD para cada esclusaje) y no varía con el nivel del lago.

La variación del consumo de agua de cada esclusaje Panamax está dado por la Ecuación 7.1.

$$y = 1.4971x - 71.775 \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Dónde:

y: Consumo de agua por esclusaje (millones de galones)

x: Elevación del lago Gatún (pies P.L.D.)

El número de esclusajes esperados para navegación para Panamax y Neo-Panamax en los próximos años se presenta en la Tabla 7.23.

Tabla 7.23. Demandas Panamax y Neo-Panamax proyectadas según la ACP

Año	Navegación Panamax (esclusajes/día)	Navegación Neo-Panamax (esclusajes/día)
2017	26.85	10.37
2018	26.16	12.26
2019	24.92	13.28
2020	24.72	15.04
2021	24.34	17.94
2022	24.40	18.11
2023	24.49	18.55
2024	24.34	18.97
2025	24.45	18.97
2026	24.57	18.97
2027	24.67	18.97
2028	24.66	18.97
2029	24.71	18.97
2030	24.79	18.97
2031	24.95	18.97
2032	25.00	18.97
2033	25.06	18.97
2034	25.06	18.97

Año	Navegación Panamax (esclusajes/día)	Navegación Neo-Panamax (esclusajes/día)
2035	25.06	18.97
2036	25.06	18.97
2037	25.06	18.97
2038	25.06	18.97
2039	25.06	18.97
2040	25.06	18.97
2041	25.06	18.97
2042	25.06	18.97
2043	25.06	18.97
2044	25.06	18.97
2045	25.06	18.97
2046	25.06	18.97
2047	25.06	18.97
2048	25.06	18.97
2049	25.06	18.97
2050	25.06	18.97

Al aplicar la Ecuación 7.1 se obtiene una variación para la navegación Panamax que depende de la altura del lago Gatún, la cual se aplicó para cada uno de los años proyectados. En la Tabla 7.24 se muestran a modo de ejemplo los datos obtenidos para los años 2017 y 2050.

Tabla 7.24. Variación de la demanda Panamax en función de la elevación del lago Gatún para los años 2017 y 2050

Elevación del lago Gatún (m)	Demanda Panamax Año 2017 (m³/s)	Demanda Panamax Año 2050 (m³/s)
21.34	38.87	36.28
22.00	42.69	39.84
23.00	48.46	45.24
23.47	51.18	47.77
23.50	51.35	47.93
23.75	52.80	49.28
24.00	54.24	50.63
24.25	55.69	51.98
24.50	57.13	53.33
24.75	58.58	54.68
25.00	60.02	56.02
25.25	61.47	57.37
25.50	62.91	58.72
25.75	64.35	60.07
26.00	65.80	61.42
26.25	67.24	62.77
26.50	68.69	64.11

Elevación del lago Gatún (m)	Demanda Panamax Año 2017 (m³/s)	Demanda Panamax Año 2050 (m³/s)
26.75	70.13	65.46
27.00	71.58	66.81
27.25	73.02	68.16
27.50	74.47	69.51
27.75	75.91	70.86
28.00	77.36	72.20
28.25	78.80	73.55
28.50	80.25	74.90
28.75	81.69	76.25
29.00	83.13	77.60
29.25	84.58	78.95
29.50	86.02	80.30
29.75	87.47	81.64
30.00	88.91	82.99
30.25	90.36	84.34
30.48	91.69	85.58
32.00	100.47	93.78

7.3.7 Evaporación

La evaporación para los almacenamientos se calcula como la evaporación en cada uno de los lagos, en mm, suministrada por la ACP.

En la Tabla 7.25 se presenta la tasa de evaporación para los lagos Gatún y Alhajuela.

Tabla 7.25 Tasa de evaporación en mm, para el periodo 1948-2016

Mes	Lago Gatún	Lago Alhajuela
Ene	122.54	143.07
Feb	115.37	134.98
Mar	148.64	170.19
Abr	127.95	146
May	102.07	105.58
Jun	83.99	79.94
Jul	85.28	88.77
Ago	85.29	87.95
Sep	84.67	82.15
Oct	89.08	84.32
Nov	76.45	77.84
Dic	93.88	109.32

7.3.8 Curvas guía y reglas de operación

El sistema del Canal de Panamá cuenta con reglas de operación para los lagos Gatún y Alhajuela aplicadas en varias zonas las cuales están diferenciadas por curvas guía, que tienen como objetivo garantizar unos niveles en determinadas épocas del año permitiendo atender las demandas del sistema. De acuerdo a la información suministrada por la ACP y varias reuniones sostenidas a lo largo de la ejecución del proyecto se consideraron niveles diferentes de curvas de operación tanto para el lago Gatún como para Alhajuela. Estos niveles se describen a continuación:

- **Nivel 5 – Vertimientos:** Corresponde al nivel más alto del volumen de vertimientos del almacenamiento, es decir, la cresta de la presa.
- **Nivel 4 – Control de Crecientes:** Corresponde al nivel más alto del volumen de control de crecientes del almacenamiento.
- **Nivel 3 – Conservación:** Corresponde al nivel más alto del volumen de conservación del almacenamiento. Este nivel usualmente está asociado con la curva guía del almacenamiento. Igualmente, en este volumen se abastecerán las demandas de conservación (flujo deseado).
- **Nivel 2 – Buffer:** Corresponde al nivel más alto del volumen *buffer* del almacenamiento. *Buffer* es una subdivisión especial del volumen de conservación la cual indica cuando el almacenamiento se encuentra en condición de sequía. Esto quiere decir que únicamente demandas esenciales serán abastecidas (flujo requerido).
- **Nivel 1 – Inactivo:** Corresponde al nivel más alto del volumen inactivo del almacenamiento. No se efectúan descargas de ningún tipo por debajo de este nivel. El almacenamiento en este nivel podría ser cero o un volumen mínimo.

En la Tabla 7.26 se presentan los niveles de las curvas guía de operación para el Lago Gatún, y en la Figura 7.35 sus respectivas curvas.

Tabla 7.26 Curvas guía de operación del lago Gatún

Mes	Inactivo (m)	Buffer (m)	Conservación (m)	Control de Crecientes (m)	Vertimientos (m)
Ene	22.86	25.90	27.06	27.13	28.00
Feb	22.86	25.90	26.89	27.13	28.00
Mar	22.86	25.90	26.67	27.13	28.00
Abr	22.86	25.90	26.46	27.13	28.00
May	22.86	25.90	26.37	27.13	28.00
Jun	22.86	25.90	26.37	27.13	28.00
Jul	22.86	25.90	26.37	27.13	28.00
Ago	22.86	25.90	26.37	27.13	28.00
Sep	22.86	25.90	26.41	27.13	28.00
Oct	22.86	25.90	26.58	27.13	28.00
Nov	22.86	25.90	26.90	27.13	28.00
Dic	22.86	25.90	27.12	27.13	28.00

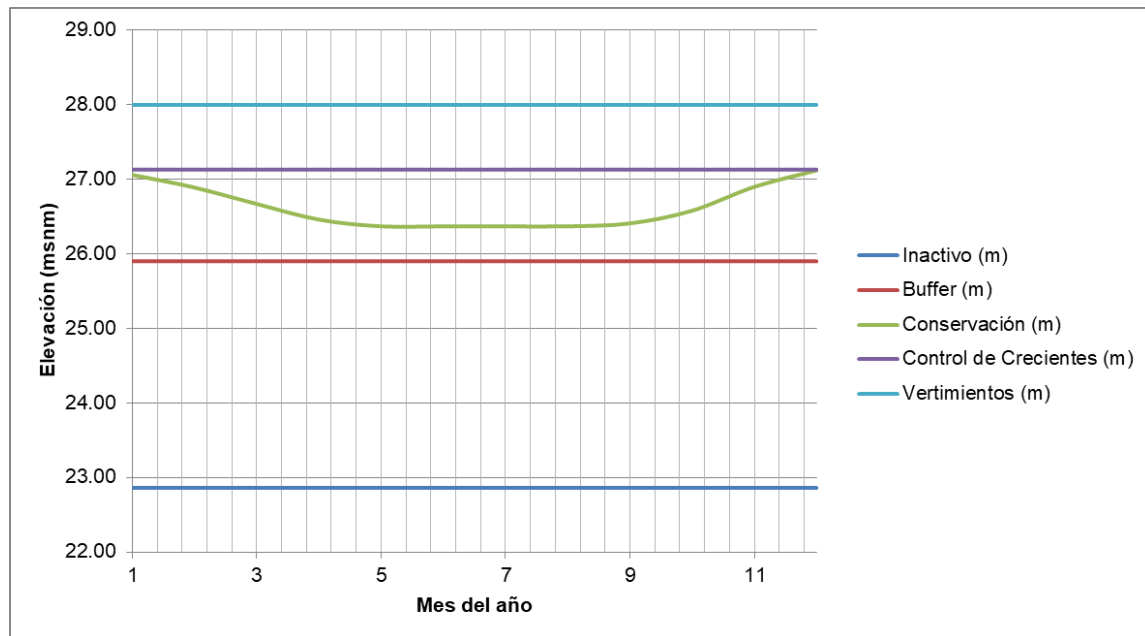


Figura 7.35 Curvas guía de Operación para el lago Gatún

Para el lago Gatún se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el lago Gatún se aplicaron las reglas de operación mostradas en la Tabla 7.27.

Tabla 7.27 Reglas de Operación del Lago Gatún

Nivel del lago Gatún	Regla
Inactivo	
	-
Buffer	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún Navegación del Canal (Panamax que varía en función de la elevación del lago Gatún y Neo-Panamax que es constante).
Conservación	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún Navegación del Canal (Panamax que varía en función de la elevación del lago Gatún y Neo-Panamax que es constante).
Control de Crecientes	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún Navegación del Canal (Panamax que varía en función de la elevación del lago Gatún y Neo-Panamax que es constante).
Vertimientos	
	Qmin Gatún: Demanda M&I para el lago Gatún Navegación del Canal (Panamax que varía en función de la elevación del lago Gatún y Neo-Panamax que es constante).

Nivel del lago Gatún	Regla
	Neo-Panamax que es constante).

En la Figura 7.36 se muestran las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el lago Gatún.

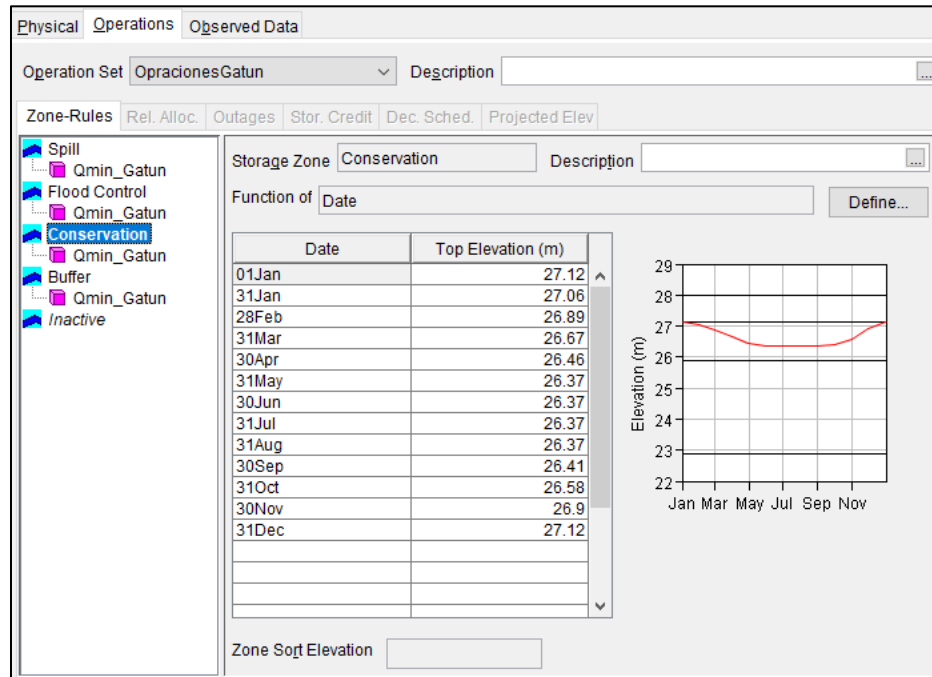


Figura 7.36 Reglas de operación para el Lago Gatún en el software HEC-ResSim

En la Tabla 7.28 se presentan los datos de las curvas guía de operación para el Lago Alajuela y en la Figura 7.37 sus respectivas curvas.

Tabla 7.28 Curvas guía de operación del lago Alhajuela

Mes	Inactivo (m)	Buffer (m)	Conservación (m)	Control de Crecientes (m)	Vertimiento (m)
Ene	54.25	57.91	76.31	78.60	79.25
Feb	54.25	57.91	74.88	78.60	79.25
Mar	54.25	57.91	72.49	78.60	79.25
Abr	54.25	57.91	69.13	78.60	79.25
May	54.25	57.91	66.73	78.60	79.25
Jun	54.25	57.91	65.82	78.60	79.25
Jul	54.25	57.91	65.84	78.60	79.25
Ago	54.25	57.91	66.92	78.60	79.25
Sep	54.25	57.91	68.61	78.60	79.25
Oct	54.25	57.91	70.75	78.60	79.25
Nov	54.25	57.91	73.66	78.60	79.25
Dic	54.25	57.91	76.27	78.60	79.25

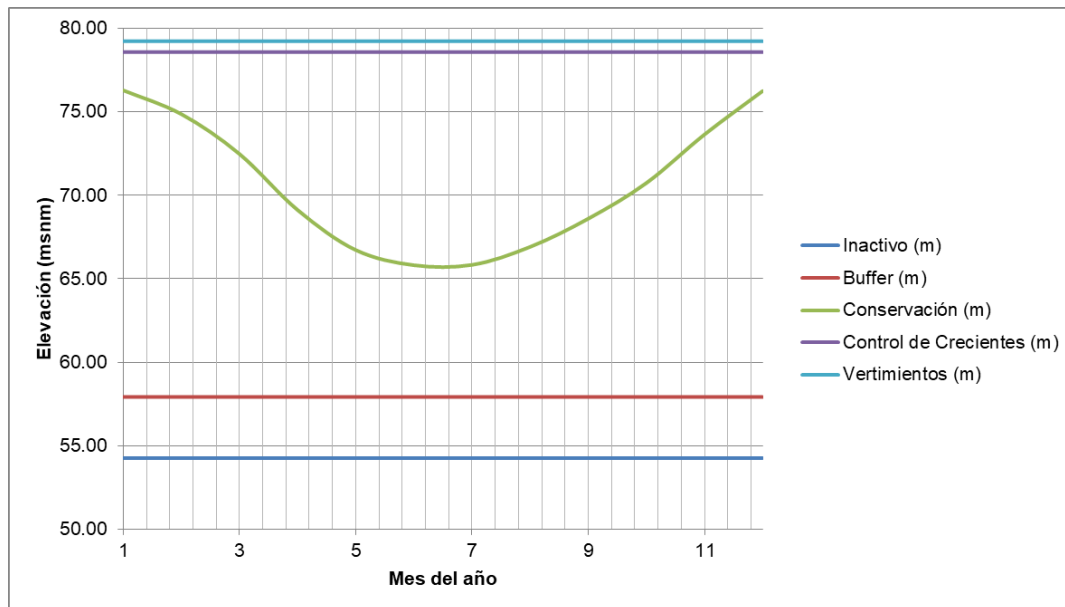


Figura 7.37 Curvas guía de operación del lago Alhajuela

En el caso del Lago Alajuela, también se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el lago Alhajuela se aplicaron las reglas de operación expuestas en la Tabla 7.29.

Tabla 7.29 Reglas de Operación del Lago Alhajuela

Nivel del lago Alhajuela	Regla
Inactivo	
	-
Buffer	
	Demanda M&I para el lago Alhajuela
Conservación	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela Operación en Tandem
Control de Crecientes	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela Operación en Tandem
Vertimientos	
	Qmin Alhajuela: Demanda M&I para el lago Alhajuela Operación en Tandem

En la Figura 7.38 se muestran las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el lago Alajuela.

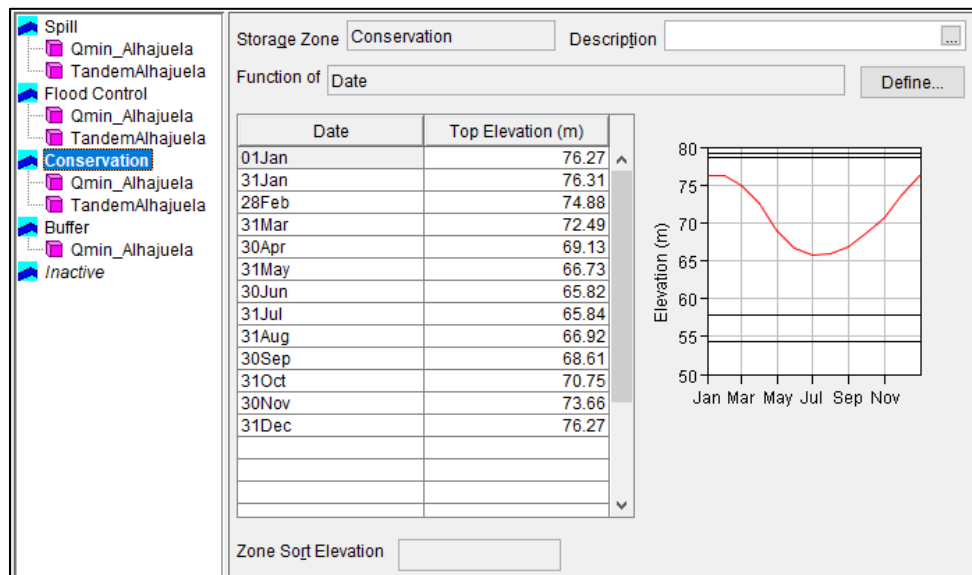


Figura 7.38 Reglas de operación para el lago Alajuela en el software HEC-ResSim

7.3.9 Resultados

Se analizaron diferentes escenarios mayorando la demanda base de tal manera que fuese posible conocer el comportamiento del sistema.

De acuerdo indicaciones de ACP, la confiabilidad hídrica se estimó de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\text{Confiabilidad hídrica} = \frac{\sum \text{Vol. Abastecido}_i}{\sum \text{Vol. demandado}} * 100\%$$

Donde:

$\sum \text{Vol. Abastecido}_i$: La suma del volumen abastecido a la demanda municipal e industrial del Lago Gatún y del Lago Alajuela, la demanda constante para navegación de Neo-Panamax y el volumen abastecido según el nivel del lago Gatún para navegación de Panamá en todo el periodo simulado.

$\sum \text{Vol. demandado}$: La suma del volumen de demanda municipal e industrial del Lago Gatún y del Lago Alajuela, la demanda constante para navegación de Neo-Panamax y el volumen demandado según el nivel del lago Gatún para navegación de Panamá que en el caso de que el nivel de Lago Gatún este por debajo del nivel de calado la demanda es la correspondiente al nivel de calado.

En la Tabla 7.30 se exponen los resultados obtenidos del Canal de Panamá y en la Figura 7.39 su respectiva representación gráfica.

Tabla 7.30. Resultados para el modelo del Canal de Panamá

Año	Demanda (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
2017	111.71	1.20	99.81%
2050	135.14	1.45	99.14%
-	152.28	1.64	97.65%

Año	Demanda (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
-	167.07	1.79	94.43%
-	180.25	1.94	89.91%
-	210.23	2.26	82.72%

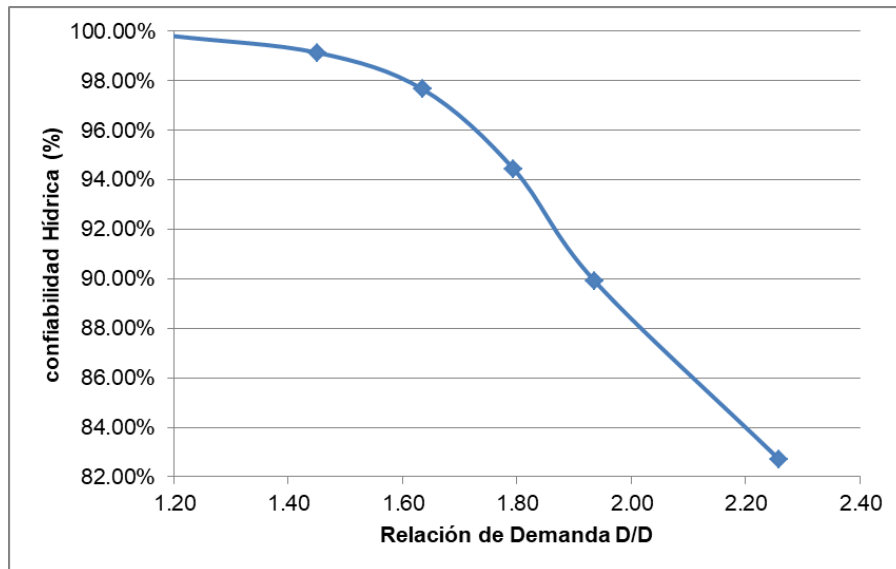


Figura 7.39. Resultados para el modelo del Canal de Panamá

A partir de los resultados obtenidos se encuentra que la confiabilidad hídrica del 99.6% del sistema actual es de 110.42 m³/s (45.87 esclusajes/día) que equivalen a 1.19 veces la demanda base (93.11 m³/s)

7.4 ESTRUCTURACIÓN DEL MODELO CON EL PROYECTO RÍO INDIO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE ALTURA DE PRESA

En este modelo se consideró el sistema actual del Canal de Panamá más la incorporación del proyecto río Indio para determinar la disponibilidad hídrica y el beneficio que otorga este almacenamiento al sistema.

Para el proyecto Río Indio se analizaron tres (3) alturas de presa (80.05 m, 90.05 m y 95.05 m), con el objetivo de estimar el rendimiento hídrico obtenido por cada una de ellas. En el Anexo 1 se presentan los datos de entrada al modelo, el modelo desarrollado en HEC-ResSim y sus correspondientes resultados.

7.4.1 Topología del modelo

De acuerdo con las características del sistema y lo descrito anteriormente se implementó un modelo genérico, que permitiera representar el sistema del Canal de Panamá con la incorporación del proyecto del embalse Indio para su posterior modelación en el software HEC-ResSim. Los elementos utilizados para representar el sistema son los siguientes:

- : Nodos sin capacidad de almacenamiento, con el cual se representan confluencia de cauces o sitios donde se incluyen los aportes al sistema.
- ▲: Nodos con almacenamiento – lagos/reservorios.
- ➔: Conducciones como cauces, canales y/o tuberías a las cuales es posible definirles su capacidad de transporte.

En la Figura 7.40 se presenta el esquema topológico del sistema desarrollado para ser implementado en el software Hec-ResSim.

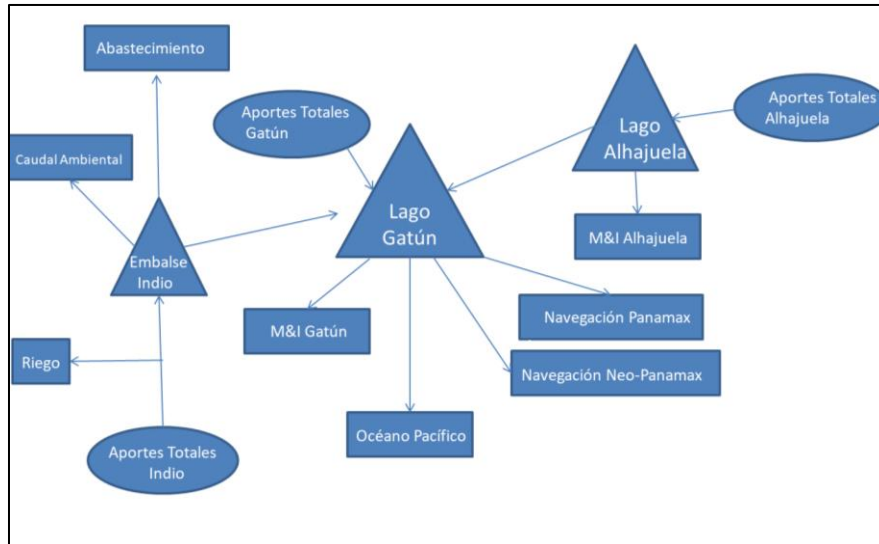


Figura 7.40 Modelo topológico de calibración del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de río Indio

En la Figura 7.41 se presenta el modelo del sistema de los Lagos Gatún y Alajuela con el reservorio de Río indio en el software HEC-ResSim, con sus respectivas convenciones.

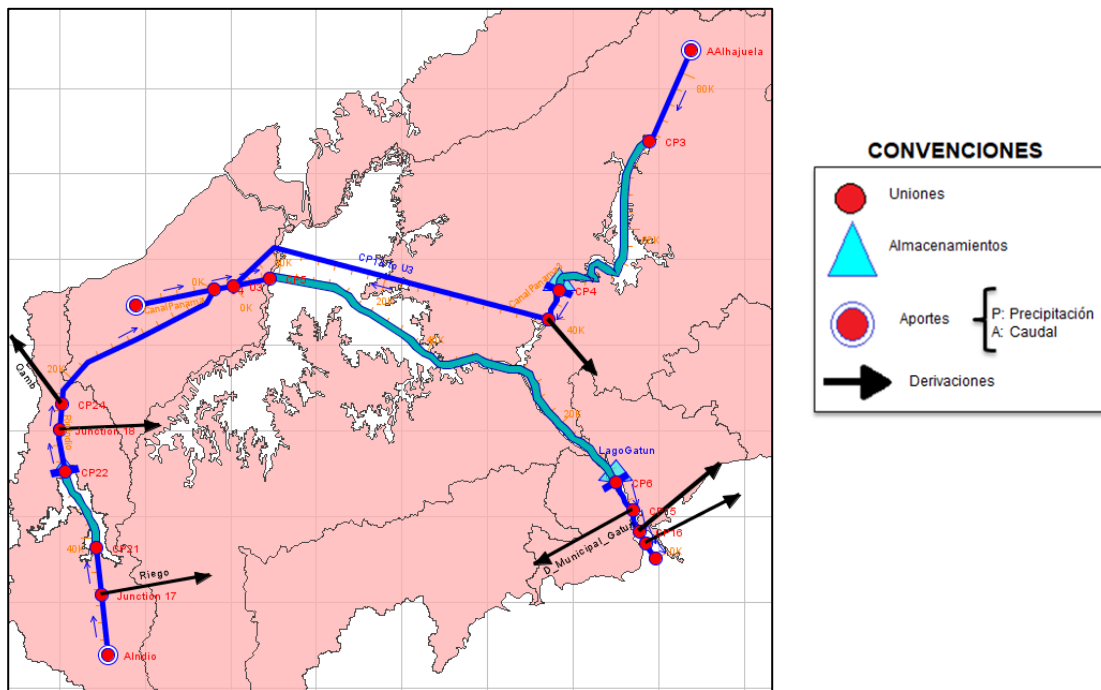


Figura 7.41 Representación del sistema de calibración de los Lagos Gatún y Alhajuela con el reservorio Río Indio en el software HEC-ResSim

7.4.2 Aportes al sistema

Se consideró el periodo 1948-2016 de acuerdo a la información suministrada por la ACP de aportes totales diarios a los lagos Gatún y Alhajuela. En la Tabla 7.31 se indica los valores, máximo, medio y mínimo de las series en el periodo ingresado al modelo.

Tabla 7.31 Aportes al Sistema del modelo de Calibración m³/s (periodo 1948-2016)

Lago	Valor	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Gatún	Max	255.22	111.13	153.19	153.26	299.30	313.86	359.84	211.78	234.08	330.44	490.71	506.58
	Med	65.67	31.47	23.78	35.59	92.35	114.91	117.31	137.27	154.22	199.59	226.20	147.77
	Mín	16.46	11.63	5.19	6.10	43.26	51.21	34.69	45.47	77.15	106.38	107.78	32.23
Alhajuela	Max	170.80	111.87	58.72	253.33	148.49	137.40	163.64	168.79	120.64	142.31	291.07	584.59
	Med	60.30	33.92	26.33	42.18	77.60	78.44	84.51	90.09	82.04	89.72	128.67	121.02
	Mín	21.59	16.97	11.37	10.89	33.74	41.59	32.02	40.14	47.70	57.37	54.66	38.57
Indio	Max	39.21	13.53	12.29	30.13	36.03	47.60	41.85	50.60	50.43	75.28	128.57	110.16
	Med	13.27	6.93	4.72	6.09	15.61	24.58	25.66	30.46	33.98	43.30	46.88	34.20
	Mín	5.33	3.16	1.88	1.20	4.37	11.76	13.32	11.52	19.84	23.40	24.64	8.63

Las series de tiempo de aportes totales afluente a los lagos se ingresan según el formato de HEC-DSS. Tal como se presentó en la Figura 7.4 se muestra la ventana del complemento HEC-DSSVue el cual permite ingresar las series de tiempo de aportes (y demandas según sea el caso) al HEC-ResSim.

7.4.3 Almacenamientos

De acuerdo con lo mencionado anteriormente en la topología del modelo, se consideraron los Lagos Gatún, Alajuela y río Indio. Los datos de los lagos Gatún y Alajuela son los mismos expuestos en el numeral 7.3 y los datos de la curva de capacidad para el Lago Indio se presentan en la en la Tabla 7.32, en la Figura 7.42 y en la Figura 7.43.

Tabla 7.32 Curva de capacidad del embalse Indio

Elevación (msnm)	Almacenamiento (Hm ³)	Área (ha)
4	0.00	0.00
10	0.63	24.67
15	6.24	203.62
20	23.88	441.59
25	53.53	708.82
30	98.55	1037.47
35	160.01	1349.29
40	236.21	1645.72
45	328.06	1973.48
50	438.62	2379.51
55	569.41	2771.67
60	718.61	3123.49
65	884.88	3458.81
70	1067.97	3795.07
75	1267.60	4125.76
80	1483.96	4461.56
85	1716.94	4789.90
90	1965.91	5103.88
95	2230.18	5406.57
100	2509.74	5713.60

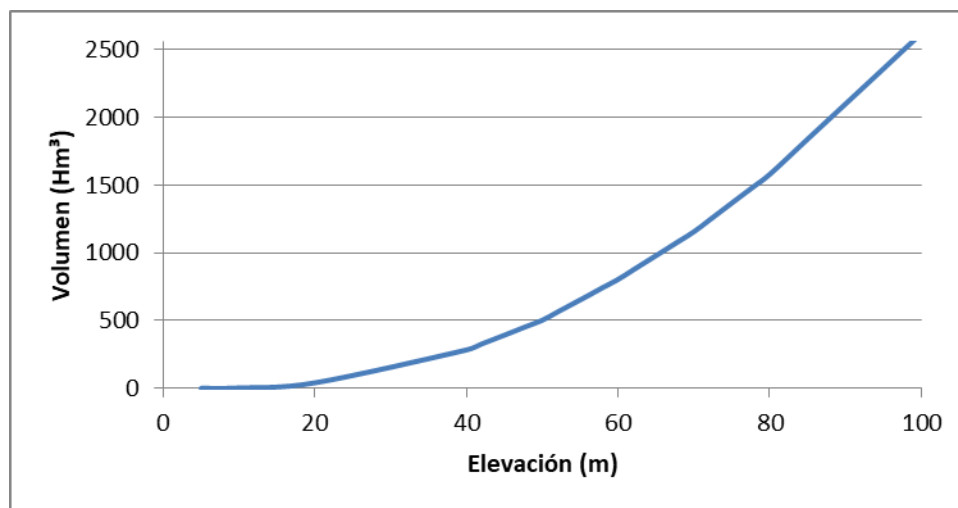


Figura 7.42 Curva de Capacidad para el embalse Indio

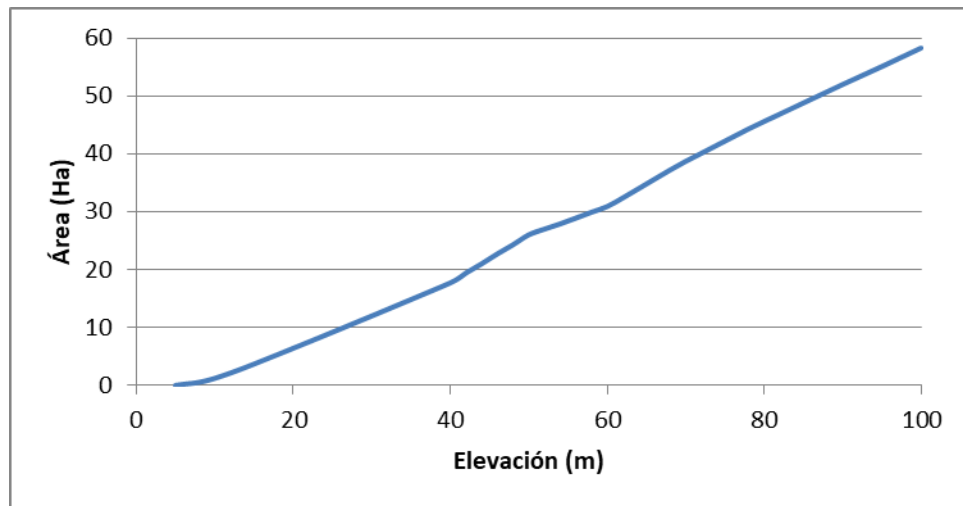


Figura 7.43 Curva de área para el Lago Indio

En la Figura 7.44 se presenta cómo fueron ingresados los datos físicos del del lago Gatún en el software HEC-ResSim.

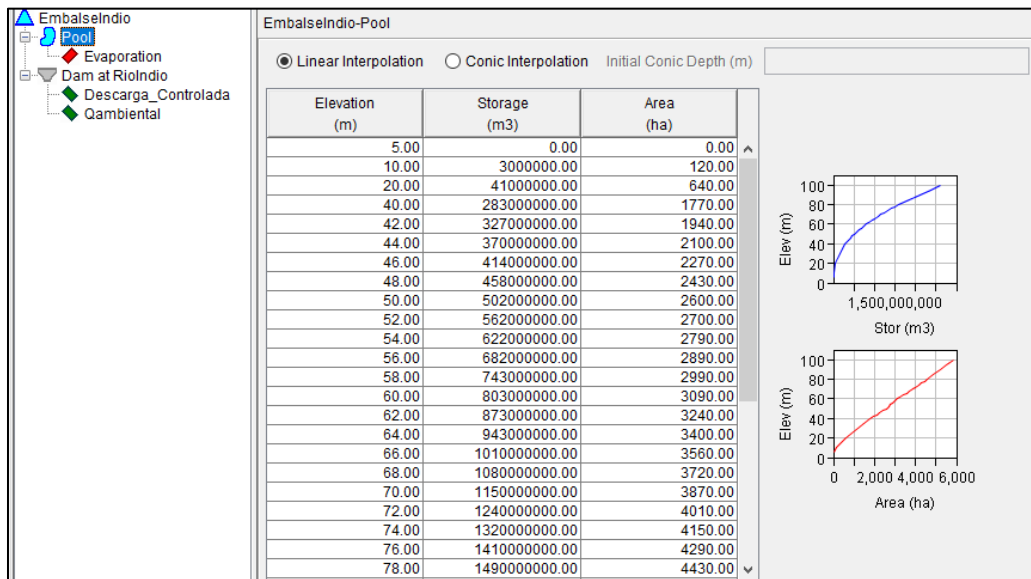


Figura 7.44 Datos físicos del embalse Indio ingresados en el software HEC-ResSim

7.4.4 Conducciones

Para el sistema se han considerado las siguientes conducciones:

- Cauce del río Alhajuela, el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre y finalmente desemboca en el Lago Gatún.
- Cauce del río Indio, el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre y finalmente desemboca en el Lago Gatún.
- Cauce del río Gatún el cual lleva las afluencias al lago del mismo nombre.

7.4.5 Caudales mínimos

Para este sistema se consideró como caudal mínimo 3,40 m³/s, dato suministrado por El Cliente.

7.4.6 Demandas

Las demandas consideradas corresponden a las descritas anteriormente en el numeral 7.3.6. (para los lagos Gatún y Alajuela) y adicionalmente en la cuenca del río Indio se consideró una demanda de riego aguas arriba del lago Indio y una demanda de abastecimiento para consumo humano a atender desde el lago Indio.

7.4.6.1 Demanda de riego

De acuerdo con la información suministrada, en el Apéndice F (*Agriculture and Irrigation Potential*) del estudio de factibilidad *Rio Indio Water Supply Project* por MWH, se extrajo la información necesaria para poder estimar las demandas de riego consideradas en el sistema de río Indio. Según la localización de las áreas de riego, descrita en el estudio de factibilidad, se consideró un hidromódulo para cada una y a partir de los requerimientos mensuales para las áreas potenciales identificados en el informe de WMH se definieron los expuestos en la Tabla 7.33.

Tabla 7.33. Requerimientos de agua mensuales para áreas potenciales de riego

Áreas	Áreas (ha)	Hidromódulo (l/s/ha)	Demanda del mes (m ³ /s)											
			Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
Boca del Río Indio	300.0	1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
Río Indio Valley	1025.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
La Encantada	250.0	1.0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
La Encantada 2	1000.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
Demanda total (m ³ /s)			2.58	2.58	2.58	2.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.58

7.4.6.2 Demanda de abastecimiento

Tomando en cuenta que el lago Indio se localiza en los corregimientos de Río Indio (Provincia de Coclé), Ciri de los Sotos (Provincia de Panamá) y La Encantada (Provincia de Colón), la demanda de abastecimiento, se estimó como el consumo esperado al año 2050 de los centros poblados localizados en éstas provincias. Para esto se estimó la población esperada en el total de la provincia y se multiplico por el consumo per-capita reportado en cada una de ellas por ASEP, 2010.

Para la proyección de la población al año 2050 se tomaron los datos de población del Censo de población y vivienda del años 2010 y adoptaron los índices de crecimiento poblacional establecidos utilizados por IDAAN, 2014. En la Tabla 7.34 se presenta la proyección de población al año 2050.

Tabla 7.34. Proyección de población para en los corregimientos de Río Indio, Ciri de los Sotos y La Encantada al año 2050

Provincia	Corregimiento	Total Habitantes (2010)
Coclé	Río Indio	3.652
Panamá	Ciri de los Sotos	1.733
Colón	La Encantada	2.561
Provincia	Tasa de Crecimiento año 2020	Población Año 2020
Coclé	1,450%	4182,00
Panamá	1,450%	1984,00
Colón	1,450%	2932,00
Provincia	Tasa de Crecimiento año 2030	Población Año 2030
Coclé	1,110%	4646,00
Panamá	1,110%	2204,00
Colón	1,110%	3257,00
Provincia	Tasa de Crecimiento año 2040	Población Año 2040
Coclé	0,820%	5027,00
Panamá	0,820%	2385,00
Colón	0,820%	3524,00
Provincia	Tasa de Crecimiento año 2050	Población Año 2050
Coclé	0,560%	5309,00
Panamá	0,560%	2519,00
Colón	0,560%	3721,00

Multiplicando la población estimada al año 2050 en cada uno de los corregimientos, por la dotación reportada por ASEP en el documento “Consumo de Agua Potable en el Ámbito Nacional por Región - ASEP” se obtuvo una demanda total de 156 litros/s. En la Tabla 7.35 se presenta la demanda estimada.

Tabla 7.35. Demanda de los corregimientos de Río Indio, Ciri de los Sotos y La Encantada al año 2050

Provincia	Corregimiento	Población Año 2050	Dotación (l/hab/día)	Consumo (m³/s)	Demanda total (m³/s)
Coclé	Río Indio	5309.00	951.02	0.058	0.156
Panamá	Ciri de los Sotos	2519.00	893.98	0.026	
Colón	La Encantada	3721.00	1648.99	0.071	

7.4.7 Evaporación

Para considerar la evaporación en el embalse Indio se consideró, al igual que para el modelo de calibración, la misma tasa de evaporación del lago Gatún (ver numeral 7.3.7). Esto principalmente debido a la ausencia de información y a la cercanía de ambos almacenamientos.

7.4.8 Curvas guía y reglas de operación

Adicionalmente a las curvas guía y reglas de operación mencionadas anteriormente para los lagos Gatún y Alhajuela (ver numeral 7.3), para este modelo se definió para cada una de las alturas analizadas una curva guía y las reglas de operación que se describen a continuación.. En la Tabla 7.38 y Figura 7.45 se presenta la curva guía del lago Indio utilizada para cada una de las alturas de presa analizadas.

Tabla 7.36 Curvas guía consideradas para las diferentes alternativas de altura de la presa del embalse Indio

Mes	Elevación Alternativa 80.05 (msnm)	Elevación Alternativa 90.05 (msnm)	Elevación Alternativa 95.05 (msnm)
Ene	80.05	90.05	95.05
Feb	79.10	89.13	94.11
Mar	77.54	87.64	92.66
Abr	75.75	85.94	91.02
May	74.71	84.89	89.99
Jun	74.93	85.03	90.10
Jul	75.55	85.57	90.61
Ago	76.30	86.26	91.27
Sep	77.37	87.26	92.23
Oct	78.63	88.48	93.43
Nov	79.66	89.55	94.54
Dic	80.04	89.97	94.97

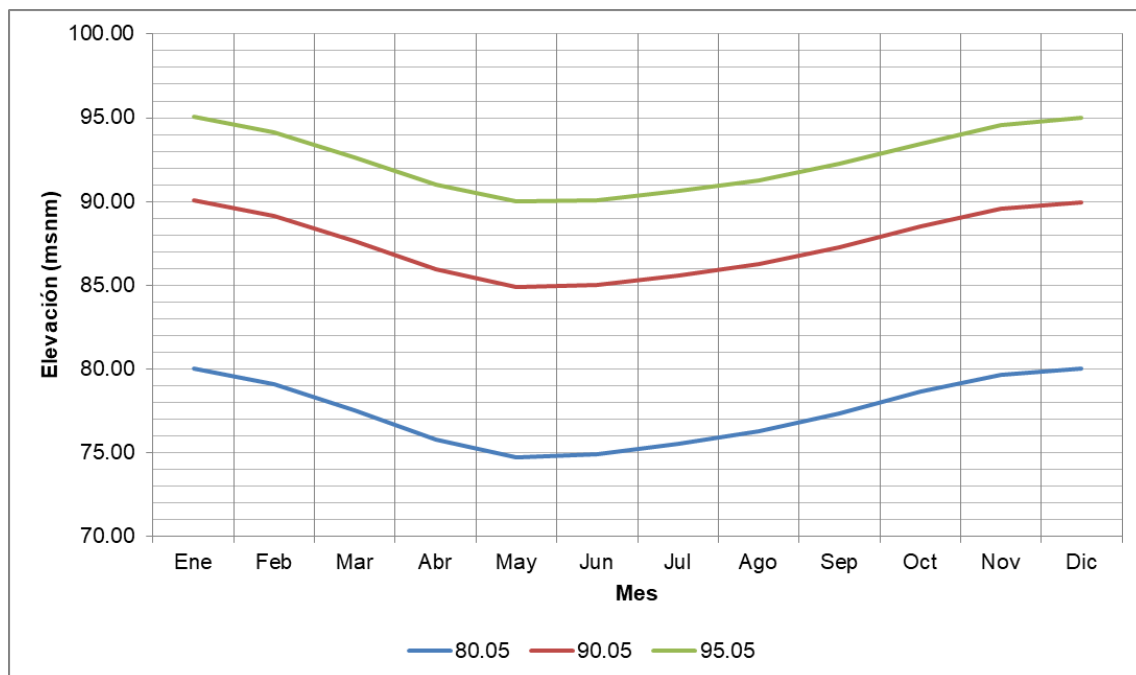


Figura 7.45. Curvas guía consideradas para las diferentes alternativas de altura de la presa del embalse Indio

En el caso del embalse Indio, también se consideraron como reglas de operación derivaciones del tipo Función de Descarga (**Release Function**) las cuales permiten definir el flujo mínimo o máximo

que descarga el lago. Para cada una de las zonas en las que fue dividido el embalse Indio (en las tres alturas de presa analizadas) se aplicaron las reglas de operación expuestas en la Tabla 7.37.

Tabla 7.37 Reglas de Operación del Lago Indio

Nivel del lago Gatún	Regla
Inactivo	
	-
Conservación	
	Qmin Indio: Descarga mínima hacia Gatún de 45.4 m ³ /s durante los meses de febrero a mayo.. Caudal ambiental Abastecimiento para consumo humano Operación en Tandem
Control de Crecientes	
	Qmin Indio: Descarga mínima hacia Gatún de 45.4 m ³ /s durante los meses de febrero a mayo.. Caudal ambiental Abastecimiento para consumo humano Operación en Tandem

En la Figura 7.46 se muestran a modo de ejemplo las reglas de operación aplicadas a las diferentes zonas consideradas para el reservorio de Río indio para la alternativa de altura de presa de 80.05 m.

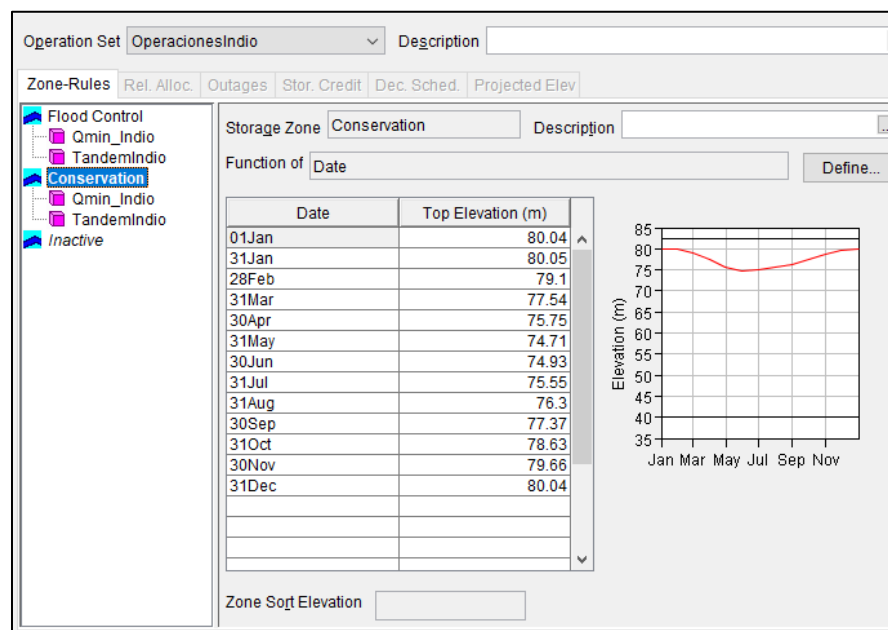


Figura 7.46 Reglas de operación para el reservorio de Río Indio para la alternativa de 80.05 m de altura de presa en el software HEC-ResSim

7.4.9 Resultados

Los resultados obtenidos de confiabilidad hídrica para diferentes niveles de demanda se presentan en la Tabla 7.38 y en la Figura 7.47.

Tabla 7.38. Resultados de Confiabilidad Hídrica para las diferentes alternativas de altura de presa

Año	Elevación 80.05 m			Elevación 90.05 m			Elevación 95.05 m		
	Q (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)	Q (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)	Q (m³/s)	D/D	Confiabilidad Hídrica (%)
2017	112.44	1.21	99.99%	112.46	1.21	99.99%	112.47	1.21	99.99%
2050	136.95	1.47	99.87%	136.99	1.47	99.90%	137.01	1.47	99.91%
-	155.93	1.67	99.41%	156.09	1.68	99.51%	156.15	1.68	99.54%
-	173.95	1.87	98.01%	174.10	1.87	98.11%	174.15	1.87	98.14%
-	188.35	2.02	94.30%	188.35	2.02	94.30%	188.37	2.02	94.31%
-	212.08	2.28	83.59%	212.25	2.28	83.66%	212.34	2.28	83.70%

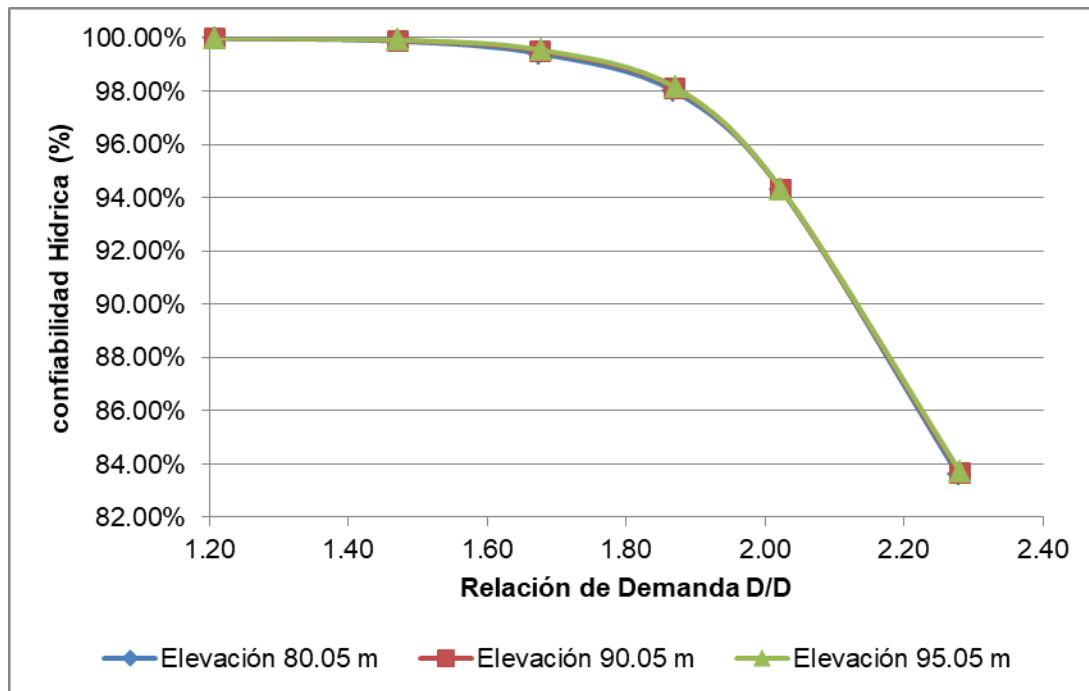


Figura 7.47. Resultados de Confiabilidad Hídrica para las diferentes alternativas de altura de presa

Como se mencionó al inicio de este apartado el objetivo de las simulaciones es el de estimar el rendimiento hídrico de cada una de las alturas de presa analizadas para una confiabilidad hídrica de 99.6%, obtenido como la diferencia entre el rendimiento hídrico de la condición con proyecto (para cualquiera de las alturas analizadas) y la condición sin proyecto. En la Tabla 7.39 y en la Figura 7.48 se presentan los resultados de rendimiento hídrico obtenidos.

Tabla 7.39. Beneficio para las diferentes alternativas de altura de presa

Escenario	Esclusajes/día	Beneficio (Esclusajes/día)
Sin Proyecto	45.87	-
Elevación 80.05 m	61.53	15.67
Elevación 90.05 m	62.94	17.07
Elevación 95.05 m	63.61	17.74

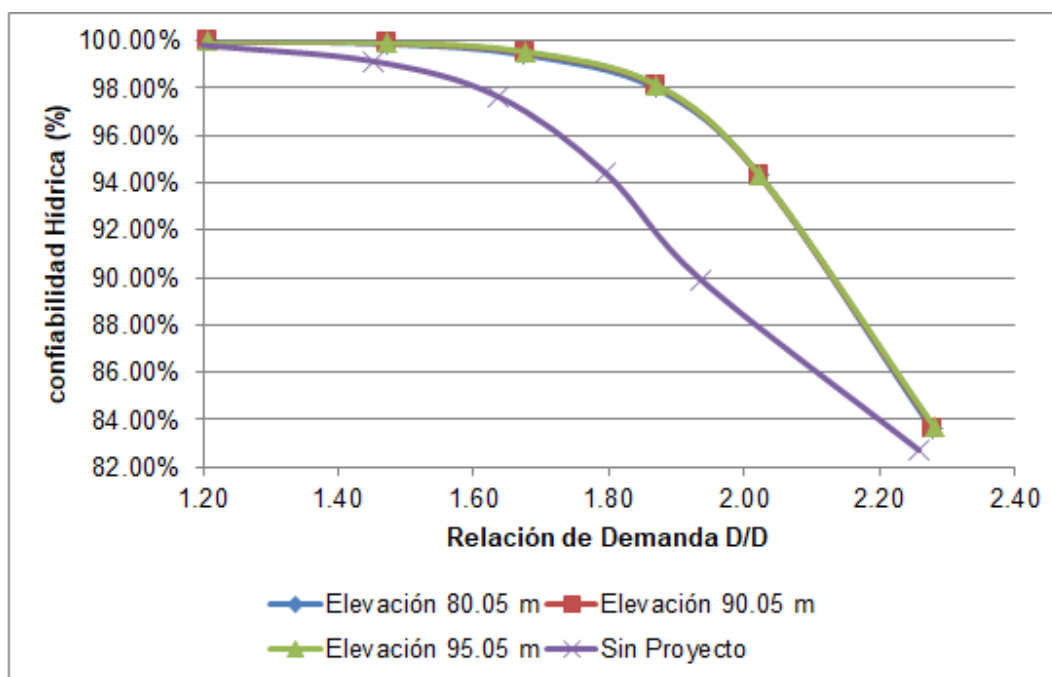


Figura 7.48. Beneficio para las diferentes alternativas de altura de presa

8 HIDROLOGÍA

La caracterización hidrológica de la cuenca del río Indio hasta el sitio de presa fue desarrollada por MWH empleando los registros de caudales de las estaciones localizadas en el cauce principal, entre estas se encuentra la estación Río Indio – Limón que operó en el periodo 1958 – 1980 y la estación Boca de Uracillo que operó en el periodo 1979 – 1999. Con la información de estas estaciones, WMH realizó la caracterización hidrológica en términos de caudales medios y caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno. Adicionalmente realizó la estimación de la Creciente Máxima Probable (CMP) mediante el análisis de trasposición de tormentas.

Para que la caracterización hidrológica se contempló la variabilidad climática presentada en la cuenca del río Indio entre el año 2000 y 2016 (no se contempló 2017 dado que no ha terminado el año) se utilizaron metodologías indirectas basadas en la trasposición de registros de cuencas vecinas de condiciones similares. La descripción de las metodologías desarrolladas para caudales medios, caudales máximos y CMP se presenta a continuación.

8.1 CAUDALES MEDIOS

La evaluación de los caudales medios en la cuenca del Río Indio, se encuentra soportada en los caudales medios mensuales estimados por MWH para el periodo 1948 – 1999. La extensión de los datos hasta diciembre del año 2016 se realizó a partir de los registros de caudales en estaciones sobre cuerpos de agua afluentes del Lago Gatún (Río Trinidad, Ciri Grande y Gatún).

8.1.1 Caudales en el Río Indio

Teniendo en cuenta que los datos en la estación Boca de Uracillo fueron suministrados hasta 1999; el periodo 2000 – 2016 fue complementado empleando correlaciones mensuales con la estación Los Cañones en la cuenca del Lago Gatún sobre el río Ciri Grande. Las correlaciones estadísticas tratan de representar condiciones hidrológicas similares tanto en magnitud como en temporalidad. Para la complementación de vacíos de las estaciones Limón y Boca de Uracillo, MWH utilizó la estación Los Cañones en el periodo 1948 – 1999.

Como medida para valorar la interrelación de los datos se construyó la correlación a nivel diario para el período homogéneo de los registros de las estaciones empleadas. Los elementos de la correlación se determinan a partir de la Ecuación 8.1.

$$r_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{ik} - \bar{f}_i) \cdot (f_{jk} - \bar{f}_j)}{\left(\sum_{i=1}^n (f_{ik} - \bar{f}_i)^2 \right)^{1/2} \cdot \left(\sum_{j=1}^n (f_{jk} - \bar{f}_j)^2 \right)^{1/2}} \quad \text{Ecuación 8.1}$$

Donde,

r_{ij} = Correlación entre los valores de las estaciones i y j.

r_{ik} = Valor del parámetro del periodo k de la estación i.

\bar{f}_i = Calor promedio del parámetro en la estación i.

Para realizar la extensión de la serie en el periodo 2000-2016, se emplearon las correlaciones obtenidas a partir de caudales diarios registrados y se determinó una ecuación de correlación para cada mes para las cuales se determinaron los mejores ajustes con curvas potenciales. El periodo empleado para determinar dichas correlaciones, comprende desde 1979 – 1995 en las estaciones Boca de Uracillo (Río Indio) y Los Cañones (Río Ciri Grande). En la Figura 8.1 se presenta la correlación lograda para el mes de abril, en el periodo mencionado anteriormente.

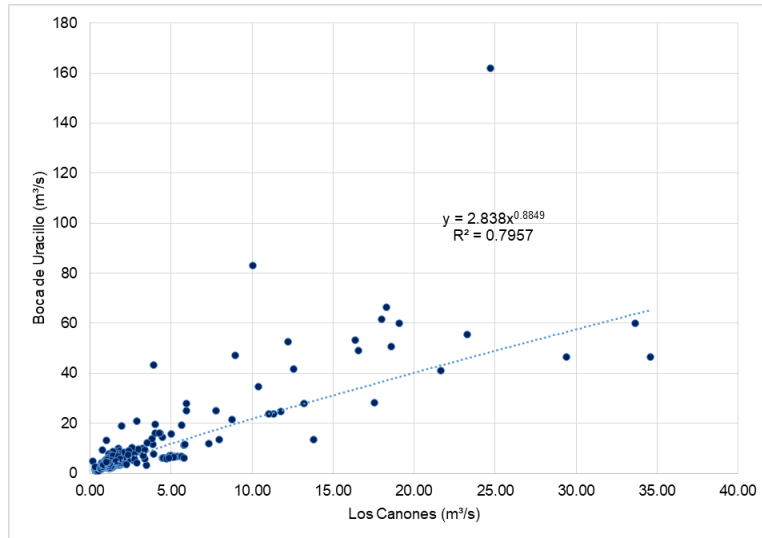


Figura 8.1 Correlación de caudales Diarios Boca de Uracillo - Los Cañones (Abril)

Para los meses restantes del año, en la Tabla 8.1 se presentan las ecuaciones de cada curva empleada en la complementación de los datos y sus coeficientes de correlación de donde las correlaciones entre las estaciones clasifican entre regulares y buenas, que permiten realizar una estimación aceptable de los datos diarios en la estación Boca de Uracillo.

Estos coeficientes se evaluaron a partir de la siguiente clasificación⁶, que establece la calidad de la información:

- 1) Perfecta $r = 1$
- 2) Excelente $0,9 \leq r < 1$
- 3) Buena $0,8 \leq r < 0,9$
- 4) Regular $0,5 \leq r < 0,8$
- 5) Mala $r < 0,5$.

⁶ Martínez B, Ciro. **Estadística Básica Aplicada**. Capítulo 9. Regresión y correlación. Cuarta Edición, Ecoe Ediciones, Bogotá, 2011



Tabla 8.1 Ecuaciones de correlación Boca de Uracillo vs Los Cañones

Mes	Ecuación ($y = a \cdot x^b$)		R2	R	Calidad
Enero	3.5692	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.7148	0.68	Buena
Febrero	3.1935	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.6626	0.78	Buena
Marzo	2.8665	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.6677	0.73	Buena
Abril	2.838	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.8849	0.80	Buena
Mayo	3.7895	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.7972	0.72	Buena
Junio	5.5469	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.6678	0.53	Regular
Julio	8.3105	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.5117	0.57	Regular
Agosto	6.2582	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.6451	0.69	Buena
Septiembre	8.3595	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.5285	0.42	Regular
Octubre	5.9001	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.6862	0.43	Regular
Noviembre	4.1868	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.807	0.58	Regular
Diciembre	2.7987	$Q \text{ (Los Cañones)}^{\wedge}$	0.9395	0.70	Buena

Con los registros complementados se estableció el régimen hidrológico para el periodo 2000 – 2016. Los caudales fueron determinados a escala diaria y posteriormente agregados a escala mensual. En la Figura 8.2 se presenta la variación de los caudales a nivel mensual, para el periodo complementado.

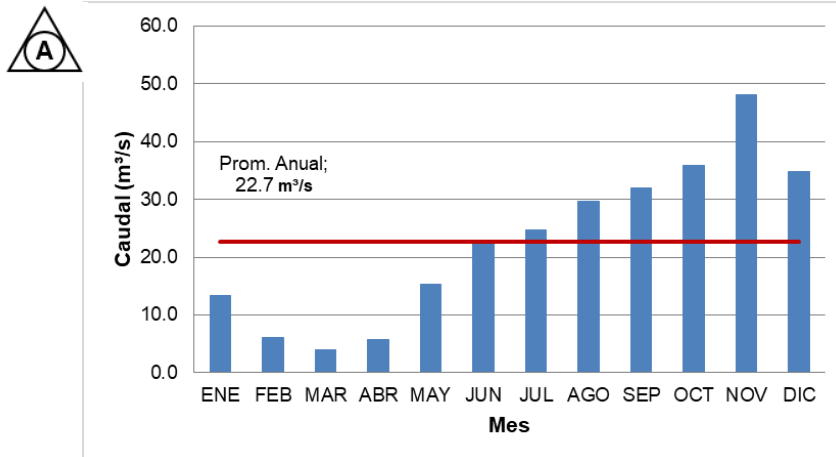


Figura 8.2 Caudales promedio Boca de Uracillo 2000 - 2016

8.1.2 Caudales en el sitio de presa

Los caudales en el sitio de presa fueron determinados empleando como método de transposición de caudales, el del rendimiento hídrico diario de la estación Boca de Uracillo dada la cercanía entre estos dos sitios. Por lo tanto los caudales fueron multiplicados por un factor de 1.044 que fue determinado a partir de las relaciones de área de drenaje entre la estación (365 km²) y el sitio de presa (381.1 km²) (MWH, 2003). En la Figura 8.3 se presenta la distribución temporal de los caudales medios en el sitio de presa de donde el caudal medio multianual es de 25.30 m³/s y el régimen hidrológico es monomodal con un periodo de caudales altos (superior al promedio) comprendido entre junio y diciembre y un periodo de caudales bajos (inferior al promedio) comprendido entre enero y mayo.

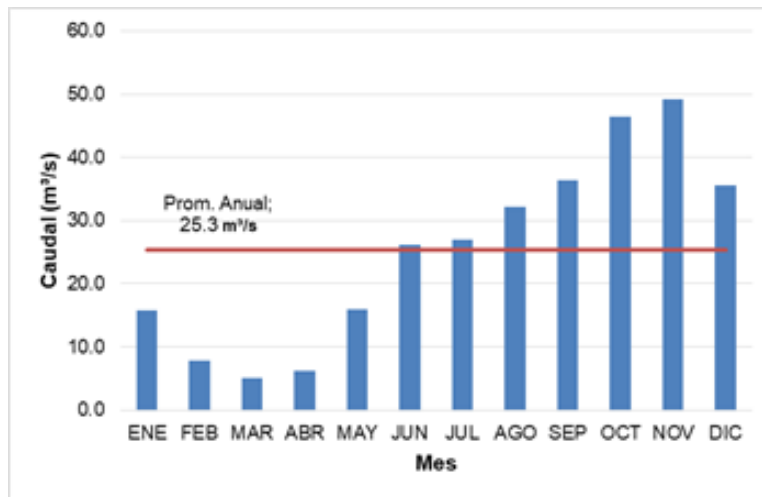


Figura 8.3 Caudales medios Sitio de Presa (1948-2016)

Respecto al anterior consultor, se evalúan las diferencias obtenidas en cuanto al caudal medio estimado para el periodo 1948 – 1999 en el Sitio de Presa y la serie extendida hasta el año 2016. En la Tabla 8.2 se presentan los porcentajes de variación respecto a ambas series de caudales en el Sitio de Presa, como se observa el porcentaje de variación anual es del 2.4% por debajo del valor promedio presentado anteriormente. Se observa un comportamiento marcado por la reducción de los caudales a nivel mensual exceptuando los meses de mayor precipitación, en donde se observa un ligero incremento en las magnitudes. A pesar de las variaciones observadas, éstas se consideran relativamente pequeñas y asociadas a la variabilidad climática propia del periodo complementado, por lo que las series extendidas se consideran adecuadas para el proceso de modelación.

Tabla 8.2 Porcentajes de variación respecto a la serie presentada para el periodo 1948 - 1999



INGETEC, 2017 Sitio de Presa (1948 - 2016)													
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Prom. Mes	15.84	7.83	5.12	6.19	15.87	26.14	26.97	32.11	36.32	46.39	49.27	35.51	25.30
Desv. Sta	10.19	3.76	2.30	5.10	7.11	11.69	12.43	13.56	10.72	12.92	16.17	20.27	5.87
Coef. Vari	0.64	0.48	0.45	0.82	0.45	0.45	0.46	0.42	0.30	0.28	0.33	0.57	0.23
MWH, 2003 Sitio de Presa (1948 - 1999)													
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Prom. Mes	16.49	8.30	5.41	6.23	15.83	26.91	27.34	32.49	37.27	49.33	48.94	35.23	25.81
Desv. Sta	10.91	4.13	2.52	5.48	7.21	13.04	14.05	14.91	11.99	13.15	16.38	20.06	6.28
Coef. Vari	0.66	0.50	0.47	0.88	0.46	0.48	0.51	0.46	0.32	0.27	0.33	0.57	0.24
PORCENTAJES DE VARIACIÓN													
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Prom. Mes	-3.9%	-5.6%	-5.5%	-0.6%	0.3%	-2.9%	-1.3%	-1.2%	-2.5%	-6.0%	0.7%	0.8%	-2.0%
Desv. Sta	-6.6%	-8.8%	-8.8%	-6.9%	-1.4%	-10.3%	-11.6%	-9.1%	-10.6%	-1.7%	-1.3%	1.0%	-6.5%
Coef. Vari	-2.8%	-3.4%	-3.5%	-6.3%	-1.6%	-7.7%	-10.4%	-8.0%	-8.2%	4.5%	-1.9%	0.2%	-4.6%

Curva de duración de caudales

A partir de los caudales estimados hasta diciembre de 2016, se determinó la curva de duración de caudales para el periodo 1948 - 2016. Los caudales analizados corresponden a los caudales complementados en la estación Boca de Uracillo y transportados al sitio de presa mediante el factor de área. En el Anexo 2 se presentan las series de caudales para el Sitio de Presa y la estación.

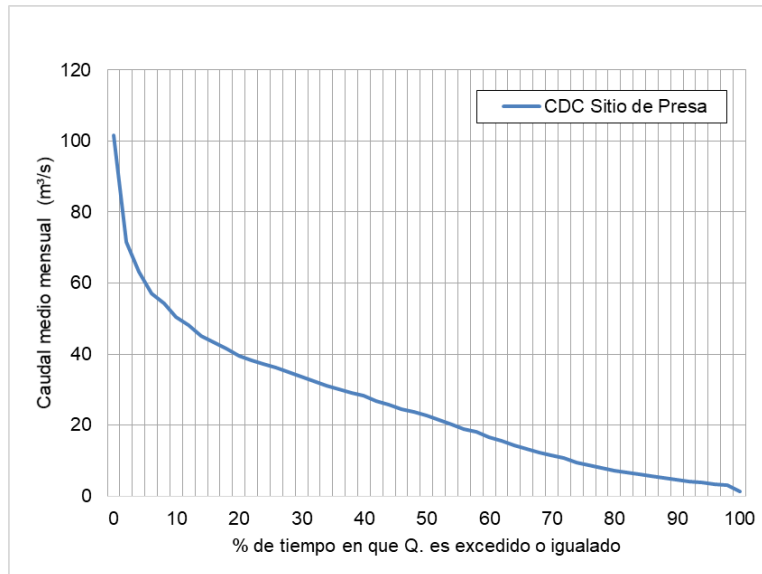


Figura 8.4 Curva de duración de caudales en el sitio de presa (1948 -2016)

Variación anual

La curva de variabilidad anual de los caudales en el sitio de presa se construyó una vez transportados los caudales en la estación Río Indio - Boca de Uracillo. En la Figura 8.5 muestra una tendencia decreciente para los caudales a partir del año 1948 hasta el periodo de análisis actual.

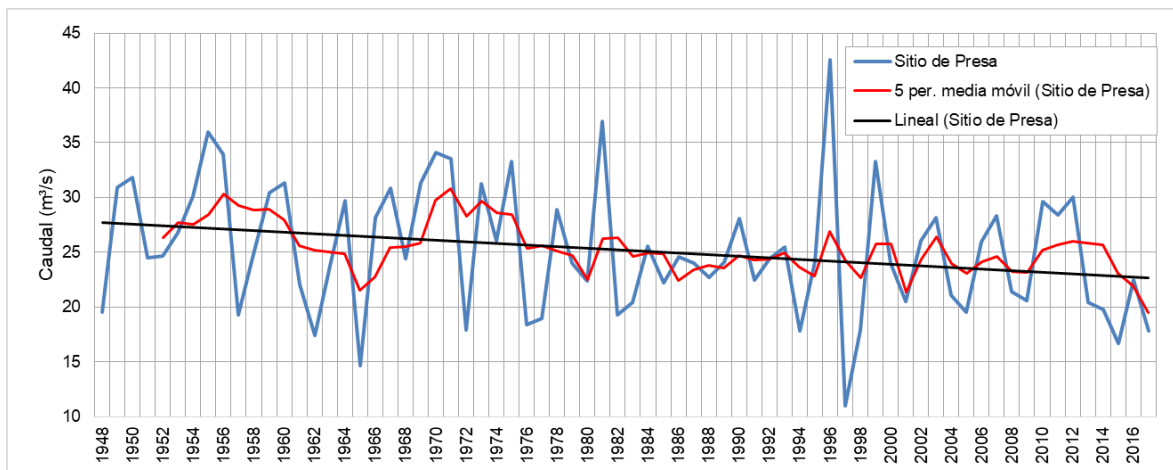


Figura 8.5 Variación anual caudales en el sitio de presa – Río Indio



8.1.3 Lago Gatún

La estimación de caudales afluentes para el Lago Gatún y el Lago Alhajuela se basó en la información suministrada correspondiente a los registros de caudales medios mensuales y diarios registrados en las 6 estaciones de monitoreo sobre la cuenca del canal de Panamá. El análisis realizado para la cuenca del Lago Gatún corresponde al área intermedia aguas abajo del lago Alhajuela y el espejo de agua del Lago Gatún. Tres de estas se encuentran sobre 3 cauces afluentes del Lago Alhajuela y las otras tres, sobre 3 cauces afluentes del Lago Gatún. Para estos ríos, se analizaron los registros históricos para el periodo 1948 – 2014 a nivel mensual y se complementó el periodo 2015-2016 a partir de los datos diarios suministrados posteriormente.



8.1.3.1 Cuenca Instrumentada

Como se mencionó en el numeral 5.1.2.2, la cuenca del Lago Gatún se encuentra monitoreada en los afluentes Gatún, Trinidad y Ciri Grande. Para estos ríos, se analizaron los registros históricos para el periodo 1948 – 2016. De acuerdo con el anuario hidrológico ACP (2016), el porcentaje de cuenca afluente al lago Gatún que se encuentra instrumentada equivale a un 26%, lo anterior de acuerdo con la información presenta en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3 Áreas de cuencas instrumentadas - afluentes Lago Gatún

Río	Área (km ²)
Río Gatún	119
Río Trinidad	1741
Río Ciri Grande	192
Espejo de agua	425
Área total cuenca río Gatún	2312

Fuente: ACP, 2016



Río Gatún

Tabla 8.4 Caudales promedio río Gatún – Estación Ciento (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	4.77	2.42	1.59	2.13	4.10	5.43	6.41	7.53	7.40	10.55	15.38	11.68
Desv. Sta	2.88	0.96	0.73	2.05	2.55	2.52	2.64	2.97	2.11	3.60	5.49	8.44
Coef. Var	0.60	0.40	0.46	0.96	0.62	0.46	0.41	0.39	0.28	0.34	0.36	0.72

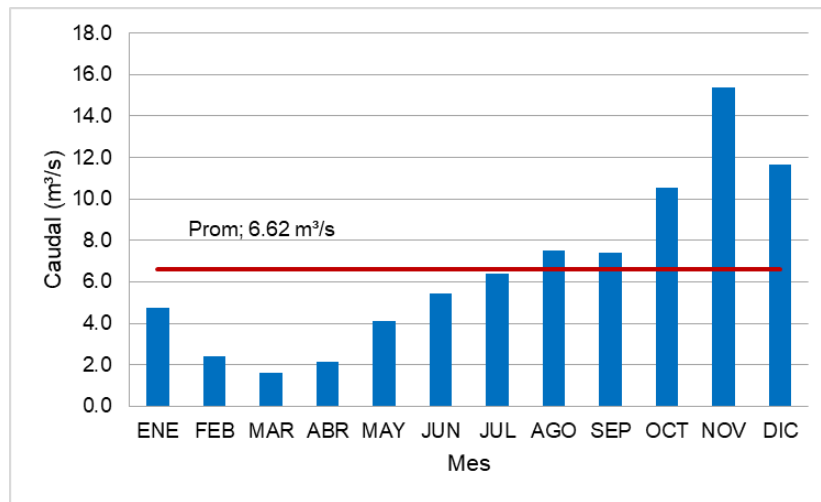


Figura 8.6 Régimen de caudales Río Gatún – Estación Ciento



Río Trinidad

Tabla 8.5 Caudales promedio Río Trinidad - Estación El Chorro (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	4.22	2.16	1.35	1.53	4.06	6.14	6.34	8.14	10.09	13.00	13.90	9.36
Desv. Sta	2.41	0.80	0.57	1.26	2.28	2.75	3.11	3.48	3.35	3.76	5.30	5.38
Coef. Var	0.57	0.37	0.42	0.82	0.56	0.45	0.49	0.43	0.33	0.29	0.38	0.57

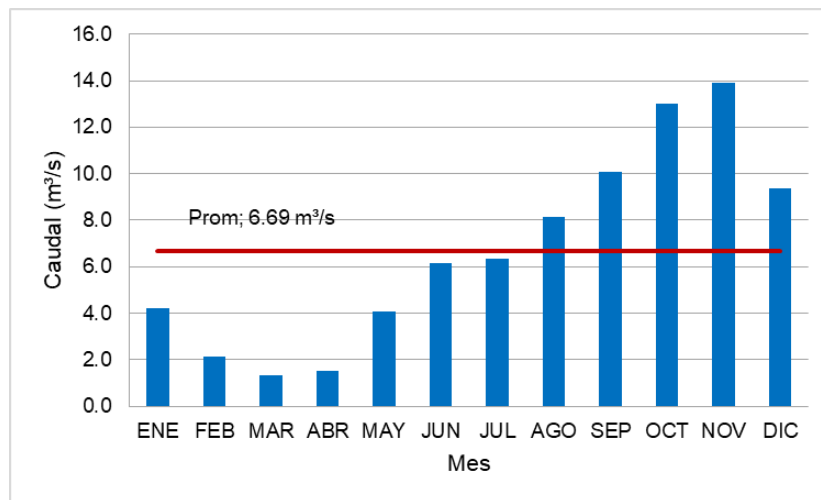


Figura 8.7 Régimen de caudales Río Trinidad - Estación El Chorro



Río Ciri Grande

Tabla 8.6 Caudales promedio Río Ciri Grande - Estación Los Cañones (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	6.17	2.85	1.86	2.28	5.90	9.45	9.14	11.82	14.09	17.55	18.74	13.25
Desv. Sta	4.03	1.38	1.03	2.26	3.25	4.06	3.66	4.77	4.26	4.98	7.08	7.64
Coef. Var	0.65	0.48	0.55	0.99	0.55	0.43	0.40	0.40	0.30	0.28	0.38	0.58

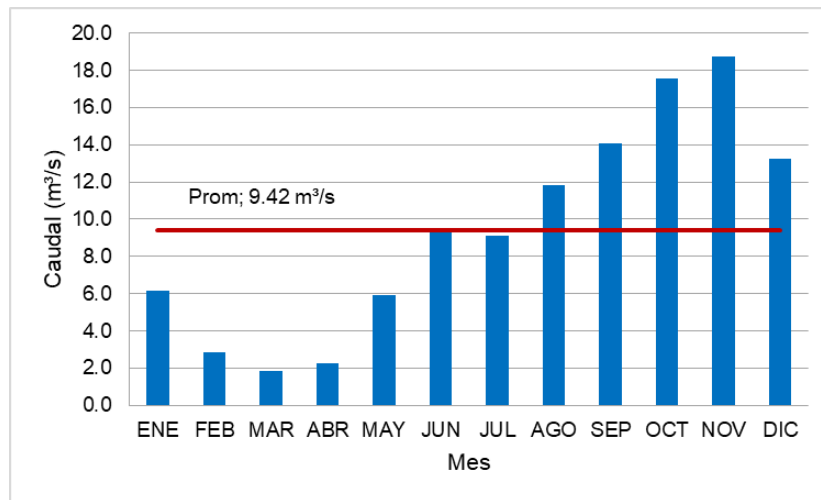


Figura 8.8 Régimen de caudales Río Ciri Grande - Estación Los Cañones



8.1.3.2 Cuenca no instrumentada

Algunos cauces que drenan al lago Gatún y Alhajuela no se encuentran monitoreados con estaciones de caudales que permitan determinar de forma directa sus caudales totales afluentes. Por lo tanto, para estimar las afluencias en las áreas no instrumentadas de cada lago se utilizaron metodologías indirectas como es la de trasposición de registros que contempla la variación espacial y temporal de la precipitación, los registros de las estaciones de caudal y las áreas de drenaje aferentes a cada sitio de interés.

Teniendo en cuenta que el porcentaje de cuenca no instrumentado equivale al 74% de la cuenca que drena al Lago Gatún, para la construcción de la serie de caudales de entrada al lago se emplearon las series mensuales de caudal, y series mensuales de precipitación y evaporación presentadas en el Capítulo 5.1.2. El periodo para el cual se construyó la serie de tiempo corresponde a los años 1948-2016, teniendo en cuenta el periodo común de registros históricos disponibles de caudales, precipitación y evaporación sobre los sitios de interés.

El procedimiento para obtener las series representativas de caudales medios está basado en el cálculo del rendimiento anual a partir de los registros de precipitación en la cuenca aferente a las estaciones fluviométricas localizadas en el área de estudio y los registros de caudal utilizando relaciones área – precipitación – caudal de la forma:

$$Q_X = \frac{P_X \times A_X}{P_E \times A_E} \times Q_E$$

Ecuación 8.2

Donde:

P_x : Precipitación media en la cuenca hasta el sitio de interés (mm). Con los registros de precipitación reportado por ETESA en su portal web y ajustados al periodo 1945 - 2015, Tabla 8.7, se generó el mapa de isoyetas que es presentado en la Figura 8.9.

Tabla 8.7 Precipitación total anual por estación

Estación	X	Y	Promedio Anual (mm)
Ciri Grande	-80,051	8,786	2465
Chorro	-79,990	8,976	2162
Canones	-80,063	8,949	2528
Humedad	-80,039	9,048	2158
Raíces	-79,988	9,092	2022
Cano	-79,823	9,076	2107
Guacha	-79,939	9,177	2166
Barro Colorado	-79,836	9,165	2459
Gatun Rain ZC	-79,921	9,268	2760
Gatun West	-79,929	9,263	3066
Monte Lirio	-79,853	9,241	2632
Cristobal	-79,900	9,350	2653
Coco Solo	-79,883	9,367	3112
Limon Bay	-79,915	9,356	3821
Ciento	-79,728	9,298	3101
Santa Rosa	-79,654	9,186	2484
Gamboa	-79,694	9,112	2147
Pedro Miguel	-79,617	9,023	2026
Hodges Hill	-79,651	9,044	2095
Empire Hill	-79,681	9,058	2020
Alhajuela	-79,621	9,206	2346
Salamanca	-79,583	9,304	2244
Agua Clara	-79,706	9,364	3701
Chico	-79,510	9,264	2503
Escanadaloa	-79,578	9,424	3437
Peluca	-79,561	9,380	2868
Río Piedras (2)	-79,398	9,282	2724
Candelaria	-79,516	9,383	3083
San Miguel	-79,504	9,420	3745
Dos Bocas	-79,431	9,453	5557
Esperanza	-79,352	9,410	5076
Chamon	-79,318	9,342	4139
Vistamares	-79,401	9,234	3520
Cerro Cama	-79,91	9,03	2794

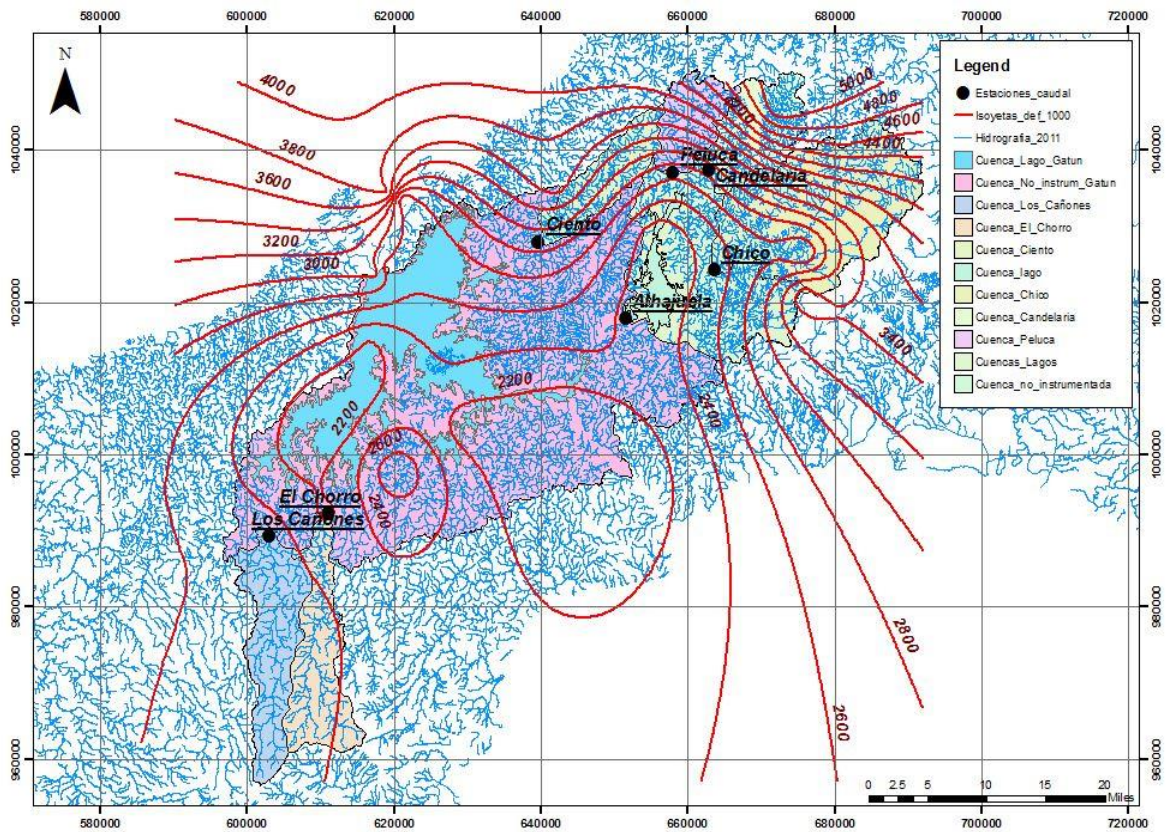


Figura 8.9 Distribución espacial de la precipitación.

A_X : Área de la cuenca no instrumentada, en km^2

Q_X : Caudal medio de la cuenca no instrumentada, en m^3/s .

P_E : Precipitación media en la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia (mm) que se determinó con el mapa de isoyetas presentando en la Figura 8.9.

A_E : Área de la cuenca hasta la estación fluviométrica de referencia, en km^2 . Las áreas utilizadas corresponden a las reportadas por la ACP en los anuarios hidrológicos.

Q_E : Caudal medio hasta la estación fluviométrica de referencia (m^3/s) en cada una de las cuencas que comprenden la zona de estudio.

Utilizando la metodología descrita se determinaron los parámetros para realizar la trasposición de registros de la cuenca instrumentada a la no instrumentada. Como resultado de este análisis se concluyó que la precipitación en la cuenca aferente a la estación Río Trinidad – El Chorro es similar a la de cuenca no instrumentada con una diferencia del 1% por lo tanto la trasposición de registros se realizó desde la estación con un factor de 8.33.

Tabla 8.8 Estimación del factor de transposición

Cuenca	Area (km ²)	P (mm)	Relación A1P1/A2P2
Río Ciri Grande - Cañones	192.0	2466.3	
Río Trinidad - Chorro	171.0	2406.0	
Río Gatún - Ciento	119.0	3314.6	
Instrumentada	482.0	2654.3	
Lago Gatún	425.0	2414.1	
No instrumentada total	1830.0	2433.0	3.48
No instrumentada	1405.0	2438.7	2.678
No instrumentada desde Chorro	1405.0	2438.7	8.33

8.1.3.3 Balance precipitación – evaporación en el embalse

Precipitación

Con base en la información registrada por las estaciones presentadas en la Tabla 5.5 se estableció el régimen de precipitación sobre cada uno de los cuerpos de agua y se determinaron los parámetros estadísticos para el periodo de registro disponible que está comprendido entre 1940 y agosto de 2016. Los resultados se presentan a continuación en la Tabla 8.9. En la Figura 8.10 se observa el comportamiento de la precipitación promedio sobre el Lago Gatún.

Tabla 8.9 Precipitación mensual promedio sobre Lago Gatún (mm)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Prom	70.6	31.5	35.5	103.9	266.5	242.2	250.8	278.4	251.8	328.6	384.3	237.3	2481.5
Desv. Sta	69.3	24.8	30.0	73.9	80.7	67.4	68.2	64.4	64.5	87.1	149.3	176.1	381.3
Coef. Var	1.0	0.8	0.8	0.7	0.3	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.4	0.7	0.2

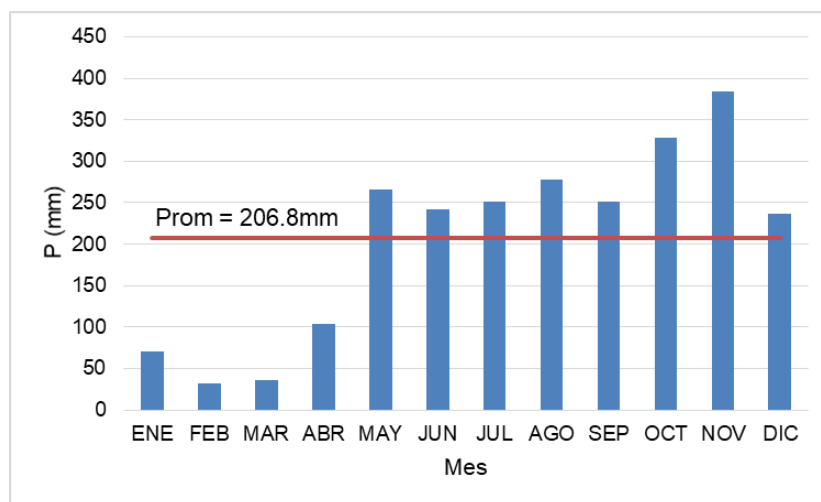


Figura 8.10 Régimen de precipitación sobre Lago Gatún (1940-2016)

El régimen de precipitación en el área tiene un comportamiento monomodal con un periodo húmedo en los meses de mayo-diciembre, siendo noviembre el mes con los mayores registros medios mensuales y febrero el mes con menor precipitación promedio registrada (31.5 mm). Se observa que sobre el área llueve mensualmente 206.8 mm en promedio, para un total de anual de 2,481.5 mm.

Evaporación

La evaporación sobre el espejo de agua de cada sistema fue determinada a partir de las estaciones cercanas al sector del Canal de Panamá. De acuerdo con las series mensuales suministradas, se determinó la evaporación promedio para el periodo de información disponible comprendido entre 1940 y agosto de 2016 sobre el sistema. Los resultados muestran un comportamiento monomodal, siendo marzo el mes con mayores valores de evaporación y noviembre con los menores. El comportamiento promedio anual de esta variable se presenta en la Figura 8.11. Los parámetros estadísticos se presentan en la Tabla 8.10.

Tabla 8.10 Evaporación promedio sobre el espejo de agua Lago Gatún (mm)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Prom	118.3	123.4	143.8	127.9	98.0	83.4	81.9	82.9	84.0	84.6	76.3	91.6	1196.3
Desv. Sta	20.7	19.3	20.7	25.5	17.5	15.6	16.2	13.0	14.6	16.4	17.3	22.1	166.7
Coef. Var	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

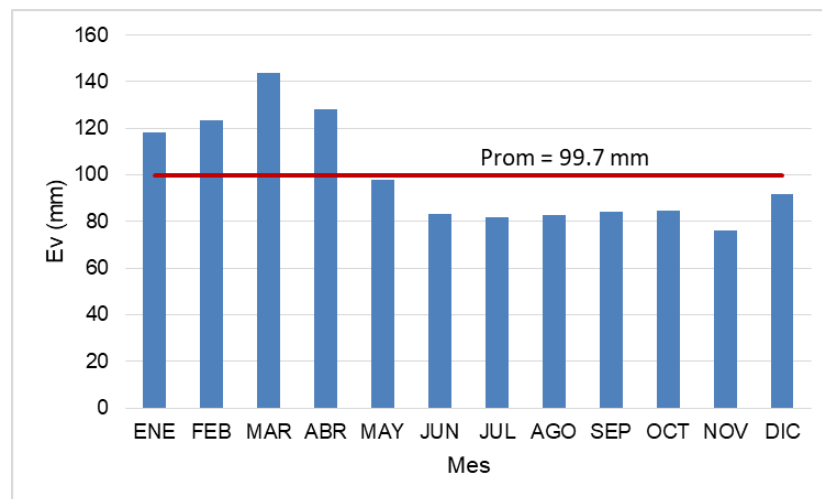


Figura 8.11 Evaporación promedio Lago Gatún

De acuerdo con esto, para el periodo analizado, se tiene que anualmente se evaporan del espejo de agua en promedio 1,196.3 mm del Lago Gatún.



8.1.3.4 Caudales totales

Para el Lago Gatún fueron agregados los caudales de los ríos Gatún (en estación Ciento), Trinidad (en estación El Chorro) y Ciri Grande (en estación Los Cañones) y los caudales diarios para el 74% del área de la cuenca restante. Los resultados obtenidos se presentan a continuación en las Tabla 8.11.

Tabla 8.11 Caudales promedio de entrada al Lago Gatún (m^3/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	61.1	30.5	21.4	36.0	89.0	111.1	113.6	137.6	155.4	199.0	225.7	147.3
Desv. Sta	37.4	12.2	10.0	24.9	33.4	38.8	41.0	42.4	38.6	46.1	76.3	87.2
Coef. Var	0.6	0.4	0.5	0.7	0.4	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2	0.3	0.6

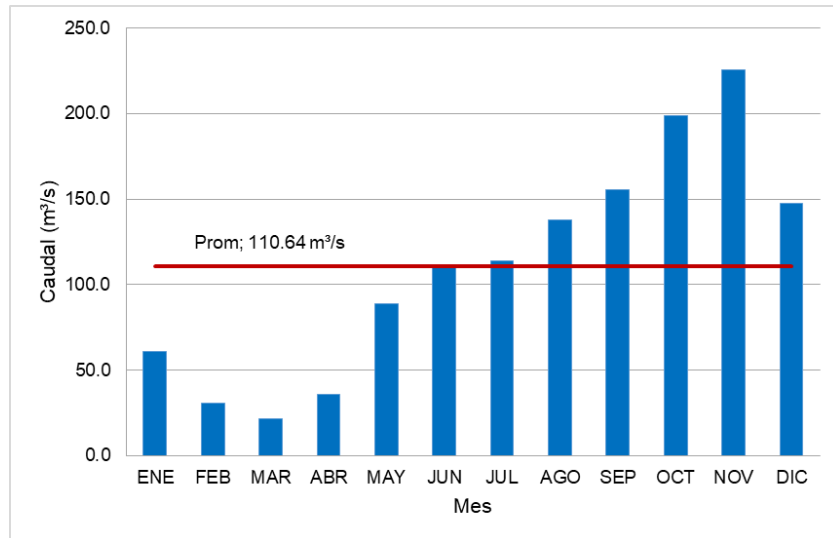


Figura 8.12 Caudales promedio de entrada al Lago Gatún (1948 - 2016)

Curva de duración de caudales

A partir de los caudales estimados para el periodo 1948 - 2016, se determinó la curva de duración de caudales de las afluentes totales al lago Gatún (véase Figura 8.13). Los valores analizados corresponden a la escorrentía aportante de toda la cuenca aferente al lago considerando los valores de precipitación sobre el espejo de agua.

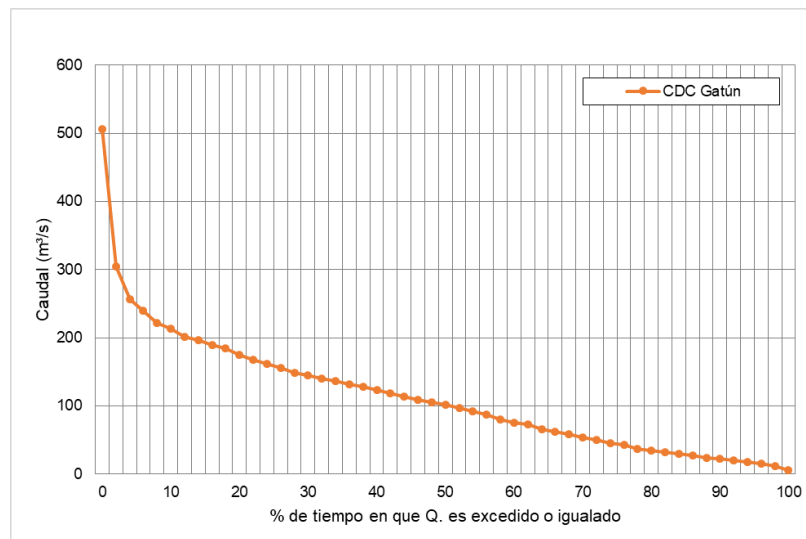


Figura 8.13 Curva de duración de caudales Lago Gatún

Variación anual

Adicionalmente, se construyó la curva de variabilidad anual de los caudales afluentes al sistema. En la Figura 8.14 se observa una tendencia decreciente para los caudales del Lago Gatún.

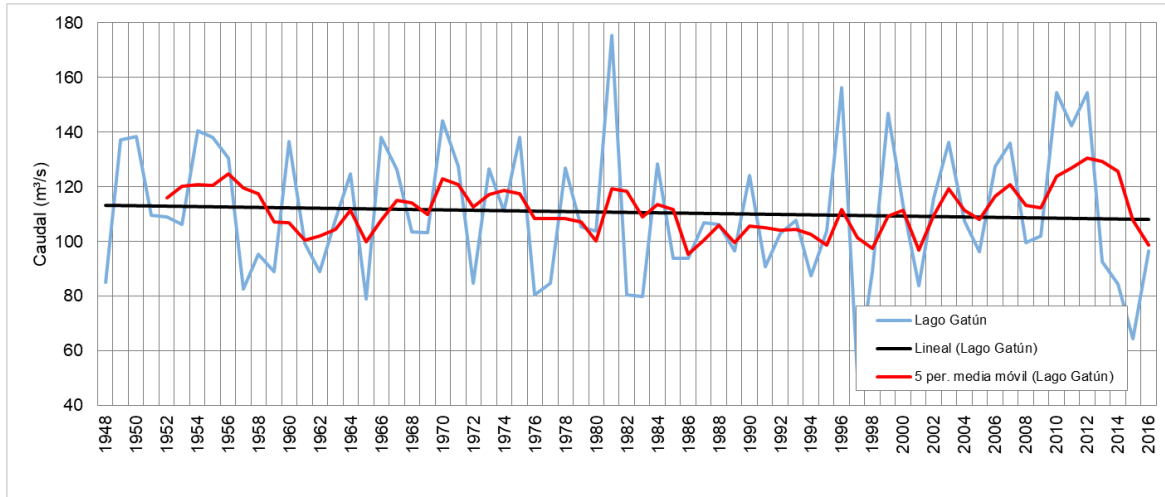


Figura 8.14 Variación anual de caudales de entrada al Lago Gatún



8.1.4 Lago Alhajuela

8.1.4.1 Cuenca Instrumentada

La cuenca del Lago Alhajuela se encuentra monitoreada en los afluentes Chagres, Pequeni y Boqueron. Para estos ríos, se analizaron los registros históricos para el periodo 1977 – 2016. De acuerdo con la información presentada en el Anuario Hidrológico de la ACP para el año 2016, el porcentaje de cuenca afluente al lago Alhajuela que se encuentra instrumentada equivale a un 65%, lo anterior de acuerdo con la información presentada en la Tabla 8.12.

Tabla 8.12 Áreas de cuencas instrumentadas - afluentes Lago Alhajuela

Río	Área (km ²)
Río Chagres	407
Río Pequeni	145
Río Ciri Grande	91
Espejo de Agua	41
Área total cuenca río Gatún	1026

Fuente: ETESA, 2017



Río Boquerón

Tabla 8.13 Caudales promedio Río Boquerón - Estación Peluca (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	5.49	2.70	2.05	4.15	8.09	8.22	9.42	9.31	7.49	7.70	13.46	13.03
Desv. Sta	4.68	1.67	1.13	4.20	4.08	3.34	3.85	3.45	2.42	2.44	6.13	9.53
Coef. Var	0.85	0.62	0.55	1.01	0.50	0.41	0.41	0.37	0.32	0.32	0.46	0.73

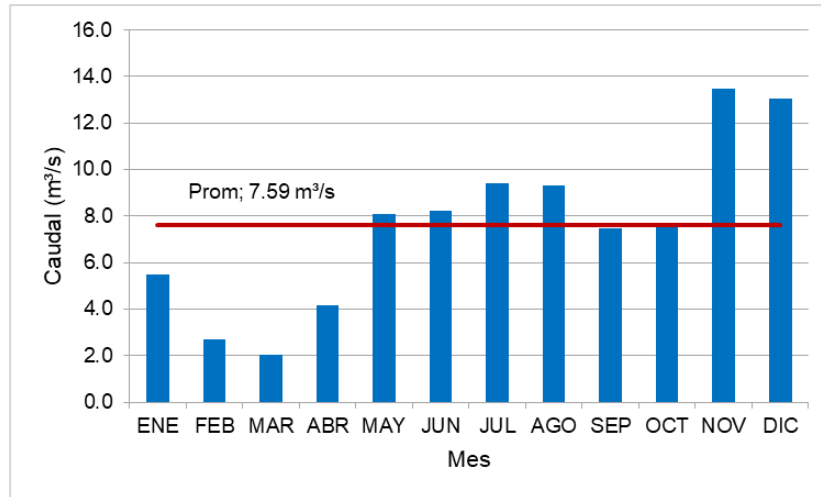


Figura 8.15 Régimen de caudales Río Boquerón - Estación Peluca



Río Pequeni

Tabla 8.14 Caudales promedio Río Pequeni – Estación Candelaria (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	10.40	5.56	4.36	7.73	14.72	14.70	16.56	16.92	14.69	15.00	22.30	22.00
Desv. Sta	7.41	2.72	2.07	7.12	6.01	4.22	5.59	4.90	3.67	3.70	8.94	15.37
Coef. Var	0.71	0.49	0.47	0.92	0.41	0.29	0.34	0.29	0.25	0.25	0.40	0.70

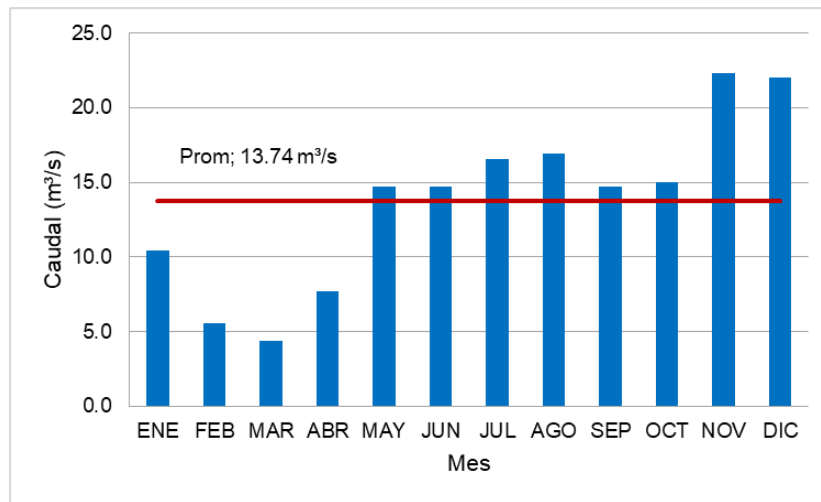


Figura 8.16 Régimen de caudales Río Pequeni – Estación Candelaria



Río Chagres

Tabla 8.15 Caudales promedio Río Chagres – Estación Chico (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	26.32	15.08	11.72	16.67	28.78	29.78	32.21	35.22	33.56	38.64	53.93	49.88
Desv. Sta	16.20	7.49	5.52	13.40	11.28	9.39	11.59	11.58	6.90	8.96	21.80	33.62
Coef. Var	0.62	0.50	0.47	0.80	0.39	0.32	0.36	0.33	0.21	0.23	0.40	0.67

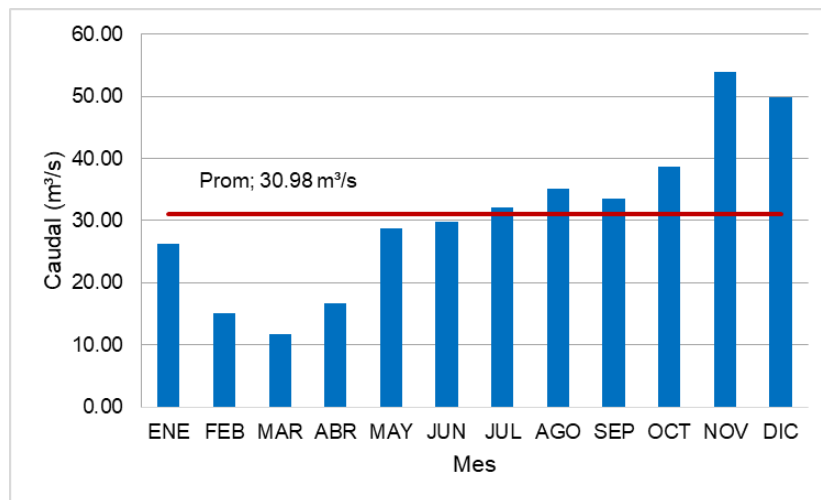


Figura 8.17 Régimen caudales Río Chagres - Estación Chico

8.1.4.2 Cuenca no instrumentada

Al igual que para la cuenca del Lago Gatún, el 35% de cuenca no instrumentada afluente del Lago Alhajuela, fue caracterizada siguiendo la misma metodología de transposición de caudales aplicada para el Lago Gatún. En este caso, se emplearon como caudales base, los caudales agregados de los tres afluentes que se encuentran monitoreados, estos son: Río Boquerón (estación Peluca), Río Pequeni (estación Candelaria), Río Chagres (estación Chico). El periodo para el cual fueron determinados los caudales diarios totales corresponde a 1948 – 2016, teniendo en cuenta el periodo común de registros históricos disponibles de caudales, precipitación y evaporación sobre los sitios de interés.

Con la metodología descrita en el numeral 8.1.3.2 se determinó que los caudales en la cuenca no instrumentada se pueden estimar con un factor de 0.38 de la sumatoria de los caudales registrados en las tres estaciones localizadas en su cuenca aferente.

Cuenca	Area (km ²)	P (mm)	Factor A/P
Río Pequeni - Candelaria	145.0	4269.0	
Río Chagres - Chico	407.0	3502.7	
Río Boqueron - Peluca	90.6	3776.0	
Instrumentada	642.6	3714.1	
Lago	41.0	2416.1	
No instrumentada total	383.4	2625.1	0.42
No instrumentada	342.4	2650.1	0.38

8.1.4.3 Balance precipitación – evaporación en el embalse*Precipitación*

Con base en la información registrada por las estaciones presentadas en la Tabla 5.5 para el Lago Alhajuela, se estableció el régimen de precipitación sobre cada uno de los cuerpos de agua y se determinaron los parámetros estadísticos para el periodo de registro disponible para este estudio que está comprendido entre 1940 y agosto 2016. Los resultados se presentan a continuación en la Tabla 8.16. En la Figura 8.18 se observa el comportamiento de la precipitación promedio sobre el Lago Alhajuela.

Tabla 8.16 Precipitación promedio sobre Lago Alhajuela (mm)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Prom	100.5	58.1	58.7	171.6	325.9	334.4	333.6	344.3	299.6	355.8	406.1	304.7	3093.5
Desv. Sta	94.0	45.0	44.5	129.9	94.5	92.2	104.5	83.0	68.3	97.1	159.5	228.0	517.7
Coef. Var	0.9	0.8	0.8	0.8	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4	0.7	0.2

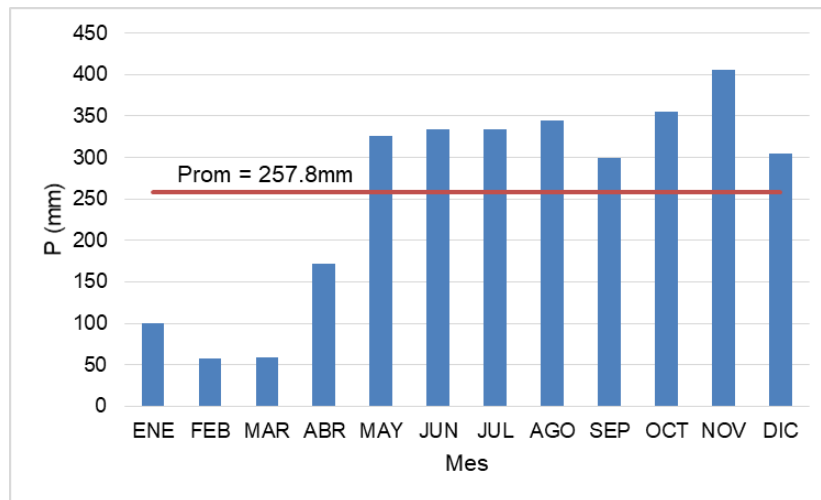


Figura 8.18 Régimen de precipitación sobre Lago Alhajuela

El régimen de precipitación en el área tiene un comportamiento monomodal con un periodo húmedo en los meses de mayo-diciembre, siendo noviembre el mes con los mayores registros medios mensuales y febrero el mes con menor precipitación promedio registrada (58.1 mm). Se observa que sobre el área llueve mensualmente 257.8 mm en promedio sobre el área del Lago Alhajuela para un total de anual de 3,093.5 mm.

Evaporación

De acuerdo con las series mensuales suministradas, se determinó la evaporación promedio para el periodo de información disponible comprendido entre 1940 y agosto 2016 sobre el Lago Alhajuela. Los resultados muestran un comportamiento monomodal, siendo marzo el mes con mayores valores de evaporación y noviembre con los menores. El comportamiento promedio anual de esta variable se presenta en la Figura 8.11. Los parámetros estadísticos se presentan en la Tabla 8.17.

Tabla 8.17 Evaporación promedio sobre el espejo de agua Lago Alhajuela (mm)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Prom	143.4	148.4	169.8	152.2	106.0	84.0	89.6	89.0	86.3	85.4	82.3	109.8	1346.2
Desv. Sta	21.2	17.1	20.7	24.9	18.1	13.3	18.8	14.9	15.1	14.2	14.1	20.6	125.2
Coef. Var	0.148	0.115	0.122	0.163	0.171	0.159	0.210	0.168	0.174	0.167	0.172	0.187	0.093

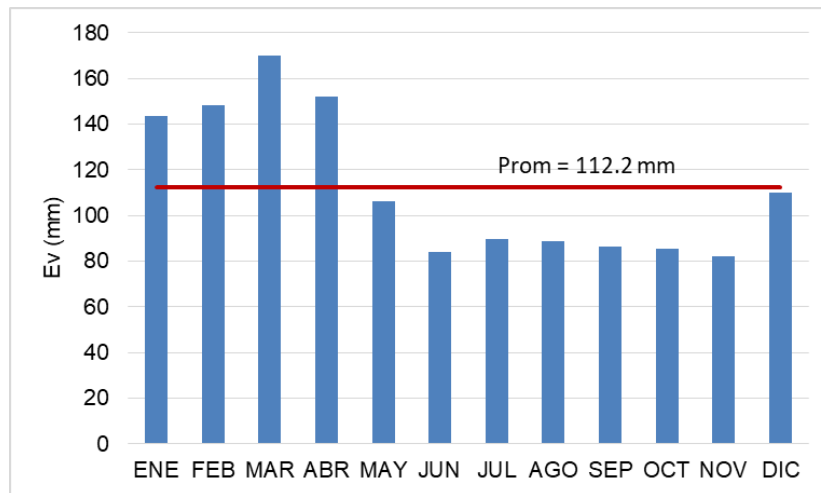


Figura 8.19 Evaporación promedio Lago Alhajuela

De acuerdo con esto, para el periodo analizado, se tiene que anualmente se evaporan del espejo de agua en promedio 1,346.2 mm del Lago Alhajuela.



8.1.4.4 Caudales totales

Para el Lago Alhajuela fueron agregados los caudales de los Ríos Boquerón (en estación Peluca), Pequini (en estación Candelaria) y Chagres (en estación Chico) y los caudales diarios para el 35% del área de la cuenca restante. Los resultados obtenidos se presentan a continuación en las Tabla 8.18.

Tabla 8.18 Caudales promedio de entrada al Lago Alhajuela (m³/s)

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Prom	59.9	33.2	25.9	42.2	76.1	77.9	85.3	89.8	81.5	89.9	130.3	121.7
Desv. Sta	39.0	16.4	12.0	35.2	29.0	22.6	28.2	25.8	15.3	19.8	51.1	83.0
Coef. Var	0.7	0.5	0.5	0.8	0.4	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.4	0.7

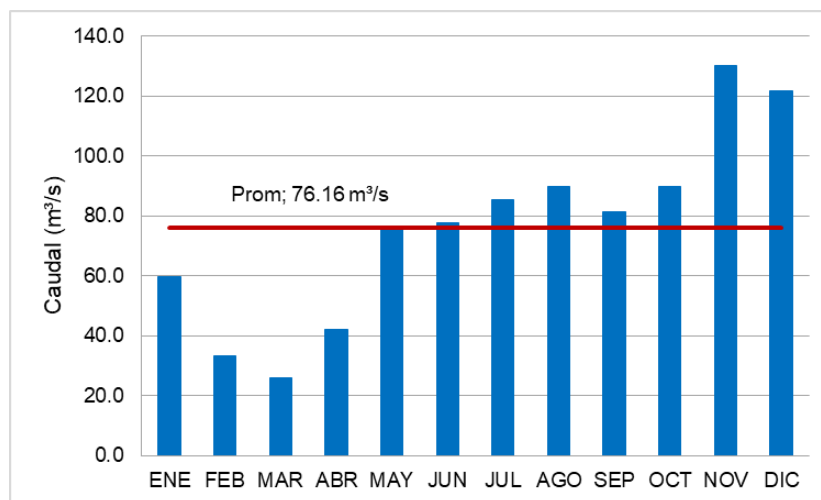


Figura 8.20 Caudales promedio de entrada al Lago Alhajuela

Curva de duración de caudales

A partir de los caudales estimados para el periodo 1948 - 2016, se determinó la curva de duración de caudales de las afluentes totales al lago Alhajuela (véase Figura 8.21). Los valores analizados corresponden a la escorrentía aportante de toda la cuenca aferente al lago considerando los valores de precipitación sobre el espejo de agua.

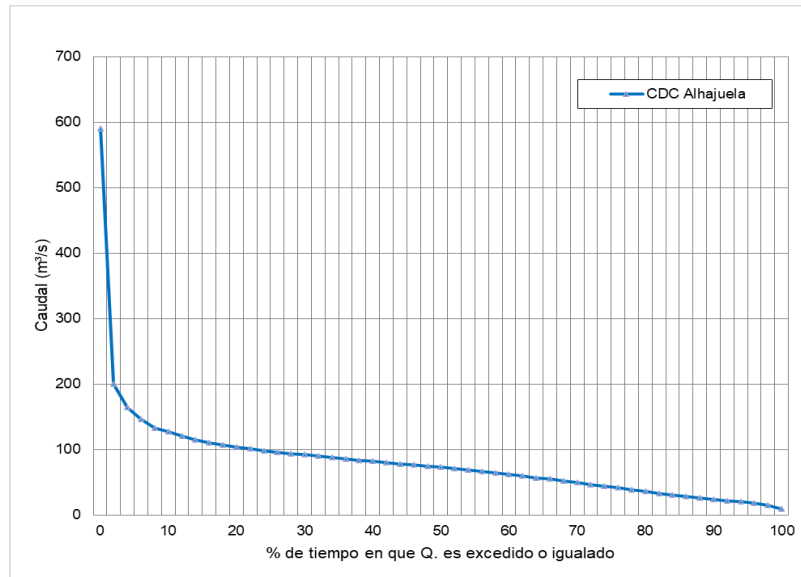


Figura 8.21 Curva de duración de caudales Lago Alhajuela

Variación anual

Adicionalmente, se construyó la curva de variabilidad anual de los caudales afluentes al sistema. En la Figura 8.22 se observa una tendencia decreciente para los caudales del Lago Alhajuela.

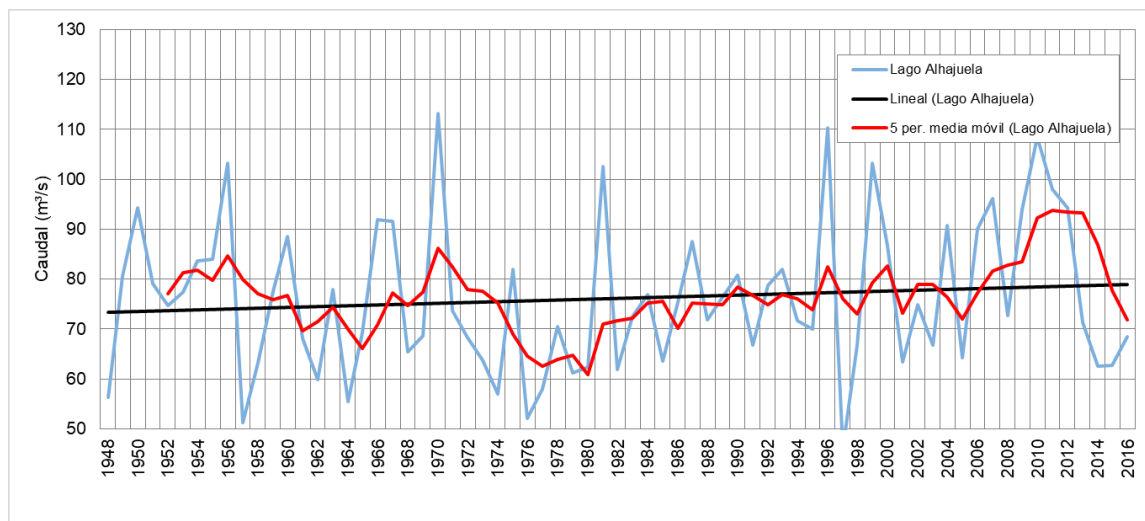


Figura 8.22 Variación anual de caudales de entrada al Lago Alhajuela

8.2 CAUDALES MÁXIMOS



En el sitio de proyecto, localizado aguas abajo del sitio de operación de la estación Boca de Uracillo aproximadamente 5 km, existen registros de caudales máximos instantáneos o caudales pico de las crecientes hasta el año 1999. Esta estación es de tipo limnigráfica o registro continuo.

Con el fin de complementar la caracterización de las crecientes contemplando el periodo 2000 – 2016 (2017 no fue contemplado dado que no se tienen los registros de octubre a diciembre que corresponde a época de crecientes) se utilizó una metodología indirecta basada en determinar la relación existente entre el caudal máximo instantáneo y el caudal máximo promedio diario. Esta relación se puede determinar mediante formulaciones regionales presentadas por Ven Te Chow y Fuhrleir que se basan en mediciones realizadas en diferentes cuencas instrumentadas. Con el fin de tener el comportamiento propio de la cuenca de río Indio se determinó esta relación con los registros de caudales máximos instantáneos anuales y de caudales máximos anuales promedios diarios. El desarrollo de la metodología propuesta se presenta a continuación.



8.2.1 Determinación de la relación entre el caudal máximo instantáneo y caudal máximo diario en Río Indio

A partir de las series de caudales máximos instantáneos en la estación Boca de Uracillo se realizó el ajuste estadístico de los registros disponibles los cuales comprenden el periodo 1979 – 1996.

Se realizaron ajustes estadísticos empleando las funciones de distribución Normal, Gumbel, Pearson, Log-Pearson, Log-Normal y EV3; evaluando sus respectivos ajustes mediante la prueba de Chi-Cuadrado. Los ajustes obtenidos se compararon numérica y gráficamente determinando que las distribuciones que mejor se ajustan a los datos registrados en la estación corresponden a las distribuciones Log-Pearson, Pearson y EV3 con valores de χ^2 de 62.2, 60.3 y 60.9 respectivamente. La bondad de ajuste de estas pruebas también es observable en la Figura 8.23, no obstante la distribución EV3 presenta valores de caudales más altos en comparación con las otras dos distribuciones (Log-Pearson, Pearson). Para la definición de la distribución, se siguen las recomendaciones presentadas por Ven Te Chow (1994) y Monsalve (1999), este último recomienda el uso de distribuciones Gumbel, Log-Gumbel, Pearson y Log-Pearson cuando se tratan de estimar valores extremos de caudales.

Adicionalmente, Ven Te Chow (1994) sugiere el uso de distribuciones de Valores Extremos (EV) para la estimación de máximos asociados a distintos periodos de retorno, pues estudios anteriores han demostrado la convergencia a las distribuciones de este tipo cuyas propiedades fueron descritas por Gumbel.

De acuerdo con lo anterior, y como se observa en la Figura 8.23, a pesar de que la curva de la distribución Log-Normal y Normal son más cercanas a uno de los puntos de ploteo mas grandes registrados, se prefiere el uso de la distribución EV3 teniendo en cuenta las recomendaciones expresadas por la literatura.

Con la función de probabilidad EV3 que corresponde a una función de valores extremos y de acuerdo con MWH fue seleccionada por presentar los mayores valores de caudales, se determinaron los caudales máximos en la estación Boca de Uracillo para diferentes periodos de retorno que son presentados en la Figura 8.23 y en la Tabla 8.19.

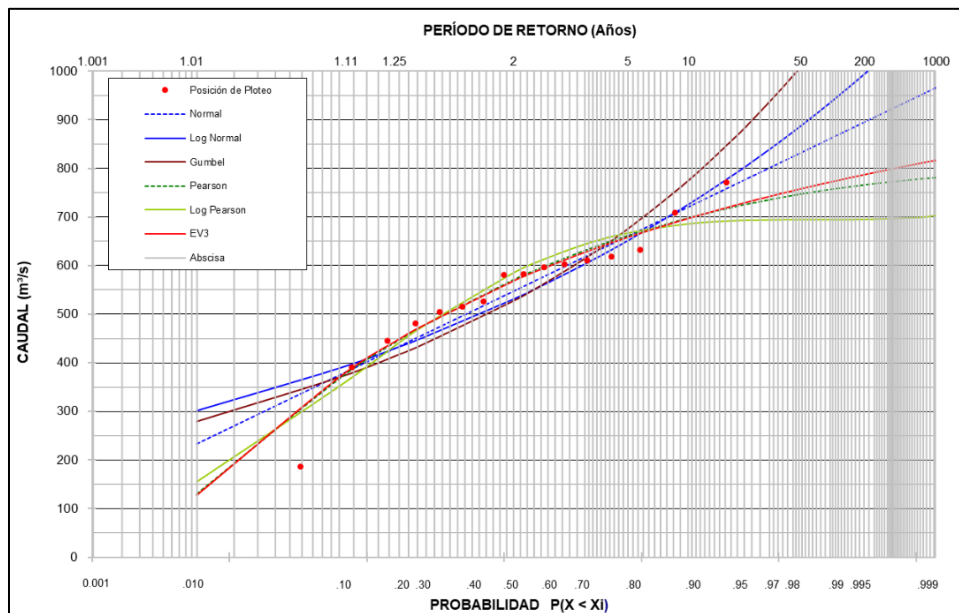


Figura 8.23 Frecuencia de caudales máximos instantáneos Est. Río Indio - Boca de Uracillo (1979 - 1996)

El mismo ajuste fue realizado empleando el caudal máximo anual de los caudales medios diarios registrados para el mismo periodo de tiempo, estos fueron ajustados y se determinaron los caudales máximos para cada periodo de retorno como se presentan en la Figura 8.24 y en la Tabla 8.18.

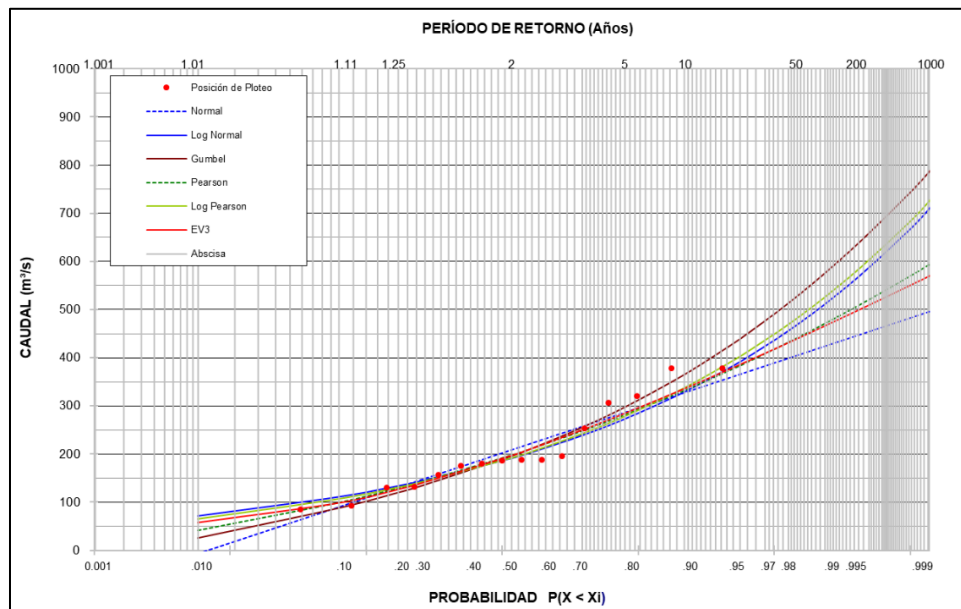


Figura 8.24 Frecuencia de caudales máximos promedio anuales (1979 - 1996)

Determinados los caudales máximos asociados a diferentes periodos de retorno se estimó el factor que relaciona el caudal máximo instantáneo y el caudal máximo promedio diario que se presentan en la Tabla 8.19.

Tabla 8.19 Factores de mayoración

Tr	Qmax Instantáneo	Qmax promedio diario	Factor
años	m ³ /s	m ³ /s	
2.33	589.8	214.6	2.75
5	658.6	284.9	2.31
10	697.1	335.8	2.08
25	733.2	393.0	1.87
50	754.3	431.3	1.75
100	771.9	466.5	1.65
200	787.2	499.3	1.58
500	804.5	539.7	1.49
1000	816.0	568.5	1.44
10000	847.4	655.3	1.29

Estos factores fueron empleados para determinar los valores de caudales máximos para diferentes periodos de retorno en el sitio de presa.

8.2.2 Caudales máximos en el sitio de presa

De los caudales medios diarios en el sitio de presa se seleccionaron los máximos anuales, los cuales se ajustaron a la función de valores extremos EV3 para determinar los caudales máximos para cada periodo de retorno. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 8.25 y en la Tabla 8.20.

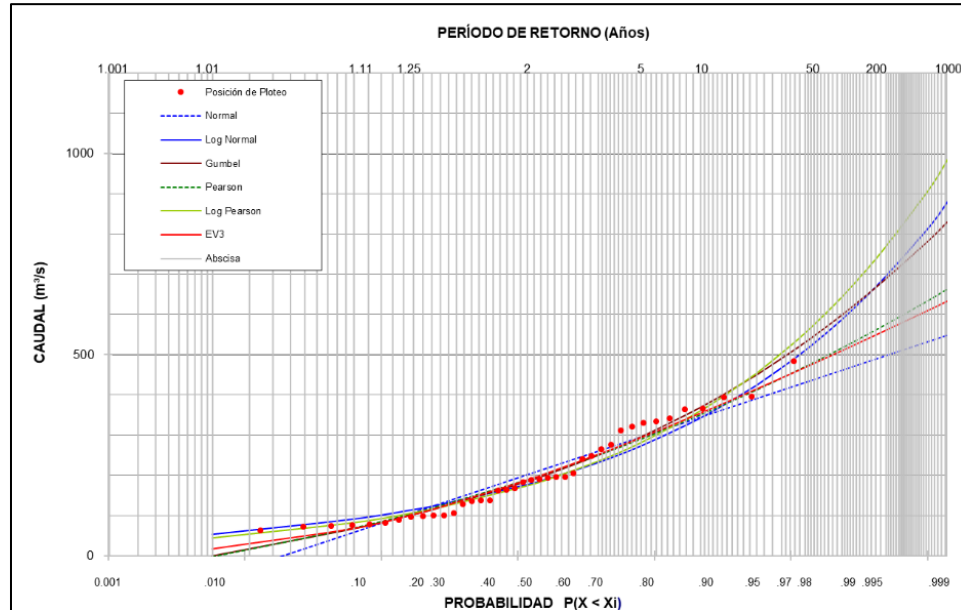


Figura 8.25 Frecuencia de caudales máximos instantáneos Sitio de Presa

Posteriormente se emplearon los caudales en el sitio de presa y se ajustaron a los caudales medios máximos a las distribuciones estadísticas para determinar los caudales máximos para cada periodo de retorno, posteriormente se emplearon los factores calculados para finalmente obtener la serie de máximos.

Los valores de caudales para cada periodo de retorno fueron afectados por los factores determinados en la Tabla 8.19 para para obtener los caudales máximos instantáneos en el sitio de presa, los cuales se presentan en la Tabla 8.20.

Tabla 8.20 Caudales máximos en el Sitio de Presa

Tr	Qmax promedio Diario	Qmax Instantáneo
años	m ³ /s	m ³ /s
2.33	209.3	575.2
5	293.9	679.4
10	354.8	736.5
25	423.0	789.2
50	468.5	819.4
100	510.3	844.4
200	549.1	865.7
500	596.9	889.8
1000	630.8	905.4
10000	733.0	947.9



Los caudales máximos para diferentes periodos de retorno mediante la metodología descrita anteriormente se compararon con los estimados por MWH (2003), de donde se concluye que al contemplar la hidrología del periodo 2000 a 2016 se presenta una variación del 1.17% de los caudales como se presenta en la Tabla 8.21.

Tabla 8.21 Comparación de caudales máximos para distintos periodos de retorno



Tr	INGETEC (1976 – 2016) Sitio de Presa	MWH (1976 – 1999) Sitio de Presa	Diferencia
años	m ³ /s	m ³ /s	(%)
2.33	575.2		
5	679.4	657	3.30
10	736.5	713	3.20
25	789.2	762	
50	819.4	820	-0.08%
100	844.4	859	-1.73%
200	865.7		
500	889.8		
1000	905.4		
10000	947.9		
		Promedio	1.17%

Posteriormente, para el periodo de retorno de 50 años se determinó el hidrograma del evento de creciente empleando el hidrograma presentado por el anterior consultor a fin de conservar la forma del hidrograma. Como se observa en la Figura 8.26, se observa un tiempo al pico de aproximadamente 14 horas.

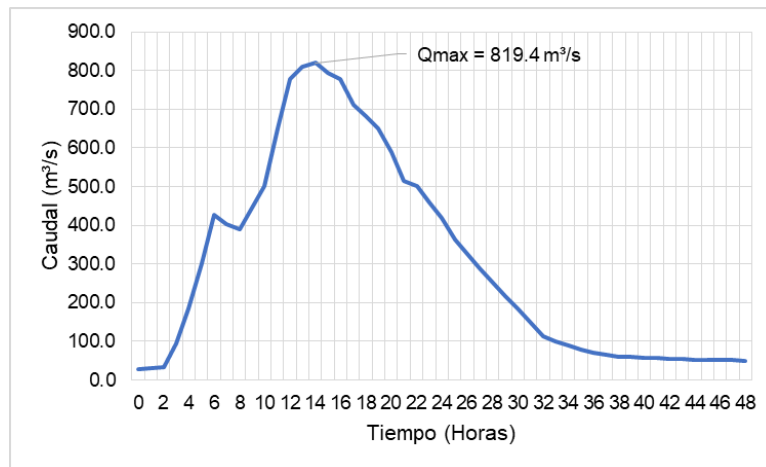


Figura 8.26 Hidrograma para Tr 50 años

8.2.3 Lago Gatún y Alhajuela

Para el análisis de caudales máximos se emplearon los análisis de Precipitación Máxima Probable (PMP) y Creciente Máxima Probable (CMP) desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – USACE) y presentados en el reporte “Engineering Services for the Panama Canal. Phase VI Final Report”. De acuerdo con el Bureau of Reclamation - United States Department of the Interior, la CMP se define como la máxima condición de escorrentía que puede resultar de la combinación de condiciones hidrológicas y meteorológicas más extremas en el sitio de estudio. En el presente análisis se adoptó el valor de la CMP presentada por el USACE, cuya determinación se basó en el evento de tormenta presentado en octubre de 1923.

De acuerdo con los resultados del estudio, la PMP sobre el Lago Alhajuela fue adoptado igual a 570.74 mm (22.47 in) y para la cuenca del lago Gatún se adoptó un valor de 472.44 mm (18.6 in). A partir de estos valores de lluvia máxima probable, se determinaron los hidrogramas de la CMP, los cuales se presentan en la Figura 8.27 y en la Figura 8.28.



Se observa que la duración del hidrograma de la CMP para ambos cuerpos de agua es de 6 días y para caudal máximo, de 1.25 días de acuerdo con el informe presentado por el U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 1980). Para el lago Gatún se determinó un caudal pico de 23,984 m³/s (847,000 ft³/s) y de 12,771 m³/s (451,000 ft³/s) para el Lago Alhajuela (USACE, 1980).

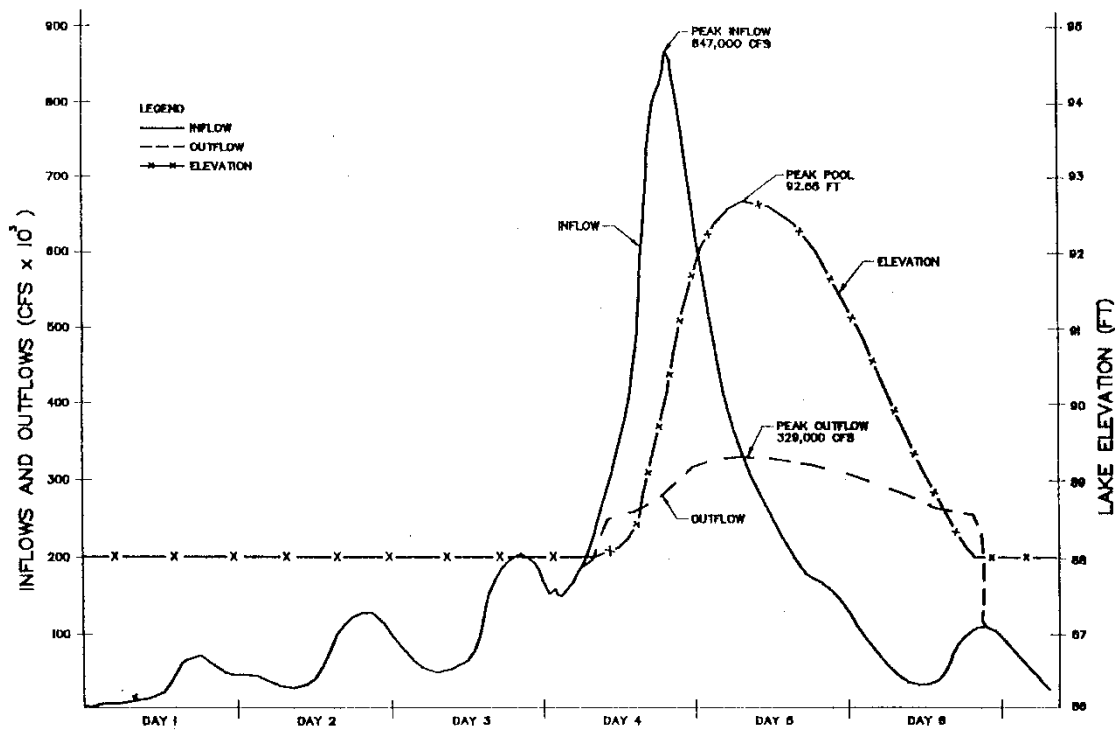


Figura 8.27 Creciente máxima probable en la Cuenca del Canal (Lago Gatún)
Fuente: (USACE, 1980).

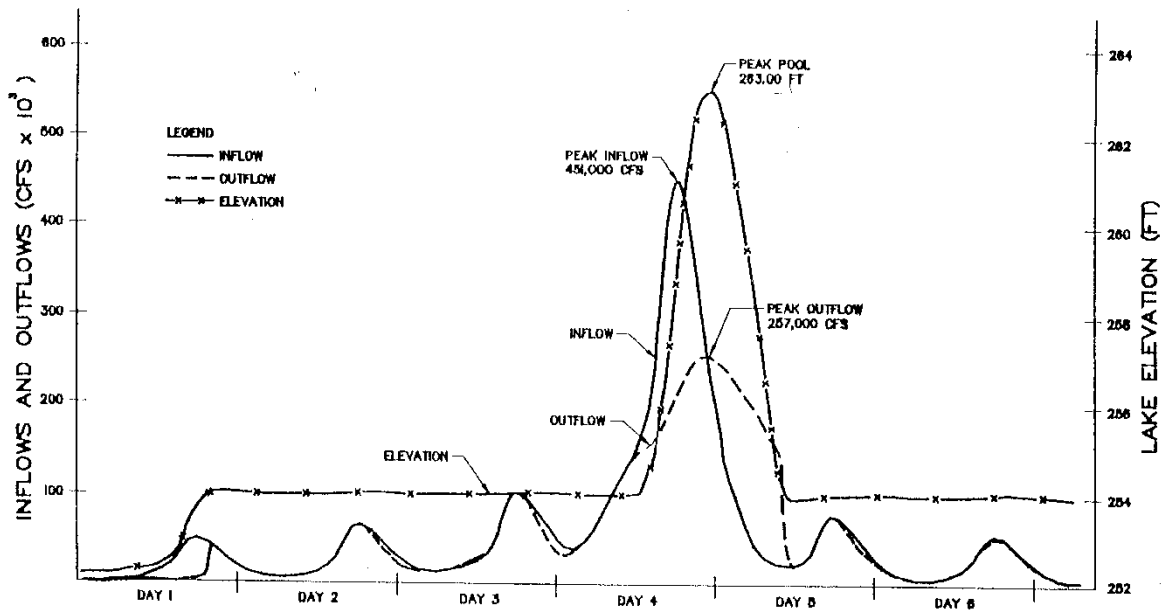


Figura 8.28 Creciente máxima probable Lago Alhajuela
Fuente: (USACE, 1980).

8.3 ESTIMACIÓN DE LA CMP

Para revisar los estimativos desarrollados por MWH (2003) asociados a la Creciente Máxima Probable (CMP) se desarrollaron los siguientes pasos:

1. Se estimó la precipitación máxima probable (PMP) basado en los registros históricos de precipitación.
2. Con la PMP y los parámetros utilizados por MWH en el modelo lluvia escorrentía se estimó la CMP.

Las metodologías detalladas se describen a continuación:

8.3.1 Estimación de la PMP

Con los registros de precipitación diaria se determinó para cada año la precipitación máxima en uno, dos y tres días consecutivos. Con estas series de precipitación máxima anual y aplicando la metodología estadística recomendada por la organización meteorológica mundial en el reporte WMO-No. 1045 "Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP)" se determinó la precipitación máxima probable promedio sobre la cuenca del Río Indio. El método es recomendado para cuencas con extensiones menores a los 1000 km² aunque también ha sido aplicado para áreas mayores con buenos resultados (WMO, 2009). En lugar de transportar la tormenta, se transporta el K_m estadístico, el cual es determinado en función de la media de máximas anuales \bar{X}_n ajustada.

La PMP se determinó a partir de la información de precipitación en la cuenca y sectores circundantes. Se estimó la precipitación máxima para 48 horas teniendo en cuenta los análisis presentados por MWH en el Informe de Factibilidad del 2003 siguiendo el procedimiento que se describe a continuación:

A. Bases

El procedimiento se basa en la ecuación de Chow (1961):

$$X_t = \bar{X}_n + K S_n \quad \text{Ecuación 8.3}$$

Donde,

X_t = Precipitación para un periodo de retorno t (mm)

\bar{X}_n = Media de máximos anuales (mm)

S_n = Desviación estándar de los máximos anuales (mm)

K = Variable estadística

Si la máxima precipitación observada X_m es sustituida por X_t , y si se reemplaza K por K_m en donde K_m es el número de desviaciones estándar que se deben sumar para obtener X_m , se obtiene:

$$X_t = \bar{X}_n + K_m S_n \quad \text{Ecuación 8.4}$$

La esencia del método es la transposición del estadístico K_m en función de la precipitación total del evento, este K_m se puede determinar por medio de la Figura 8.29; K_m es alto para zonas áridas y bajo para zonas de altas profundidades de precipitación.

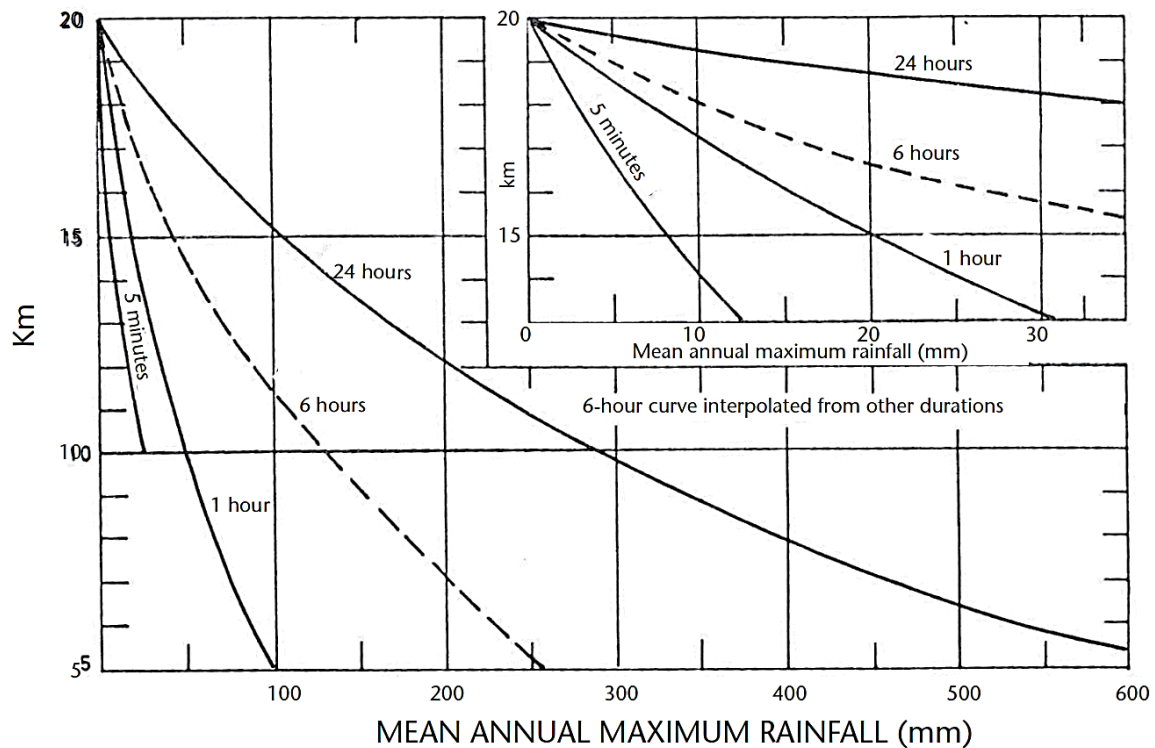


Figura 8.29 Valores de Km en función de la duración y magnitud de la precipitación promedio máxima

Fuente: (WMO, 2009)

B. Ajuste X_n y S_n de acuerdo con el evento máximo observado

Se deben ajustar los valores de X_n y S_n empleando las Figura 8.30 y Figura 8.31 para compensar el efecto que pueden tener los valores altos de precipitación registrados en un corto periodo de tiempo y que pueden ser atribuidos a eventos con periodos de retorno de más de 500 años. En dicha determinación X_{n-m} y S_{n-m} corresponden, respectivamente, a la media y desviación estándar de los valores de precipitación máximos anuales excluyendo el valor máximo.

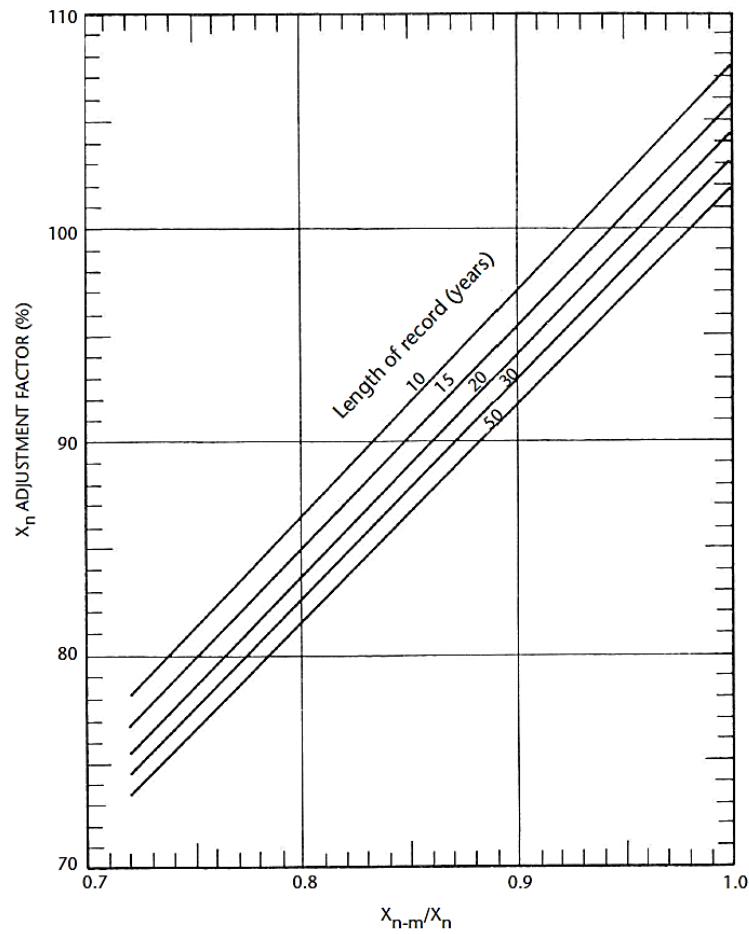


Figura 8.30 Ajuste de la media anual para la serie de máximos observados
Fuente: (WMO, 2009)

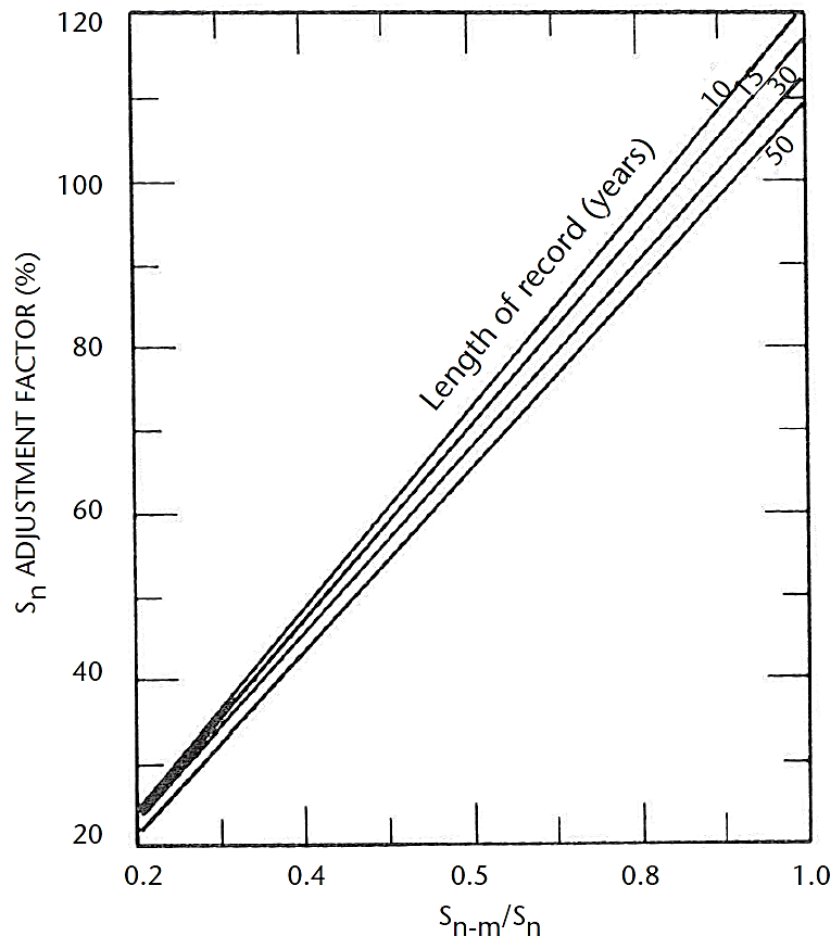


Figura 8.31 Ajuste de la desviación estándar anual de la serie de máximos observados
Fuente: (WMO, 2009)

C. Ajuste X_n y S_n por tamaño de la muestra

Se debe ajustar X_n y S_n en función de la longitud de los registros históricos de precipitación máxima, empleando la Figura 8.32.

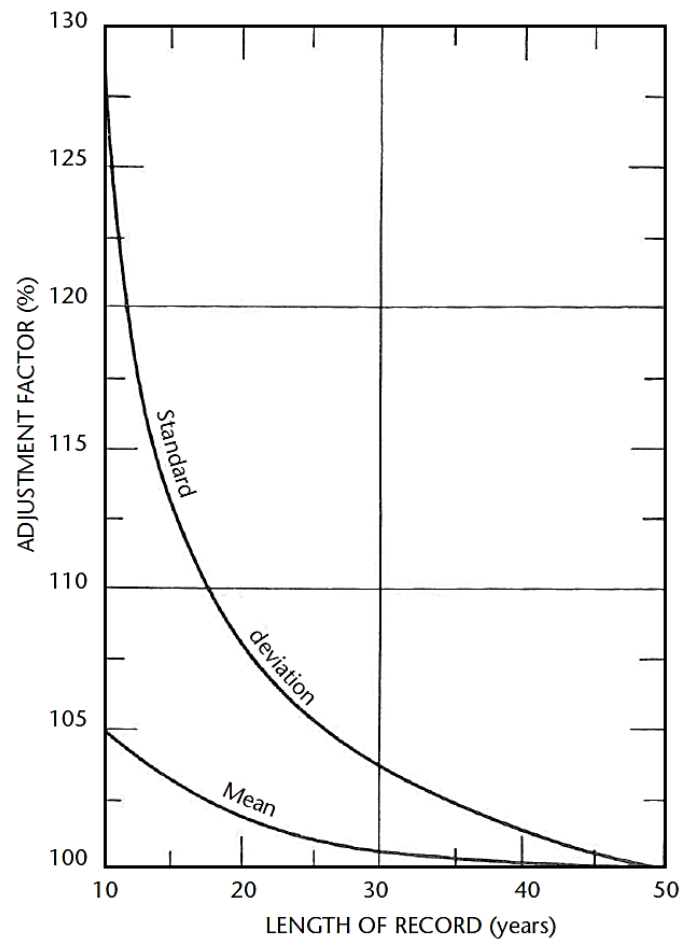


Figura 8.32 Ajuste de la media y la desviación estándar según la longitud del registro
Fuente: (WMO, 2009).

D. Ajuste PMP por efecto del tiempo prefijado de lecturas

Se debe multiplicar la PMP por un factor 1.13 que permita tener en cuenta los periodos prefijados en que se realizan las lecturas (p.e. 7:00 am - 7:00pm). Este factor se adopta siguiendo las recomendaciones del Manual On Estimation Of Probable Maximum Precipitation (PMP), (WMO, 2009), pues los estudios realizados a miles de estaciones han demostrado que este valor permite obtener aproximaciones reales de los valores máximos reales medidos cuando se emplean en su determinación, registros obtenidos por medio de una sola lectura diaria.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente se determinó el valor de la PMP para cada una de las estaciones en el área de estudio, una vez fueron determinados los valores de precipitaciones máximas anuales para eventos de 48 horas. En la Tabla 8.22 se presentan los valores registrados por la estación Uracillo dentro de la cuenca del Río Indio.

Tabla 8.22 Precipitación máxima estación Uracillo

Año	P (mm)	Año	P (mm)
1974	95.8	1988	105.9
1975	141.1	1989	133
1977	117.2	1990	176.9
1978	174.2	1991	170.5
1979	147.3	1992	145.4
1980	131.2	1993	128.1
1981	116.6	1994	171
1982	134.4	1995	147.7
1983	153.8	1996	109.7
1984	219.5	1997	75
1985	133.6	1998	105.2
1986	189.2	1999	123.4
1987	159	2013	81.4

A partir de estos se realizó el análisis descrito en los pasos A – D. Inicialmente se determinaron los valores de X_n y S_n para los registros obtenidos en la estación, como se muestra a continuación.

Tabla 8.23 Estadísticos de la serie de precipitación máxima Estación Uracillo

N datos	Pmax
26	219.5
X_n	137.9
X_n-m	134.7
X_n-m/X_n	0.98
S_n	33.7
S_n-m	29.9
S_n-m/S_n	0.89

Se estiman los factores correspondientes por valores extremos observados a partir de las Figura 8.30 y Figura 8.31, y la longitud de los registros a partir de la Figura 8.32 (véase Tabla 8.24)

Tabla 8.24 Ajustes de la media y desviación estándar por valores extremos y tamaño de la muestra

A	Ajuste X_n y S_n por máxima lluvia observada. Ajuste por longitud de registros.	
		P(mm)
	X_n	137.9
	S_n	33.7
	Ajuste por outliers X_n	1.02
	Ajuste por outliers S_n	1.03
	Ajuste por tamaño de muestra X_n	1.01
	Ajuste por tamaño de muestra S_n	1.05
	X_n Adj	142.1

A	Ajuste X_n y S_n por máxima lluvia observada. Ajuste por longitud de registros.	
	S_n Adj	36.4

A partir de los valores de X_n , se determina el factor K_m a partir de la Figura 8.29 adoptando los factores obtenidos para una duración del evento de 24 horas.

Tabla 8.25 Factor K_m estimado para la estación Uracillo

B	Valores de K_m para X_n ajustados	$P(mm)$
	K_m	13.9

De esta manera se estima el valor de X_t de acuerdo a la ecuación 8.2.

Tabla 8.26 Valor de X_t en la estación Uracillo

C	Valores puntuales de PMP, o X_t .	$P(mm)$
	X_t	648.2

Finalmente, se realiza el ajuste por lecturas disponibles al día en la estación y se obtiene el valor de la PMP puntual en la estación, el cual se empleará para distribuir el valor de la precipitación sobre toda la cuenca del Río Indio.

Tabla 8.27 Valor de la PMP puntual

D	Ajuste por periodo prefijado de lecturas	$P(mm)$
	Factor	1.13
	PMP	732.4

Al realizar el mismo procedimiento para cada estación se obtienen los resultados presentados la Tabla 8.28.

Tabla 8.28 Valor de la PMP / 48 horas en las estaciones analizadas

Número	Nombre	Este	Norte	PMP (mm)
105-002	CHIGUIRI ARRIBA	589388	958711	851.2
105-008	SABANITA VERDE	568549	974548	1007.5
109-001	MIGUEL DE LA BORDA	576940	1011846	639.3
111-005	URACILLO (RIO INDIO)	590478	991206	732.4
115-007	EL CHORRO	610997	992240	1067.6
115-083	CIRI GRANDE	604362	971307	955.0
136-001	EL VALLE DE ANTON	596465	951233	786.2
136-002	ANTON	580739	926693	750.0
138-008	SANTA RITA	589337	939486	775.7

Posteriormente se distribuyó el valor de PMP, estimado para cada estación, en el área de la cuenca como se muestra en la Figura 8.33. Para el análisis espacial de la precipitación, se elaboraron las isoyetas de la zona de estudio con ayuda del software Surfer-7 con los valores estimados para cada estación y utilizando el método de interpolación de Kriging, esta herramienta da un estimativo de cómo es la distribución espacial de la lluvia en la zona de análisis.

La Precipitación Promedio Máxima en la cuenca, considerando las 9 estaciones analizadas se presenta en la Tabla 8.29.

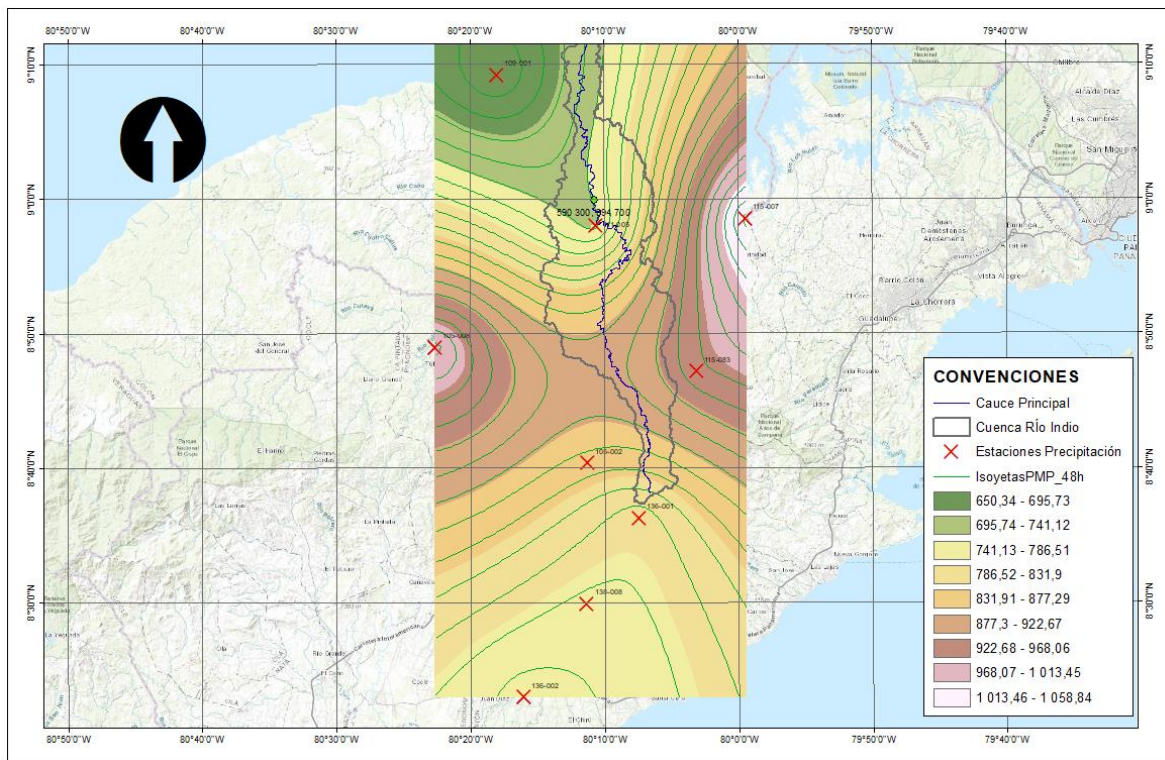


Figura 8.33 Distribución espacial de la PMP en 48 horas en (mm) para la Cuenca Río Indio

E. Reducción por área

Teniendo en cuenta el tamaño de la cuenca, la metodología propuesta en el reporte WMO-No. 1045 sugiere afectar la PMP por un factor determinado a partir del área de la cuenca. Esta curva se presenta en la Figura 8.34. Finalmente el valor de la PMP obtenido es de 757.67 mm en 48 horas como se presenta en la Tabla 8.29.

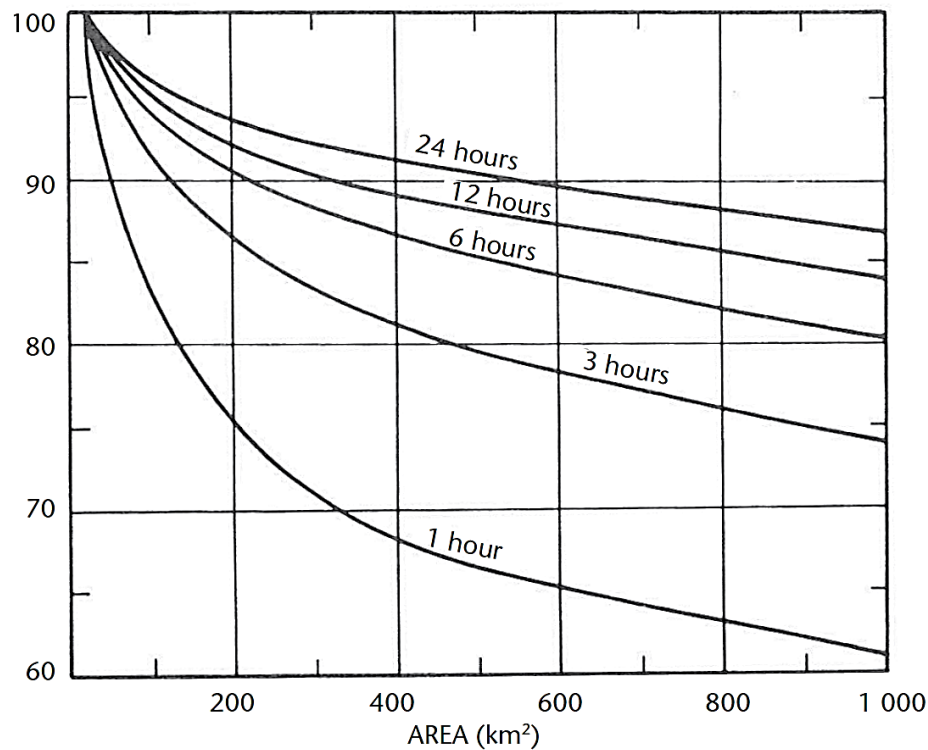


Figura 8.34 Factor de reducción de área
Fuente: (WMO, 2009).

Con la herramienta Estadísticas zonales como tabla de ArcGIS, se calcula una estadística a partir de los píxeles contenidos para la zona definida por el polígono que delimita la cuenca del Río Indio, con base a los valores del raster obtenido de la distribución espacial de la PMP. Finalmente, con el conjunto de píxeles se determinó el valor promedio de los mismos dentro del área de interés.

Tabla 8.29 Precipitación promedio sobre la cuenca

PMP (mm) - 48h	
Media	Desv. Estándar
823.55	65.10
Factor Área	0.92
PMP ajustada (mm)	757.67

MWH determinó un valor de 711 mm/ 48 horas de precipitación máxima probable promedio sobre la cuenca por lo que se valida el resultado obtenido mediante el actual análisis.



8.3.1.1 Distribución de la precipitación máxima probable (PMP)

Teniendo en cuenta que no se tienen registros horarios de precipitación en la cuenca del Río Indio que permitan determinar la distribución temporal de un evento máximo de lluvia mediante pluviogramas, se empleó la información presentada en el *Informe de la tormenta La Purísima 2010* realizada por División de Agua del Canal de Panamá en el año 2014, en donde se presenta el registro del evento más grande ocurrido en la historia del Canal en los días 7 al 9 de diciembre de

2010 (ACP, 2014). La Figura 8.35 muestra el registro del evento en las estaciones más cercanas al Canal de Panamá, entre ellas El Chorro y Los Cañones representativas para la cuenca del Río Indio.

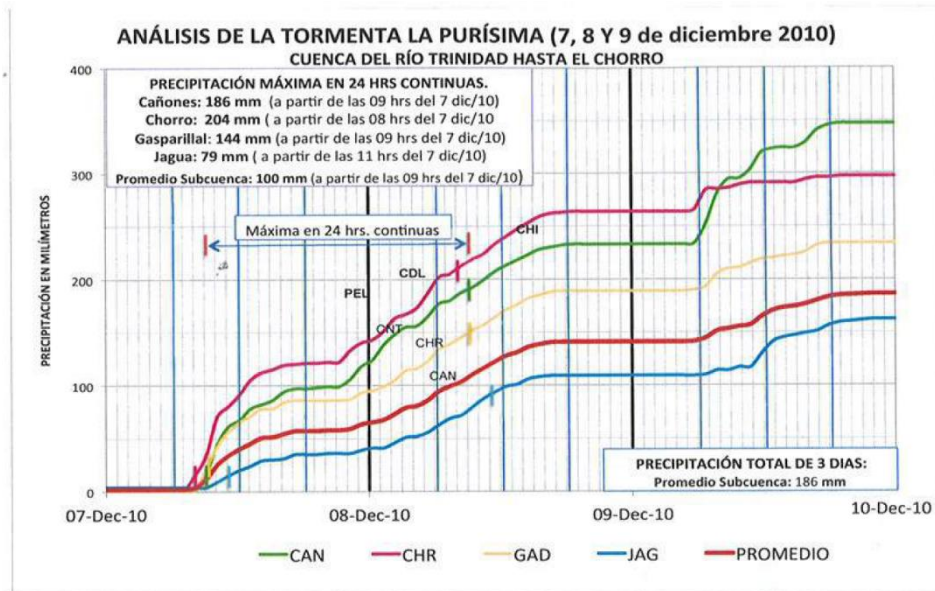


Figura 8.35 Curva de masa de precipitación horaria de las estaciones ubicadas en la subcuenca del Río Trinidad hasta el Chorro

Fuente: (ACP, 2014)

El evento de La Purísima 2010 registrado en las estaciones El Chorro y Los Cañones fue interpolado y posteriormente adimensionado a fin de determinar los incrementos para un evento de 48 horas con una magnitud igual a la PMP (757.67 mm) estimada en el presente estudio. Estos incrementos fueron distribuidos empleando el método de Bloques Alternos como se presentan en la Figura 8.36.

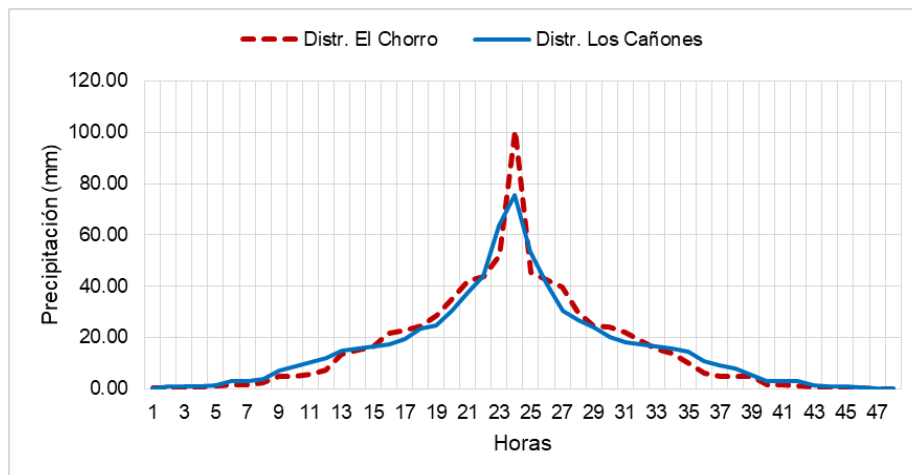


Figura 8.36 Curvas de distribución de la precipitación para la cuenca del Río Indio

A partir de las curvas presentadas para las estaciones, se construyó la curva de Profundidad-Duración como porcentaje de la PMP para 48 horas y se comparó con la distribución empleada por MWH (2003). En la Tabla 8.30 se presentan el arreglo de los incrementos empleados por MWH en el informe de prefactibilidad para la distribución del aguacero.

Tabla 8.30 Incrementos de precipitación empleados por MWH

Incrementos como porcentajes de 48-horas			
Hora	Incremento	Hora	Incremento
1	0.8	25	3
2	0.8	26	4
3	0.8	27	14
4	0.8	28	15
5	0.8	29	6
6	0.8	30	4
7	0.9	31	3
8	0.9	32	2.5
9	0.9	33	2.3
10	0.9	34	1.9
11	0.9	35	1.7
12	1	36	1.4
13	1	37	1.3
14	1	38	1.2
15	1	39	1.1
16	1.1	40	1.1
17	1.1	41	1
18	1.2	42	1
19	1.4	43	1
20	1.6	44	0.9
21	1.8	45	0.9
22	2	46	0.9
23	2.5	47	0.9
24	3	48	0.9

Fuente: (MWH/TAMS, 2003)

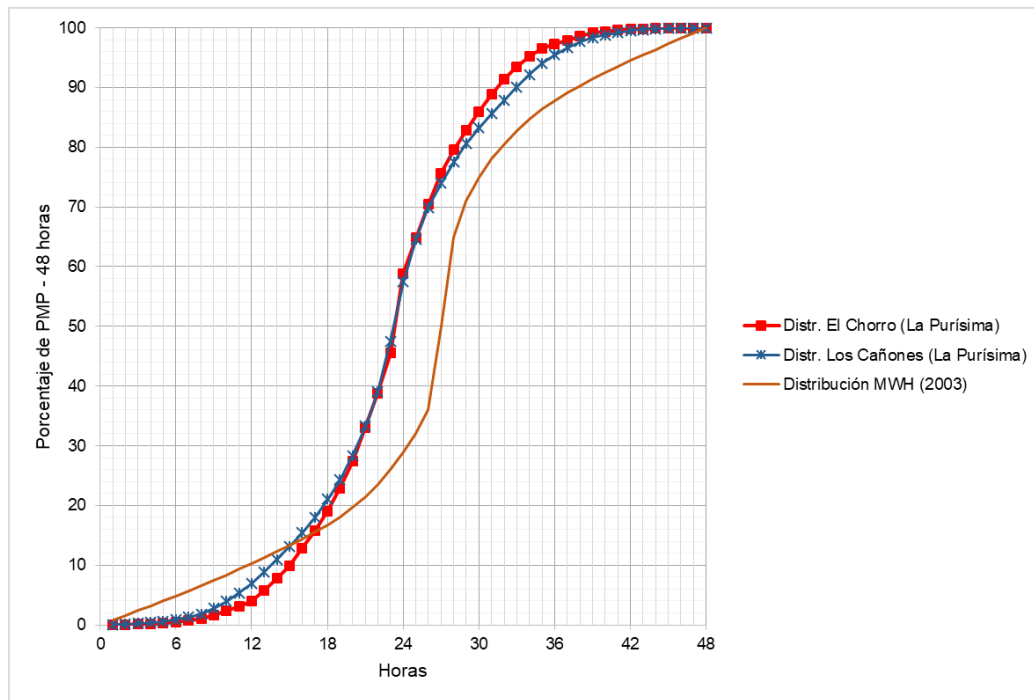


Figura 8.37 Curvas de distribución de la precipitación para la cuenca del Río Indio

Como se observa en la Figura 8.37, las distribuciones calculadas para las estaciones E Chorro y Los Cañones tienen una variación mínima en cuanto al tramo de curva más pendiente, la cual se presenta en la hora 24, sin embargo, las diferencias entre estas se observan en los tramos de inicio y final en donde se entiende que la distribución en la estación El Chorro retrasa el inicio del evento en un porcentaje mayor que la distribución en la estación los Cañones. Al comparar ambas curvas con la presentada por MWH, se observa que esta presenta una mayor intensidad de lluvia en las horas 26 a 28 lo que representaría un evento más extremo.

MWH determinó el hietograma de la PMP a partir de los incrementos presentados en el Exhibit 41 del Informe de Factibilidad de MWH que fueron determinados a partir de las curvas Profundidad-Área-Duración presentadas en el reporte de Weather Bureau, 1965 para tormentas superiores a 6 horas. Dado el tamaño de la cuenca de estudio, se determinaron los incrementos para eventos con duraciones menores a 6 horas a partir de registros horarios de precipitación en la estación El Chorro. El hietograma de diseño para intervalos de 1 hora fue construido empleando el método de Bloques alternos (Ven Te Chow, et al 1988) con ubicación del mayor incremento en la hora 28 (MWH, 2003) como se observa en la Figura 8.38.

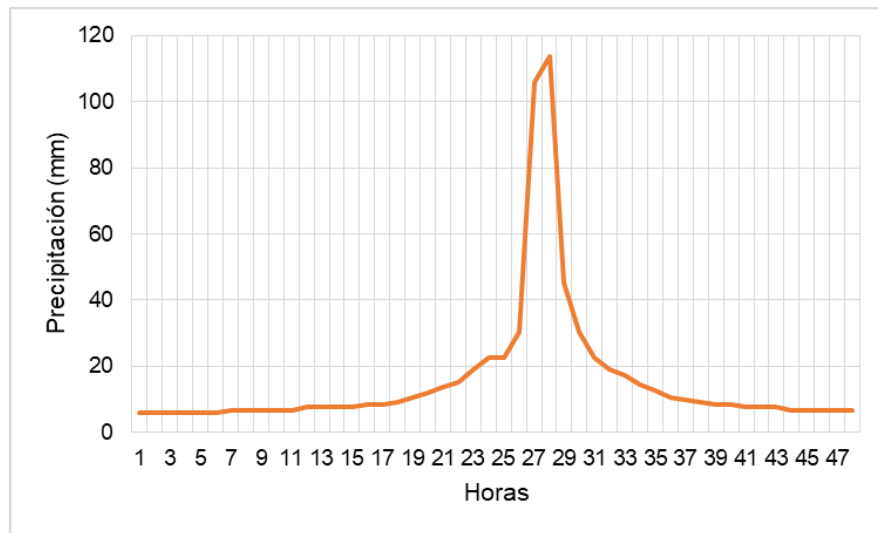


Figura 8.38 Hietograma PMP Cuenca Río Indio

Se realizó el análisis de sensibilidad con los tres hietogramas (MWH, El Chorro y Los Cañones) para conocer la variación del caudal pico de la creciente máxima probable (CMP). Para ello se utilizó como valor de la PMP 757.67 mm, y se analizaron los hidrogramas generados mediante el modelo HEC-HMS.



8.3.2 Estimación de la CMP

El valor de la CMP se obtuvo empleando el modelo HEC-HMS y adoptando el método de transformación de Clark. Se adoptó un caudal base de 50 m³/s y un coeficiente de almacenamiento de 3 y una distribución de lluvia contemplando los tres escenarios de distribución analizados previamente (MWH, El Chorro, Los Cañones).

Los resultados obtenidos por el modelo se presentan en la Tabla 8.31. En las Figura 8.39 a Figura 8.41 se presentan los hidrogramas resultantes asociados a la CMP para los tres escenarios contemplados.

Tabla 8.31 Resultados de la modelación hidrológica

Escenario de Distribución	Caudal Pico (m ³ /s)	Volumen (MMC)
MWH (2003)	4785.3	247
Distr. El Chorro	4718.2	261
Distr. Los Cañones	4443.0	257

El valor del caudal pico más alto observado es de 4785 m³/s que corresponde al escenario utilizando la distribución de MWH (2003), una duración del evento aproximada de 3 días y un volumen de 247 MMC.

Al comparar los resultados obtenidos por MWH en el Estudio de Factibilidad donde se empleó el modelo HEC-1 para determinar la CMP resultante con una PMP de 711 mm para 48 horas. El valor del caudal pico observado corresponde a 4345 m³/s y un volumen de 242.9 MMC.

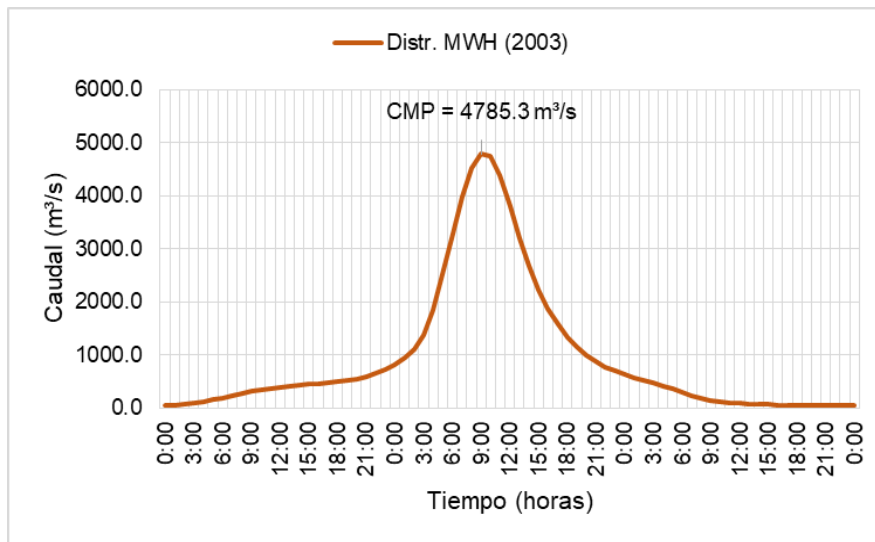


Figura 8.39 Hidrograma CMP con Distribución de MWH – INGETEC 2017

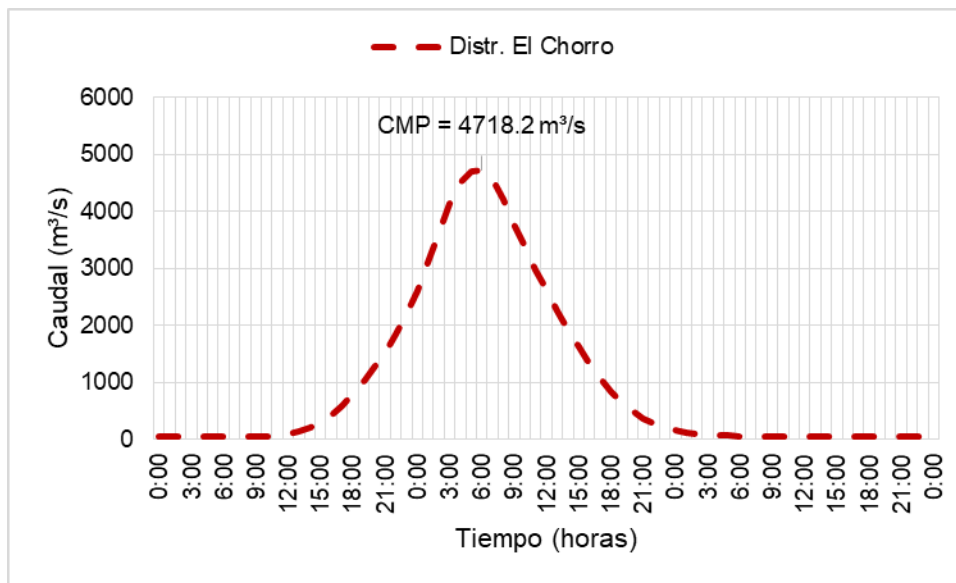


Figura 8.40 Hidrograma CMP con Distribución El Chorro – INGETEC 2017

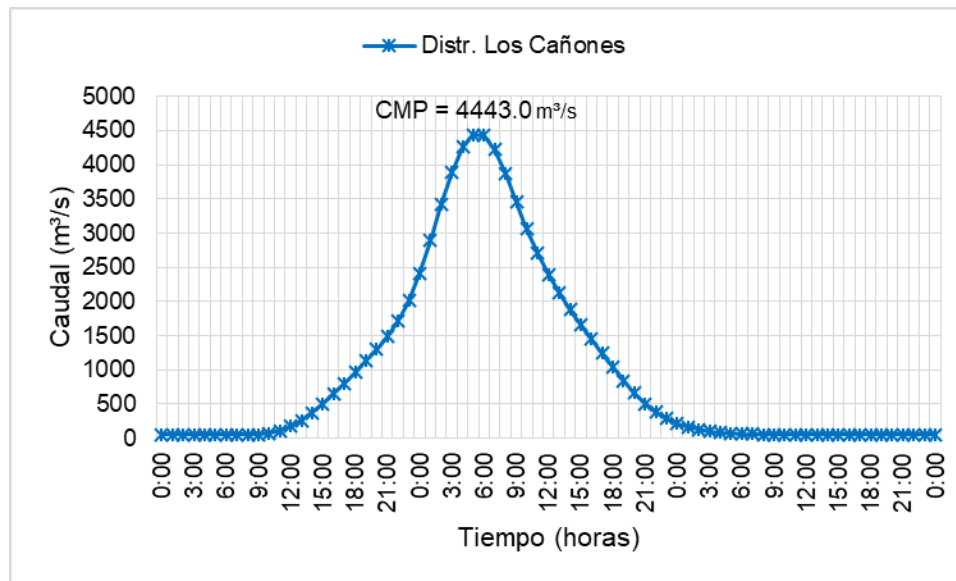


Figura 8.41 Hidrograma CMP con Distribución Los Cañones – INGETEC 2017

Con los análisis desarrollados se concluye que las CMP estimadas mediante los tres métodos de distribución son consistentes con los resultados obtenidos por MWH (2003). Para el diseño se adopta por tanto el valor más conservador el cual corresponde al empleado con la distribución de MWH para la cual se obtiene un caudal pico de 4785.3 m³/s.



9 PERFIL HIDRAULICO

El presente capítulo tiene como objetivo el cálculo del perfil hidráulico en la zona de presa del reservorio multipropósito de la cuenca del río Indio, para la condición sin proyecto, con el fin de definir los niveles de agua requeridos para la localización de las obras.

9.1 ANTECEDENTES

9.1.1 Información batimétrica

Corresponde a 33 secciones transversales espaciadas cada 50 m, levantadas sobre un modelo de elevación digital formado a partir de la unión del modelo sonar realizado por TECHNOLOGIES (2017) y el levantamiento topográfico con sistema LIDAR (2015); información suministrada a INGETEC por la ACP. Los detalles de las secciones se presentan en el Anexo 3.

9.1.2 Información hidrológica

Los caudales empleados en el siguiente estudio corresponden a los determinados en el numeral 8.2.2 del presente informe, los cuales se relacionan a continuación.

Tabla 9.1 Caudales empleados en el cálculo del perfil hidráulico

Tr	Caudal
años	m ³ /s
2.33	575.2
5	679.4
10	736.5
25	789.2
50	819.4
100	844.4
200	865.7
500	889.8
1000	905.4
10 000	947.9

9.1.3 Información del lecho del río

Para efectos del presente cálculo, las características granulométricas del río Indio se obtuvieron a partir de la pendiente media del cauce. Los diámetros característicos se pueden estimar en forma aproximada a partir de las siguientes relaciones (L. Alvarado, 2002) :

$$D_{50} = 287.87 \cdot i^{0.3818} \quad \& \quad D_{90} = 539.46 \cdot i^{0.2279}$$

Ecuación 9.1

Donde,

i = Pendiente del cauce, (m/m).

D_x = Diámetro de la partícula para la cual X% es más fino, (mm).

Considerando las cotas de fondo de los perfiles batimétricos, se obtuvo el siguiente resultado:

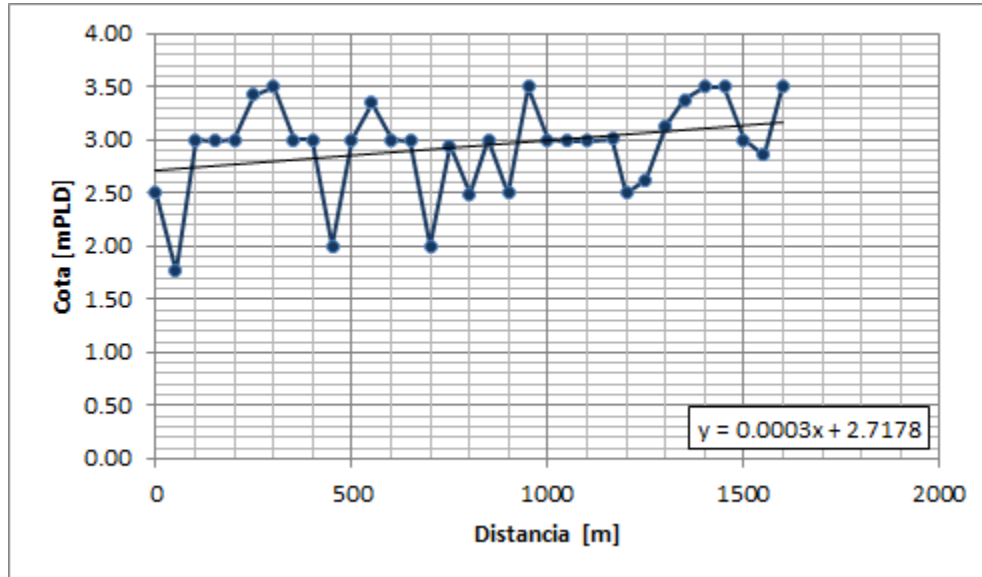


Figura 9.1 Perfil del lecho de Río Indio

Los diámetros característicos son los indicados en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2 Diámetros de las partículas característicos del lecho del río

Río	Pendiente	D_{50}	D_{90}
	[m/m]	[mm]	[mm]
Indio	0.0003	13	83

9.2 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

De acuerdo con lo descrito en el numeral 6.2, para el cálculo del perfil hidráulico se emplea la ecuación de *Manning*, esta ecuación implica la determinación del coeficiente de rugosidad n que representa la resistencia del flujo en el canal.

Considerando los diámetros característicos definidos anteriormente, la Tabla 9.3 presenta el valor básico de n_o para el río Indio en la zona de la presa, a partir de los métodos de Meyer-Peter y Müller (1948) y Subramanya (Vide, 2002) (Ecuación 6.6 y Ecuación 6.7 respectivamente).

Tabla 9.3 Coeficiente de rugosidad base

Río	Coeficiente de Rugosidad base (n_o)		
	M.P y Müller	Strickler modificada	Adoptado
Indio	0.025	0.023	0.024

Tomando un valor de n_0 igual 0.024 y aplicando el procedimiento presentado por Cowan (Ecuación 6.5), se obtienen los valores del coeficiente de *Manning* para el cauce principal y las bancas del río, tal como se presenta a continuación:

Tabla 9.4 Coeficientes de Rugosidad del Río Indio en la zona de la presa

CONDICIONES DEL LECHO DEL RIO		VALOR	
Material del Lecho	(Diámetro característicos)	n_0	0.024
Grado de Irregularidad	Leve	n_1	0.005
Variaciones de las Secciones	Alterandose Ocasionalmente	n_2	0.005
Efecto de Obstrucciones	Despreciable	n_3	0.000
Densidad de Vegetación	Inexistente	n_4	0.000
Sinuosidad y Frecuencia de Meandros	Leve	m	1.000
		n	0.034
CONDICIONES DE LAS BANCAS DEL RIO		VALOR	
Material del Lecho	(Diámetro característicos)	n_0	0.024
Grado de Irregularidad	Leve	n_1	0.005
Variaciones de las Secciones	Alterandose Ocasionalmente	n_2	0.005
Efecto de Obstrucciones	Leve	n_3	0.013
Densidad de Vegetación	Media	n_4	0.018
Sinuosidad y Frecuencia de Meandros	Leve	m	1.000
		n	0.064

A partir de los datos anteriores, de acuerdo con Ven Te Chow, la zona de la presa se puede describir como una corriente natural con pendientes laterales algo irregulares, con fondo más o menos nivelado, limpio y regular, en arcilla limosa con muy poca variación en la sección transversal; con una planicie de inundación conformada por matorrales medios a densos.

9.3 CARACTERIZACIÓN DE LAS SECCIONES (CAUCE PRINCIPAL Y BANCAS)

En los cauces naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las bancas por otro, el coeficiente de rugosidad global varía con la altura del agua. Para aplicar las leyes de pérdida de energía en estos casos, donde la rugosidad es no homogénea, se precisa diferenciar el lecho de las bancas.

La definición de las bancas está sujeta a la dinámica de los ríos y a las inundaciones periódicas; estadísticamente, los ríos igualarán o excederán la inundación media anual, cada 2.33 años (Organización de Estados Americanos, 1993). En este sentido, para la determinación del perfil hidráulico se establece el cauce principal en el río Indio, como el nivel del agua que alcanza la sección transversal cuando el río transporta un caudal correspondiente a un periodo de retorno de 2.33 años ($575.2 \text{ m}^3/\text{s}$); lo cual resulta coherente con el cauce principal identificado visualmente. La Figura 9.2 representa el cauce principal del río Indio en la zona de estudio.

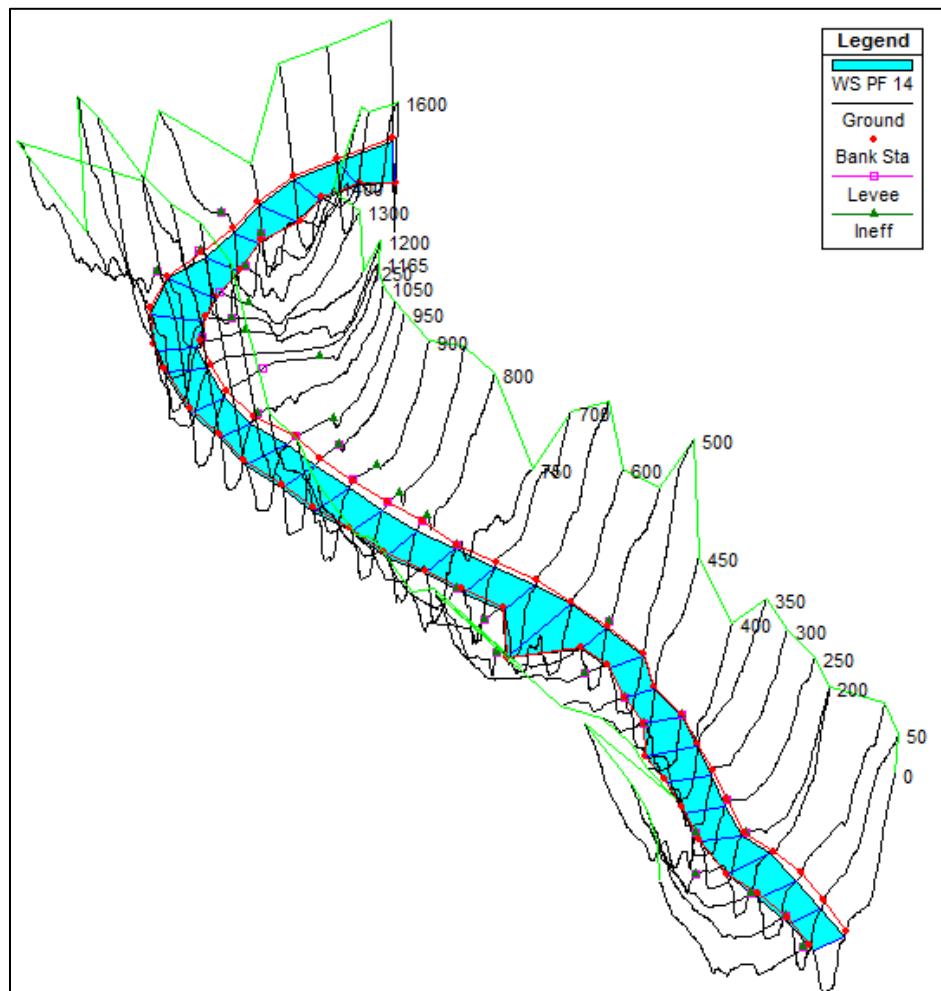


Figura 9.2 Representación del cauce principal en la zona de estudio

9.4 CONDICIONES DE FRONTERA

La condición de frontera establecida para el modelo de HEC-RAS, para condición de flujo en régimen permanente, fue establecida aguas arriba y aguas abajo como la altura normal para una pendiente de la línea de agua asumida similar a la pendiente media del fondo del río en cada tramo.

Tanto para el tramo de aguas arriba como para el de aguas abajo, se eligió la pendiente promedio para las batimetrías en 400 m; ya que describen de manera aproximada la pendiente media de los tramos.

Tabla 9.5 Pendiente de la línea de agua

Tramo	Pendiente
[-]	[m/m]
Aguas arriba	0.0015
Aguas abajo	0.0024

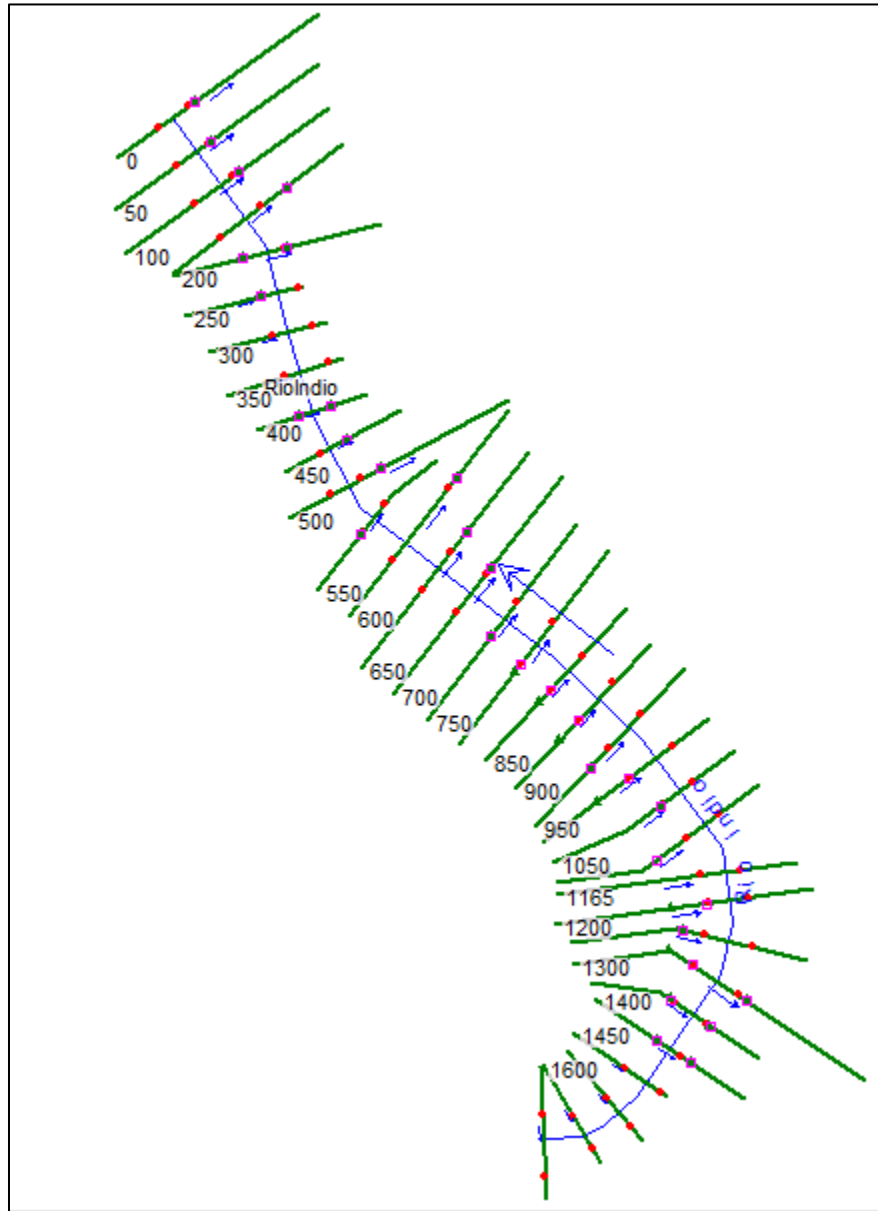


Figura 9.3 Representación en planta del modelo hidráulico elaborado en HEC-RAS

9.5 DIQUES (LEVEES)

Se empleó la opción *Levees* para delimitar el cauce principal del río, teniendo en cuenta que algunas de las secciones transversales empleadas contienen cauces de quebradas, o deprimidos topográficos que no harían parte de la trayectoria inicial del flujo del río. Esta opción permite confinar la superficie del agua dentro de unas estaciones y elevaciones especificadas, una vez la superficie del agua supere dicha elevación, el confinamiento se desactiva y la superficie del agua puede ser parte de toda la sección.

9.6 ÁREAS DE FLUJO INACTIVAS

Se empleó la opción *Ineffective Flow Areas* para representar adecuadamente los casos en los cuales las quebradas contenidas dentro de una sección transversal se desarrollan de forma perpendicular al cauce principal o en sentido contrario a este. Las áreas de flujo inactivas se definen a partir de estaciones y elevaciones, estas zonas contendrán agua pero no tendrán transporte, es decir, la velocidad del flujo se asume igual a cero.

La Figura 9.4 presenta un ejemplo de la aplicación de la opción *Ineffective Flow Areas*, correspondiente a la sección K0+200, en la cual la parte derecha de la sección transversal representa la entrada de una quebrada al cauce principal con una componente de dirección de la velocidad perpendicular a la del cauce principal.

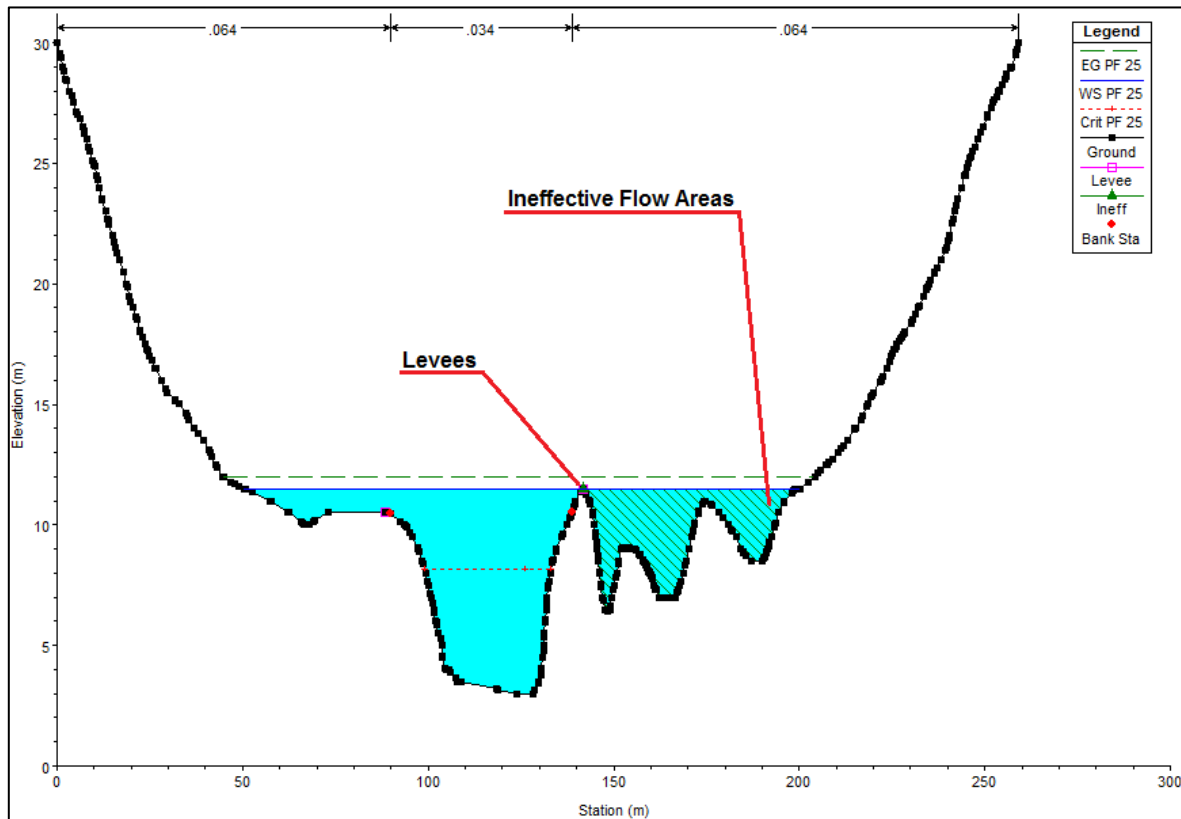


Figura 9.4 Sección transversal K0+200 con Levees e *Ineffective Flow Areas*

9.7 RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se presentan los resultados obtenidos a partir del modelo hidráulico elaborado mediante la herramienta computacional HEC-RAS.

9.7.1 Resultados obtenidos para el caudal medio (25.3 m³/s)

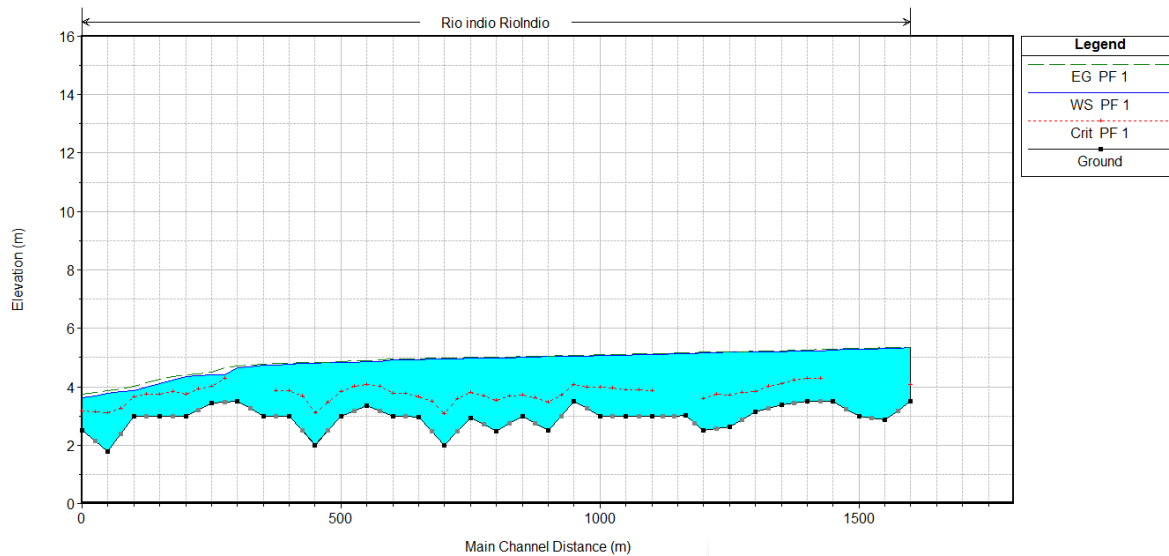


Figura 9.5 Perfil hidráulico en la zona de presa para Q_{medio}

Tabla 9.6 Características hidráulicas en la zona de presa para Q_{medio}

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m ³ /s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m ²	m	-
1600	25.3	3.50	5.33	4.06	5.35	0.000250	0.63	40.34	24.24	0.16
1550	25.3	2.86	5.31		5.33	0.000286	0.69	36.74	21.24	0.17
1500	25.3	3.00	5.29		5.31	0.000410	0.74	34.02	23.41	0.20
1450	25.3	3.49	5.25		5.29	0.000660	0.87	29.23	23.09	0.25
1400	25.3	3.50	5.22	4.28	5.26	0.000563	0.83	30.52	22.77	0.23
1350	25.3	3.38	5.21	4.11	5.23	0.000314	0.66	38.31	25.53	0.17
1300	25.3	3.13	5.19	3.83	5.21	0.000211	0.59	43.23	25.90	0.14
1250	25.3	2.62	5.18	3.71	5.20	0.000204	0.58	43.26	24.36	0.14
1200	25.3	2.50	5.16	3.59	5.19	0.000355	0.77	32.96	18.59	0.18
1165	25.3	3.01	5.13		5.16	0.000414	0.71	35.48	26.26	0.20
1100	25.3	2.99	5.10	3.87	5.13	0.000369	0.74	34.31	21.74	0.19
1050	25.3	2.99	5.08	3.88	5.11	0.000374	0.75	33.82	21.44	0.19
1000	25.3	3.00	5.06	3.98	5.09	0.000413	0.76	33.20	21.81	0.20
950	25.3	3.50	5.04	4.07	5.07	0.000396	0.71	35.82	25.73	0.19
900	25.3	2.50	5.03	3.47	5.05	0.000222	0.62	40.58	22.34	0.15
850	25.3	3.00	5.01	3.71	5.04	0.000358	0.74	34.13	20.99	0.19
800	25.3	2.49	4.99	3.52	5.02	0.000273	0.66	38.46	22.09	0.16

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
750	25.3	2.94	4.97	3.82	5.00	0.000462	0.76	33.11	24.20	0.21
700	25.3	2.00	4.96	3.09	4.98	0.000187	0.61	41.76	19.71	0.13
650	25.3	2.96	4.93	3.65	4.96	0.000322	0.73	34.88	20.16	0.18
600	25.3	3.00	4.91	3.76	4.94	0.000342	0.70	36.18	23.92	0.18
550	25.3	3.35	4.85	4.09	4.90	0.000935	1.02	24.83	19.41	0.29
500	25.3	3.00	4.82	3.83	4.86	0.000519	0.82	30.95	21.80	0.22
450	25.3	2.00	4.82	3.10	4.84	0.000217	0.66	38.33	18.59	0.15
400	25.3	3.00	4.77	3.87	4.81	0.000666	0.84	30.05	24.43	0.24
350	25.3	3.00	4.73		4.77	0.000763	0.94	26.84	20.87	0.27
300	25.3	3.50	4.66		4.72	0.001298	1.09	23.19	21.26	0.33
250	25.3	3.43	4.41	4.02	4.49	0.002378	1.28	19.79	22.96	0.44
200	25.3	3.00	4.35	3.73	4.40	0.000986	0.92	27.36	26.72	0.29
150	25.3	2.99	4.10	3.74	4.25	0.003505	1.68	15.08	15.03	0.53
100	25.3	3.00	3.87	3.66	4.02	0.005080	1.71	14.83	19.87	0.63
50	25.3	1.77	3.76	3.10	3.87	0.002426	1.48	17.15	13.75	0.42
0	25.3	2.50	3.63	3.17	3.74	0.002404	1.43	17.69	16.92	0.45

9.7.2 Resultados obtenidos para $T_r = 2.33$ años ($575.2 \text{ m}^3/\text{s}$)

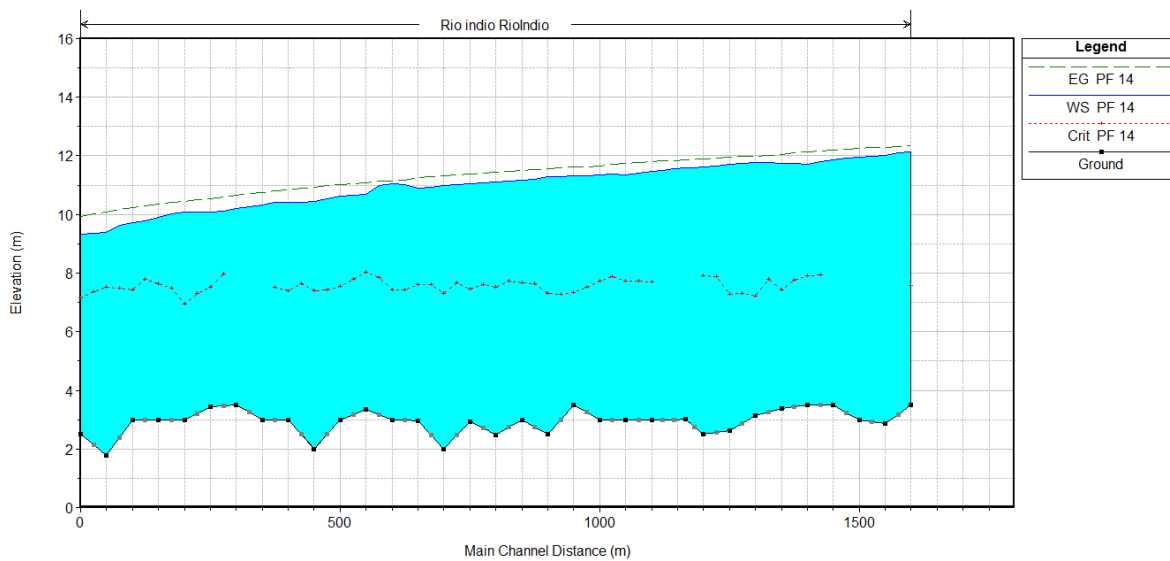


Figura 9.6 Perfil hidráulico en la zona de presa para $T_R = 2.33$ años

Tabla 9.7 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 2.33 años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
1600	575.2	3.50	12.15	7.58	12.34	0.000707	1.95	295.33	69.23	0.30
1550	575.2	2.86	12.01		12.30	0.000786	2.38	242.10	43.12	0.32
1500	575.2	3.00	11.96		12.26	0.000810	2.40	239.19	42.52	0.32
1450	575.2	3.49	11.86		12.20	0.001156	2.60	221.21	46.21	0.38
1400	575.2	3.50	11.72	7.91	12.14	0.001153	2.88	199.44	32.27	0.37
1350	575.2	3.38	11.75	7.44	12.05	0.000822	2.42	237.23	40.79	0.32
1300	575.2	3.13	11.77	7.23	11.99	0.000776	2.10	273.35	59.80	0.31
1250	575.2	2.62	11.70	7.29	11.95	0.000849	2.19	262.40	56.08	0.32
1200	575.2	2.50	11.61	7.91	11.90	0.000823	2.41	239.12	43.98	0.33
1165	575.2	3.01	11.61		11.87	0.000697	2.26	254.94	45.33	0.30
1100	575.2	2.99	11.47	7.69	11.80	0.000996	2.55	225.85	44.08	0.36
1050	575.2	2.99	11.35	7.74	11.74	0.001176	2.76	208.17	39.84	0.39
1000	575.2	3.00	11.36	7.74	11.66	0.001093	2.44	235.89	54.48	0.37
950	575.2	3.50	11.32	7.35	11.61	0.000954	2.39	240.36	49.37	0.35
900	575.2	2.50	11.28	7.31	11.56	0.000980	2.35	244.58	53.96	0.35
850	575.2	3.00	11.16	7.67	11.50	0.001111	2.58	222.98	47.10	0.38
800	575.2	2.49	11.11	7.53	11.43	0.001234	2.51	229.59	54.01	0.39
750	575.2	2.94	11.06	7.46	11.38	0.001059	2.49	231.27	49.58	0.37
700	575.2	2.00	10.99	7.31	11.31	0.001196	2.52	228.57	51.62	0.38
650	575.2	2.96	10.91	7.62	11.25	0.001279	2.59	222.33	52.36	0.40
600	575.2	3.00	11.04	7.41	11.14	0.000444	1.42	405.30	110.35	0.24
550	575.2	3.35	10.68	8.02	11.08	0.001268	2.79	206.04	42.52	0.40
500	575.2	3.00	10.62	7.55	11.02	0.001210	2.80	205.64	39.82	0.39
450	575.2	2.00	10.44	7.38	10.94	0.001520	3.13	183.85	34.28	0.43
400	575.2	3.00	10.43	7.38	10.84	0.001356	2.85	201.72	41.10	0.41
350	575.2	3.00	10.33		10.76	0.002044	2.90	198.15	56.69	0.50
300	575.2	3.50	10.20		10.66	0.001828	3.00	191.98	47.89	0.48
250	575.2	3.43	10.09	7.52	10.55	0.001668	3.00	191.90	44.10	0.46
200	575.2	3.00	10.09	6.94	10.45	0.001162	2.67	215.70	44.75	0.39
150	575.2	2.99	9.89	7.63	10.36	0.002284	3.03	189.97	55.02	0.52
100	575.2	3.00	9.72	7.43	10.24	0.002397	3.19	180.24	48.52	0.53
50	575.2	1.77	9.40	7.50	10.09	0.003226	3.68	156.37	39.96	0.59
0	575.2	2.50	9.32	7.15	9.93	0.002400	3.45	166.85	40.08	0.54

9.7.3 Resultados obtenidos para $T_r = 5$ años ($679.4 \text{ m}^3/\text{s}$)

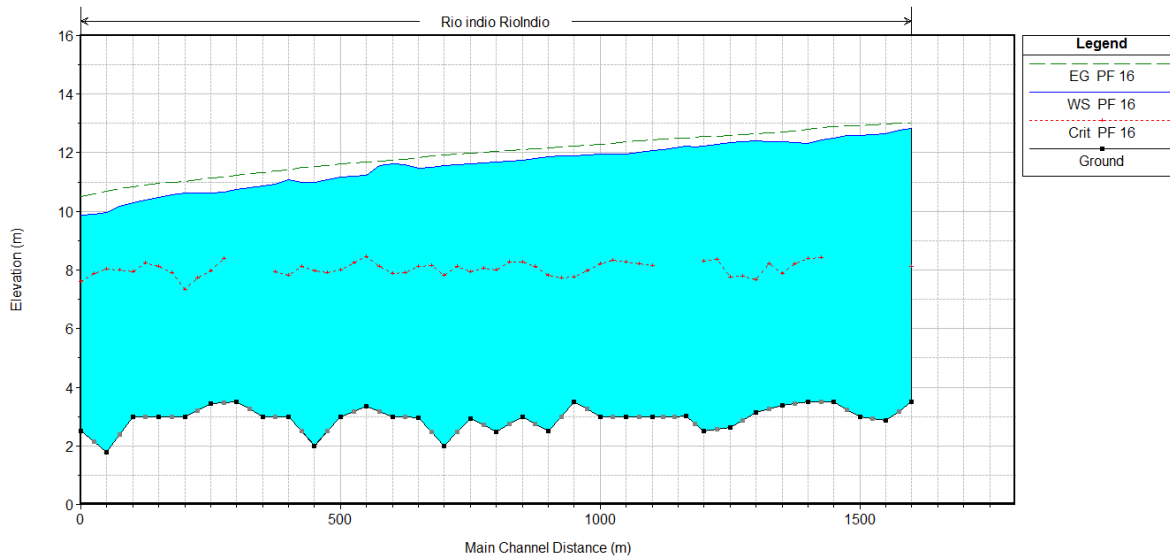


Figura 9.7 Perfil hidráulico en la zona de presa para $T_R = 5$ años

Tabla 9.8 Características hidráulicas en la zona de presa para $T_R = 5$ años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m^3/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m^2	m	-
1600	679.4	3.50	12.82	8.13	13.02	0.000646	1.97	345.84	87.47	0.29
1550	679.4	2.86	12.65		12.97	0.000805	2.51	272.92	64.32	0.33
1500	679.4	3.00	12.60		12.93	0.000830	2.54	268.29	57.04	0.33
1450	679.4	3.49	12.51		12.88	0.001190	2.68	254.40	74.50	0.39
1400	679.4	3.50	12.32	8.39	12.81	0.001250	3.10	219.38	33.90	0.39
1350	679.4	3.38	12.37	7.88	12.71	0.000954	2.57	264.04	47.82	0.35
1300	679.4	3.13	12.40	7.68	12.64	0.000714	2.16	340.99	190.49	0.31
1250	679.4	2.62	12.33	7.76	12.60	0.000828	2.27	298.73	59.50	0.32
1200	679.4	2.50	12.22	8.32	12.55	0.000861	2.55	266.68	46.59	0.34
1165	679.4	3.01	12.21		12.51	0.000765	2.40	283.66	51.56	0.32
1100	679.4	2.99	12.07	8.16	12.44	0.001042	2.68	253.45	47.52	0.37
1050	679.4	2.99	11.94	8.26	12.38	0.001315	2.92	233.07	45.29	0.41
1000	679.4	3.00	11.96	8.21	12.28	0.001199	2.50	271.76	65.62	0.39
950	679.4	3.50	11.90	7.76	12.22	0.001031	2.51	271.21	55.77	0.36
900	679.4	2.50	11.86	7.80	12.17	0.001013	2.45	277.65	59.51	0.36
850	679.4	3.00	11.74	8.27	12.11	0.001222	2.69	252.85	54.58	0.40
800	679.4	2.49	11.70	8.00	12.03	0.001281	2.58	263.56	61.89	0.40

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
750	679.4	2.94	11.63	7.94	11.98	0.001058	2.60	274.65	157.34	0.37
700	679.4	2.00	11.56	7.83	11.91	0.001211	2.62	259.48	56.15	0.39
650	679.4	2.96	11.48	8.11	11.85	0.001237	2.68	253.28	55.10	0.40
600	679.4	3.00	11.63	7.87	11.74	0.000378	1.44	472.01	114.33	0.22
550	679.4	3.35	11.24	8.46	11.68	0.001263	2.94	240.97	92.46	0.41
500	679.4	3.00	11.17	8.00	11.61	0.001246	2.96	244.74	95.75	0.40
450	679.4	2.00	10.99	7.96	11.54	0.001506	3.30	227.25	75.40	0.44
400	679.4	3.00	11.07	7.83	11.41	0.001048	2.70	318.68	103.16	0.37
350	679.4	3.00	10.88		11.33	0.001751	2.96	230.15	58.70	0.47
300	679.4	3.50	10.74		11.23	0.001765	3.11	218.56	50.13	0.48
250	679.4	3.43	10.63	7.97	11.13	0.001672	3.15	216.02	46.26	0.46
200	679.4	3.00	10.63	7.35	11.03	0.001244	2.81	247.65	78.00	0.40
150	679.4	2.99	10.49	8.11	10.95	0.002026	3.00	229.12	69.54	0.50
100	679.4	3.00	10.30	7.95	10.83	0.002327	3.23	210.47	54.91	0.53
50	679.4	1.77	9.95	8.04	10.68	0.003222	3.78	179.73	44.73	0.60
0	679.4	2.50	9.86	7.61	10.52	0.002401	3.59	189.17	42.86	0.55

9.7.4 Resultados obtenidos para $Tr = 10$ años ($736.5 \text{ m}^3/\text{s}$)

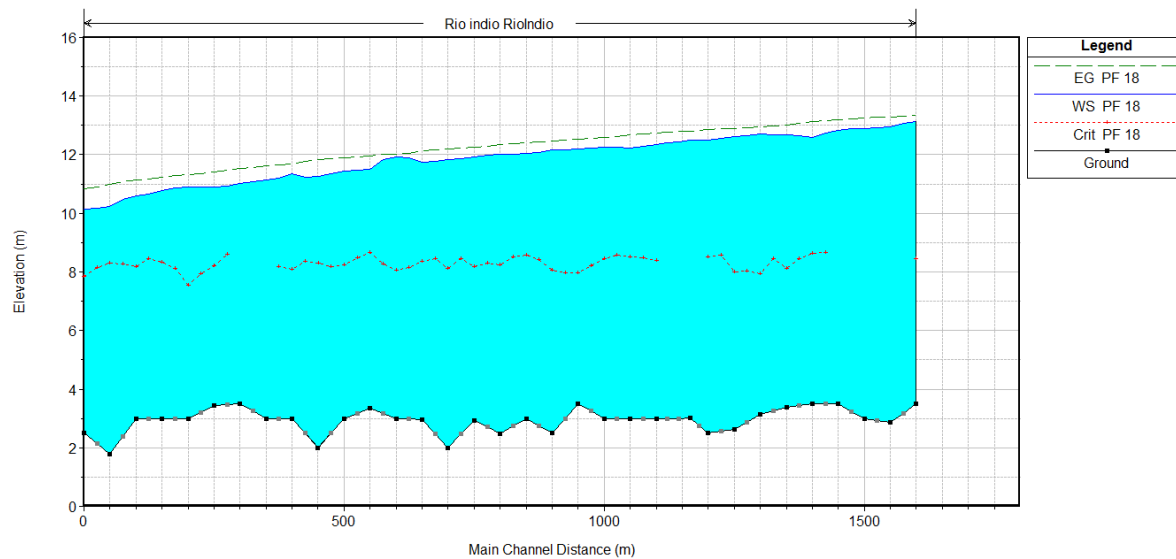


Figura 9.8 Perfil hidráulico en la zona de presa para $TR = 10$ años

Tabla 9.9 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 10 años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
1600	736.5	3.50	13.13	8.44	13.34	0.000608	2.00	375.49	98.75	0.29
1550	736.5	2.86	12.95		13.29	0.000800	2.58	293.47	71.72	0.33
1500	736.5	3.00	12.90		13.25	0.000827	2.62	287.58	72.04	0.33
1450	736.5	3.49	12.82		13.20	0.001131	2.72	277.80	76.50	0.38
1400	736.5	3.50	12.60	8.64	13.13	0.001285	3.22	228.99	34.86	0.40
1350	736.5	3.38	12.67	8.13	13.02	0.000942	2.65	286.16	88.14	0.35
1300	736.5	3.13	12.71	7.93	12.95	0.000664	2.17	400.46	192.88	0.30
1250	736.5	2.62	12.63	8.01	12.90	0.000817	2.33	318.93	82.75	0.32
1200	736.5	2.50	12.50	8.53	12.85	0.000888	2.63	280.14	47.82	0.35
1165	736.5	3.01	12.50		12.81	0.000763	2.47	299.34	57.94	0.32
1100	736.5	2.99	12.36	8.39	12.75	0.001046	2.76	267.15	49.07	0.37
1050	736.5	2.99	12.22	8.53	12.68	0.001318	2.99	246.10	47.42	0.41
1000	736.5	3.00	12.26	8.46	12.58	0.001109	2.50	315.62	130.51	0.38
950	736.5	3.50	12.19	7.98	12.53	0.001010	2.55	298.80	116.61	0.36
900	736.5	2.50	12.16	8.07	12.47	0.000968	2.47	321.49	127.21	0.36
850	736.5	3.00	12.03	8.57	12.41	0.001209	2.73	281.04	97.21	0.40
800	736.5	2.49	12.00	8.25	12.33	0.001216	2.57	310.77	111.96	0.39
750	736.5	2.94	11.92	8.19	12.27	0.001002	2.63	320.21	158.73	0.37
700	736.5	2.00	11.84	8.11	12.21	0.001202	2.68	275.35	58.97	0.39
650	736.5	2.96	11.76	8.36	12.14	0.001257	2.74	269.34	63.71	0.40
600	736.5	3.00	11.92	8.05	12.03	0.000357	1.46	505.00	117.04	0.22
550	736.5	3.35	11.51	8.67	11.97	0.001234	3.01	268.89	105.87	0.41
500	736.5	3.00	11.44	8.23	11.90	0.001223	3.03	270.91	97.38	0.40
450	736.5	2.00	11.25	8.30	11.82	0.001497	3.39	247.32	77.06	0.44
400	736.5	3.00	11.34	8.08	11.69	0.001010	2.74	347.58	105.04	0.36
350	736.5	3.00	11.15		11.61	0.001657	3.00	246.22	60.00	0.46
300	736.5	3.50	11.01		11.52	0.001747	3.17	232.07	51.16	0.48
250	736.5	3.43	10.89	8.22	11.42	0.001692	3.23	228.31	47.49	0.47
200	736.5	3.00	10.89	7.56	11.31	0.001213	2.88	269.07	81.17	0.40
150	736.5	2.99	10.78	8.33	11.24	0.001846	3.01	249.50	71.48	0.48
100	736.5	3.00	10.59	8.19	11.13	0.002195	3.25	226.86	56.60	0.52
50	736.5	1.77	10.24	8.30	10.99	0.003125	3.82	192.95	46.43	0.60
0	736.5	2.50	10.15	7.84	10.83	0.002405	3.65	201.73	45.05	0.55

9.7.5 Resultados obtenidos para $Tr = 25$ años ($789.2 \text{ m}^3/\text{s}$)

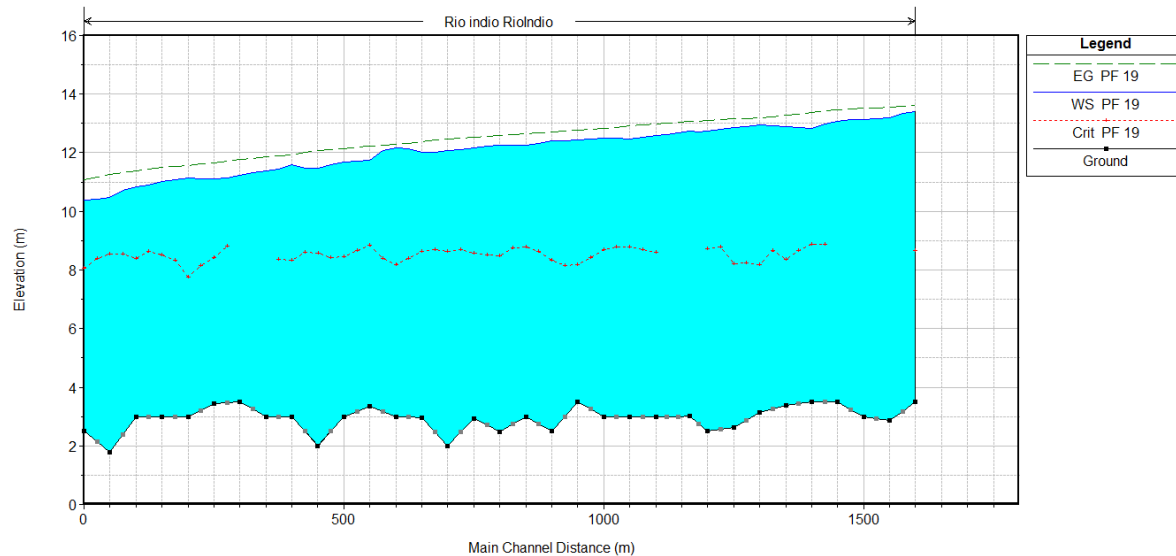


Figura 9.9 Perfil hidráulico en la zona de presa para $TR = 25$ años

Tabla 9.10 Características hidráulicas en la zona de presa para $TR = 25$ años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m^3/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m^2	m	-
1600	789.2	3.50	13.39	8.68	13.60	0.000587	2.03	401.31	101.32	0.28
1550	789.2	2.86	13.20		13.55	0.000803	2.65	311.47	74.62	0.33
1500	789.2	3.00	13.14		13.51	0.000831	2.69	306.27	78.36	0.34
1450	789.2	3.49	13.07		13.46	0.001101	2.77	297.18	78.21	0.38
1400	789.2	3.50	12.82	8.86	13.39	0.001325	3.34	236.77	35.87	0.40
1350	789.2	3.38	12.90	8.35	13.27	0.000940	2.71	307.28	91.83	0.35
1300	789.2	3.13	12.96	8.19	13.19	0.000632	2.18	448.76	194.72	0.29
1250	789.2	2.62	12.86	8.23	13.15	0.000808	2.38	338.81	86.81	0.32
1200	789.2	2.50	12.72	8.71	13.10	0.000900	2.71	290.93	48.98	0.35
1165	789.2	3.01	12.73		13.06	0.000774	2.55	312.74	61.09	0.33
1100	789.2	2.99	12.58	8.61	12.99	0.001055	2.84	280.14	73.91	0.38
1050	789.2	2.99	12.46	8.77	12.93	0.001293	3.05	275.80	92.42	0.41
1000	789.2	3.00	12.51	8.70	12.82	0.001046	2.52	347.75	136.95	0.37
950	789.2	3.50	12.43	8.18	12.77	0.000985	2.60	326.71	121.16	0.36
900	789.2	2.50	12.40	8.33	12.71	0.000930	2.50	352.32	129.98	0.35
850	789.2	3.00	12.27	8.78	12.65	0.001169	2.77	304.76	103.96	0.40
800	789.2	2.49	12.25	8.48	12.58	0.001148	2.58	339.23	121.22	0.38

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m ³ /s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m ²	m	-
750	789.2	2.94	12.17	8.56	12.52	0.000954	2.64	360.12	160.60	0.36
700	789.2	2.00	12.08	8.62	12.46	0.001176	2.73	292.14	99.36	0.39
650	789.2	2.96	12.00	8.64	12.39	0.001193	2.76	308.03	116.10	0.40
600	789.2	3.00	12.17	8.19	12.28	0.000344	1.49	534.68	125.07	0.22
550	789.2	3.35	11.75	8.85	12.22	0.001208	3.06	295.10	113.99	0.41
500	789.2	3.00	11.68	8.44	12.15	0.001205	3.09	294.70	104.23	0.40
450	789.2	2.00	11.48	8.56	12.07	0.001492	3.47	265.03	78.73	0.44
400	789.2	3.00	11.58	8.33	11.93	0.000987	2.79	372.90	108.32	0.36
350	789.2	3.00	11.38		11.86	0.001598	3.05	260.16	61.24	0.46
300	789.2	3.50	11.23		11.77	0.001718	3.24	243.80	52.58	0.48
250	789.2	3.43	11.12	8.43	11.67	0.001680	3.29	246.18	74.32	0.47
200	789.2	3.00	11.13	7.75	11.56	0.001193	2.94	288.21	84.49	0.40
150	789.2	2.99	11.02	8.52	11.49	0.001732	3.04	267.15	73.50	0.47
100	789.2	3.00	10.84	8.39	11.38	0.002070	3.28	240.86	57.72	0.51
50	789.2	1.77	10.49	8.53	11.25	0.003063	3.86	204.41	47.74	0.60
0	789.2	2.50	10.39	8.06	11.09	0.002401	3.71	213.10	51.15	0.55

9.7.6 Resultados obtenidos para Tr = 50 años (819.4 m³/s)

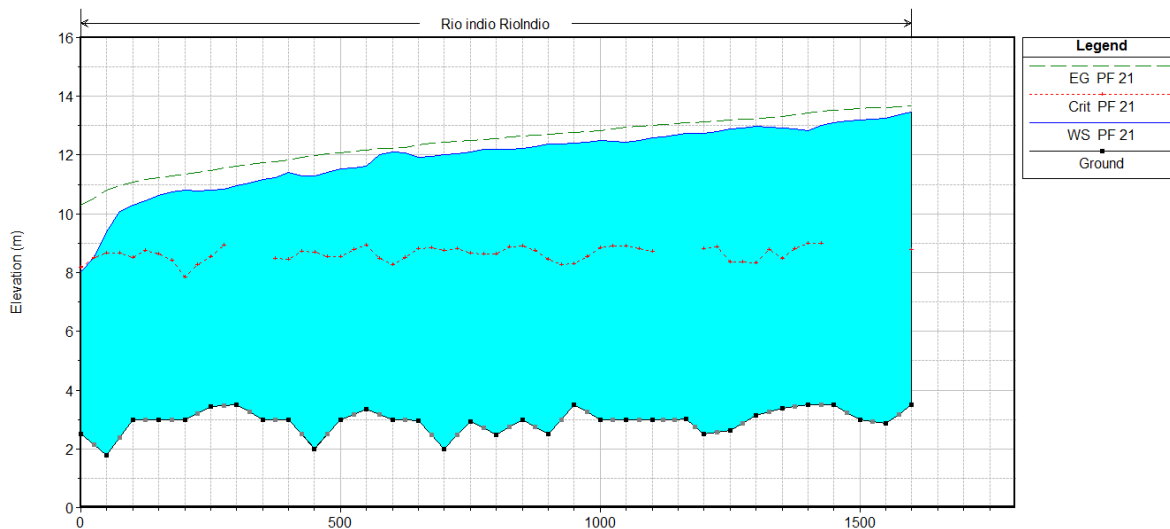


Figura 9.10 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 50 años

Tabla 9.11 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 50 años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
1600	819.4	3.50	13.45	8.79	13.67	0.000608	2.09	407.44	101.93	0.29
1550	819.4	2.86	13.24		13.62	0.000843	2.73	314.99	75.09	0.34
1500	819.4	3.00	13.19		13.58	0.000875	2.78	309.70	78.68	0.35
1450	819.4	3.49	13.11		13.53	0.001156	2.85	300.34	78.51	0.39
1400	819.4	3.50	12.84	8.99	13.45	0.001417	3.46	237.39	35.96	0.42
1350	819.4	3.38	12.93	8.48	13.32	0.000999	2.80	309.57	92.19	0.36
1300	819.4	3.13	12.99	8.33	13.24	0.000665	2.25	454.75	194.96	0.30
1250	819.4	2.62	12.88	8.35	13.19	0.000859	2.46	340.70	87.09	0.34
1200	819.4	2.50	12.73	8.82	13.14	0.000965	2.81	291.41	49.05	0.36
1165	819.4	3.01	12.74		13.09	0.000830	2.64	313.35	61.21	0.34
1100	819.4	2.99	12.58	8.73	13.02	0.001139	2.95	279.89	73.83	0.39
1050	819.4	2.99	12.44	8.91	12.95	0.001409	3.18	274.27	91.12	0.43
1000	819.4	3.00	12.49	8.84	12.84	0.001139	2.62	346.04	135.35	0.39
950	819.4	3.50	12.41	8.29	12.78	0.001077	2.71	324.22	120.76	0.38
900	819.4	2.50	12.38	8.46	12.72	0.001021	2.61	349.21	129.75	0.37
850	819.4	3.00	12.23	8.91	12.65	0.001297	2.90	300.61	102.81	0.42
800	819.4	2.49	12.20	8.63	12.57	0.001281	2.71	333.92	119.60	0.40
750	819.4	2.94	12.12	8.67	12.50	0.001072	2.78	351.05	160.10	0.38
700	819.4	2.00	12.01	8.74	12.43	0.001326	2.88	285.82	92.03	0.41
650	819.4	2.96	11.92	8.82	12.36	0.001391	2.95	279.94	71.42	0.43
600	819.4	3.00	12.11	8.26	12.23	0.000386	1.56	527.27	122.68	0.23
550	819.4	3.35	11.62	8.95	12.16	0.001415	3.27	281.15	109.96	0.44
500	819.4	3.00	11.54	8.55	12.08	0.001421	3.30	280.47	100.75	0.44
450	819.4	2.00	11.30	8.68	11.99	0.001803	3.73	250.68	77.38	0.48
400	819.4	3.00	11.41	8.46	11.83	0.001193	3.00	354.80	105.49	0.40
350	819.4	3.00	11.16		11.73	0.002033	3.33	246.88	60.05	0.51
300	819.4	3.50	10.97		11.61	0.002218	3.56	230.02	50.98	0.54
250	819.4	3.43	10.80	8.56	11.48	0.002200	3.66	224.18	47.09	0.53
200	819.4	3.00	10.81	7.86	11.35	0.001597	3.26	261.86	80.12	0.46
150	819.4	2.99	10.62	8.62	11.24	0.002619	3.49	238.33	70.44	0.57
100	819.4	3.00	10.30	8.50	11.07	0.003373	3.89	210.71	54.93	0.63
50	819.4	1.77	9.39	8.67	10.80	0.006586	5.26	155.89	39.82	0.85
0	819.4	2.50	8.04	8.19	10.30	0.009306	6.67	122.94	29.67	1.05

9.7.7 Resultados obtenidos para $Tr = 100$ años ($844.4 \text{ m}^3/\text{s}$)

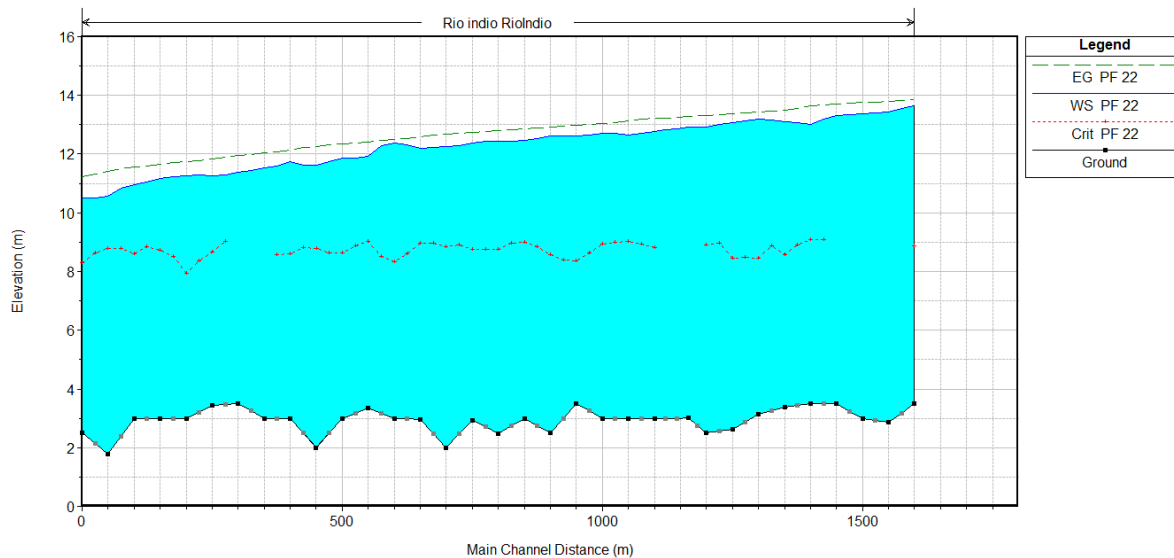


Figura 9.11 Perfil hidráulico en la zona de presa para $TR = 100$ años

Tabla 9.12 Características hidráulicas en la zona de presa para $TR = 100$ años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m^3/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m^2	m	-
1600	844.4	3.50	13.63	8.87	13.85	0.000573	2.07	426.12	103.31	0.28
1550	844.4	2.86	13.43		13.80	0.000813	2.73	328.76	76.89	0.34
1500	844.4	3.00	13.37		13.76	0.000842	2.77	324.26	80.01	0.34
1450	844.4	3.49	13.30		13.71	0.001087	2.83	315.51	79.96	0.38
1400	844.4	3.50	13.02	9.10	13.63	0.001381	3.47	243.93	36.82	0.42
1350	844.4	3.38	13.12	8.58	13.51	0.000948	2.79	334.48	157.69	0.35
1300	844.4	3.13	13.19	8.45	13.42	0.000607	2.19	512.68	296.41	0.29
1250	844.4	2.62	13.07	8.45	13.38	0.000814	2.45	362.99	167.37	0.33
1200	844.4	2.50	12.92	8.90	13.33	0.000926	2.81	300.73	50.40	0.36
1165	844.4	3.01	12.93		13.28	0.000796	2.64	325.18	63.92	0.33
1100	844.4	2.99	12.77	8.82	13.21	0.001078	2.94	294.92	78.96	0.38
1050	844.4	2.99	12.65	9.02	13.15	0.001308	3.14	297.06	114.29	0.42
1000	844.4	3.00	12.71	8.94	13.04	0.001015	2.56	376.84	140.85	0.37
950	844.4	3.50	12.63	8.38	12.99	0.000982	2.66	351.56	124.85	0.36
900	844.4	2.50	12.61	8.57	12.93	0.000917	2.55	379.20	131.63	0.35
850	844.4	3.00	12.46	9.00	12.87	0.001163	2.83	325.93	109.60	0.40
800	844.4	2.49	12.45	8.75	12.79	0.001121	2.63	364.75	128.72	0.38

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m ³ /s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m ²	m	-
750	844.4	2.94	12.38	8.76	12.73	0.000935	2.68	393.85	162.51	0.36
700	844.4	2.00	12.27	8.83	12.67	0.001181	2.81	311.98	105.71	0.39
650	844.4	2.96	12.20	8.96	12.60	0.001183	2.82	331.51	126.56	0.40
600	844.4	3.00	12.37	8.33	12.49	0.000342	1.53	560.64	133.11	0.22
550	844.4	3.35	11.93	9.03	12.42	0.001226	3.15	316.42	120.48	0.41
500	844.4	3.00	11.85	8.65	12.35	0.001233	3.18	313.69	110.15	0.41
450	844.4	2.00	11.64	8.78	12.27	0.001557	3.60	277.72	82.78	0.45
400	844.4	3.00	11.75	8.62	12.12	0.001010	2.87	391.73	111.20	0.37
350	844.4	3.00	11.54		12.04	0.001636	3.16	269.68	62.89	0.47
300	844.4	3.50	11.38		11.95	0.001782	3.36	251.30	53.48	0.49
250	844.4	3.43	11.25	8.66	11.85	0.001751	3.42	256.40	76.20	0.48
200	844.4	3.00	11.27	7.95	11.74	0.001244	3.05	300.37	86.85	0.41
150	844.4	2.99	11.16	8.72	11.66	0.001776	3.14	277.64	76.48	0.48
100	844.4	3.00	10.96	8.60	11.55	0.002155	3.41	248.03	58.27	0.52
50	844.4	1.77	10.57	8.79	11.40	0.003303	4.06	208.23	48.23	0.62
0	844.4	2.50	10.51	8.30	11.22	0.002398	3.77	257.92	116.20	0.55

9.7.8 Resultados obtenidos para Tr = 200 años (865.7 m³/s)

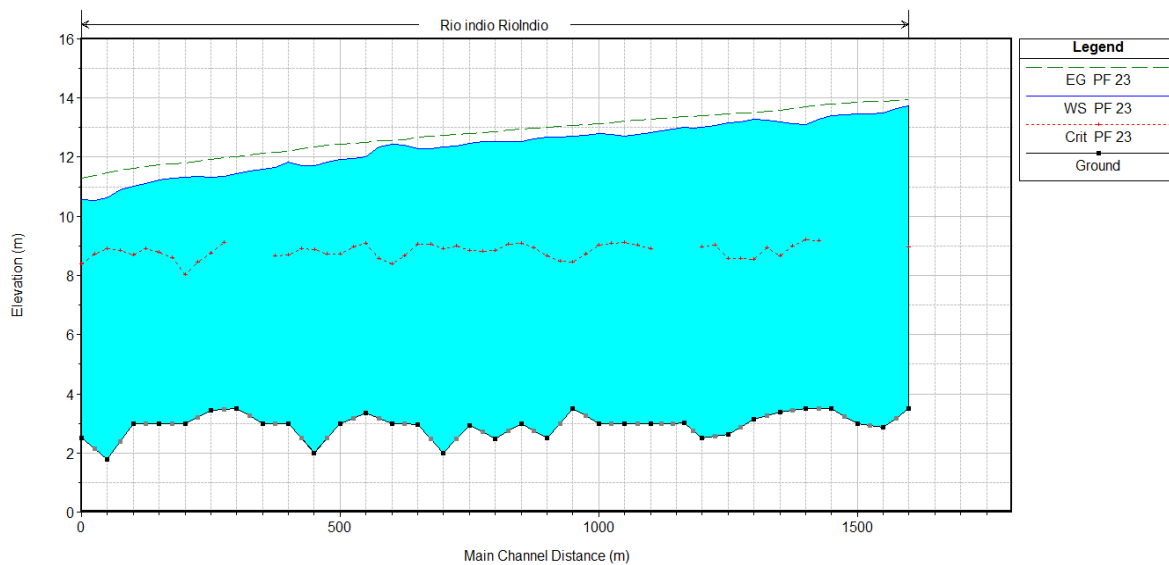


Figura 9.12 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 200 años

Tabla 9.13 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 200 años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
1600	865.7	3.50	13.72	8.96	13.94	0.000570	2.09	435.33	103.90	0.28
1550	865.7	2.86	13.51		13.89	0.000818	2.76	335.21	78.21	0.34
1500	865.7	3.00	13.45		13.85	0.000846	2.81	330.95	80.61	0.34
1450	865.7	3.49	13.39		13.80	0.001084	2.86	322.32	80.65	0.38
1400	865.7	3.50	13.09	9.20	13.72	0.001404	3.52	246.55	37.20	0.42
1350	865.7	3.38	13.19	8.68	13.59	0.000950	2.81	347.03	158.98	0.36
1300	865.7	3.13	13.28	8.54	13.50	0.000597	2.20	537.77	297.31	0.29
1250	865.7	2.62	13.15	8.57	13.46	0.000813	2.47	376.12	168.85	0.33
1200	865.7	2.50	13.00	8.97	13.41	0.000932	2.84	312.67	162.41	0.36
1165	865.7	3.01	13.00		13.36	0.000805	2.68	330.27	84.89	0.34
1100	865.7	2.99	12.84	8.90	13.29	0.001087	2.97	300.63	81.34	0.39
1050	865.7	2.99	12.72	9.11	13.23	0.001309	3.17	305.59	115.01	0.42
1000	865.7	3.00	12.79	9.03	13.12	0.001004	2.57	387.91	142.02	0.37
950	865.7	3.50	12.71	8.45	13.07	0.000981	2.68	360.96	126.06	0.36
900	865.7	2.50	12.68	8.65	13.01	0.000913	2.56	389.25	132.09	0.35
850	865.7	3.00	12.54	9.08	12.95	0.001162	2.86	334.14	115.37	0.40
800	865.7	2.49	12.53	8.85	12.87	0.001112	2.65	374.58	131.50	0.38
750	865.7	2.94	12.46	8.84	12.81	0.000929	2.70	406.42	163.58	0.36
700	865.7	2.00	12.34	8.91	12.75	0.001183	2.84	319.59	107.62	0.39
650	865.7	2.96	12.28	9.05	12.68	0.001173	2.84	341.85	132.32	0.40
600	865.7	3.00	12.45	8.38	12.57	0.000341	1.54	571.58	136.36	0.22
550	865.7	3.35	12.01	9.10	12.50	0.001225	3.18	325.71	123.33	0.41
500	865.7	3.00	11.93	8.73	12.44	0.001236	3.21	321.98	112.80	0.41
450	865.7	2.00	11.71	8.86	12.35	0.001572	3.64	283.44	84.36	0.45
400	865.7	3.00	11.83	8.70	12.20	0.001012	2.90	399.95	112.35	0.37
350	865.7	3.00	11.60		12.12	0.001640	3.19	273.98	64.19	0.47
300	865.7	3.50	11.44		12.03	0.001794	3.40	254.73	53.87	0.49
250	865.7	3.43	11.32	8.75	11.92	0.001762	3.46	261.27	77.09	0.49
200	865.7	3.00	11.33	8.03	11.81	0.001254	3.09	306.08	87.94	0.42
150	865.7	2.99	11.23	8.79	11.74	0.001774	3.17	282.74	77.89	0.48
100	865.7	3.00	11.03	8.68	11.63	0.002147	3.44	258.68	100.67	0.52
50	865.7	1.77	10.62	8.89	11.48	0.003340	4.11	210.69	48.57	0.63
0	865.7	2.50	10.57	8.38	11.29	0.002400	3.80	264.76	116.54	0.56

9.7.9 Resultados obtenidos para $T_r = 500$ años ($889.8 \text{ m}^3/\text{s}$)

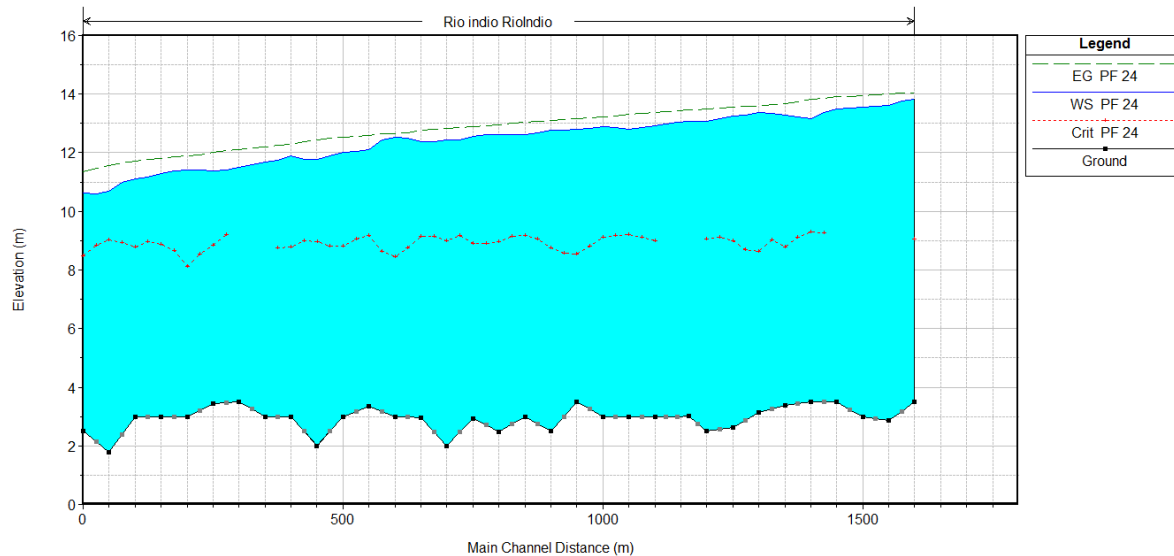


Figura 9.13 Perfil hidráulico en la zona de presa para $T_R = 500$ años

Tabla 9.14 Características hidráulicas en la zona de presa para $T_R = 500$ años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m^3/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m^2	m	-
1600	889.8	3.50	13.82	9.04	14.05	0.000565	2.10	445.90	104.57	0.28
1550	889.8	2.86	13.60		14.00	0.000822	2.80	342.75	79.40	0.34
1500	889.8	3.00	13.55		13.96	0.000850	2.84	338.67	81.14	0.34
1450	889.8	3.49	13.49		13.90	0.001079	2.88	330.19	81.51	0.38
1400	889.8	3.50	13.17	9.30	13.82	0.001429	3.58	249.60	37.65	0.42
1350	889.8	3.38	13.29	8.78	13.69	0.000948	2.84	361.69	160.34	0.36
1300	889.8	3.13	13.37	8.64	13.60	0.000584	2.20	566.84	298.79	0.29
1250	889.8	2.62	13.24	8.99	13.56	0.000810	2.49	391.67	174.61	0.33
1200	889.8	2.50	13.08	9.06	13.50	0.000942	2.88	319.43	181.71	0.36
1165	889.8	3.01	13.08		13.46	0.000815	2.72	342.46	152.20	0.34
1100	889.8	2.99	12.93	9.00	13.39	0.001096	3.01	307.38	84.07	0.39
1050	889.8	2.99	12.81	9.22	13.32	0.001308	3.20	315.48	115.84	0.42
1000	889.8	3.00	12.88	9.12	13.21	0.000990	2.58	400.75	143.36	0.37
950	889.8	3.50	12.79	8.54	13.16	0.000978	2.71	372.00	127.82	0.36
900	889.8	2.50	12.77	8.75	13.10	0.000906	2.58	400.97	132.64	0.35
850	889.8	3.00	12.62	9.16	13.04	0.001156	2.88	344.28	119.76	0.40
800	889.8	2.49	12.61	8.98	12.96	0.001097	2.66	386.42	134.61	0.38

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m ³ /s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m ²	m	-
750	889.8	2.94	12.55	8.92	12.90	0.000918	2.71	423.14	196.47	0.36
700	889.8	2.00	12.43	9.01	12.84	0.001180	2.86	328.93	109.94	0.39
650	889.8	2.96	12.37	9.14	12.78	0.001161	2.86	353.92	136.77	0.40
600	889.8	3.00	12.54	8.45	12.66	0.000339	1.55	584.19	140.47	0.22
550	889.8	3.35	12.09	9.17	12.60	0.001221	3.20	336.56	124.19	0.41
500	889.8	3.00	12.01	8.81	12.53	0.001240	3.25	331.48	115.49	0.41
450	889.8	2.00	11.78	8.95	12.44	0.001589	3.69	289.87	86.10	0.46
400	889.8	3.00	11.91	8.79	12.29	0.001015	2.93	409.13	113.53	0.37
350	889.8	3.00	11.68		12.21	0.001644	3.23	278.79	65.68	0.47
300	889.8	3.50	11.51		12.12	0.001809	3.45	258.75	72.00	0.49
250	889.8	3.43	11.38	8.85	12.01	0.001776	3.51	266.66	77.99	0.49
200	889.8	3.00	11.40	8.12	11.89	0.001266	3.13	312.39	89.23	0.42
150	889.8	2.99	11.30	8.88	11.82	0.001774	3.20	288.40	79.46	0.48
100	889.8	3.00	11.10	8.78	11.71	0.002147	3.47	265.85	102.57	0.52
50	889.8	1.77	10.67	9.02	11.56	0.003382	4.17	213.44	48.97	0.63
0	889.8	2.50	10.64	8.48	11.37	0.002403	3.84	272.39	116.92	0.56

9.7.10 Resultados obtenidos para Tr = 1000 años (905.4 m³/s)

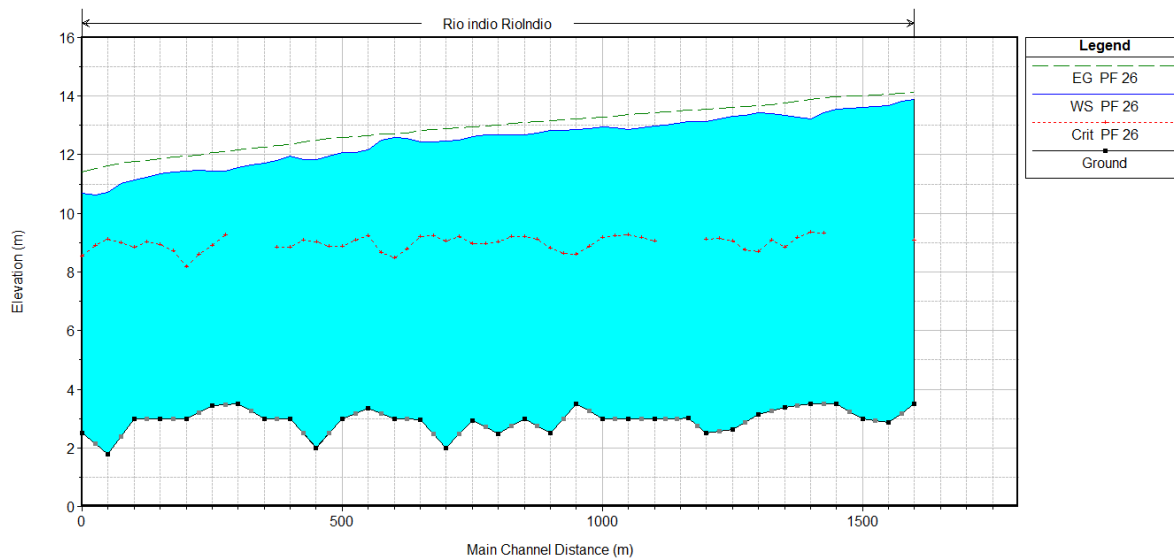


Figura 9.14 Perfil hidráulico en la zona de presa para TR = 1000 años

Tabla 9.15 Características hidráulicas en la zona de presa para TR = 1000 años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
1600	905.4	3.50	13.89	9.09	14.11	0.000562	2.11	452.80	105.01	0.28
1550	905.4	2.86	13.67		14.07	0.000824	2.82	347.71	80.07	0.34
1500	905.4	3.00	13.61		14.02	0.000852	2.86	343.72	81.41	0.34
1450	905.4	3.49	13.55		13.97	0.001074	2.90	335.38	81.86	0.38
1400	905.4	3.50	13.22	9.37	13.89	0.001444	3.62	251.60	37.95	0.43
1350	905.4	3.38	13.35	8.85	13.75	0.000946	2.85	371.37	161.22	0.36
1300	905.4	3.13	13.44	8.71	13.66	0.000575	2.20	585.89	299.70	0.28
1250	905.4	2.62	13.30	9.06	13.62	0.000806	2.51	402.16	178.26	0.33
1200	905.4	2.50	13.13	9.10	13.56	0.000947	2.91	323.99	184.21	0.36
1165	905.4	3.01	13.14		13.52	0.000819	2.74	351.18	164.69	0.34
1100	905.4	2.99	12.98	9.07	13.45	0.001102	3.04	311.99	94.40	0.39
1050	905.4	2.99	12.87	9.28	13.38	0.001305	3.21	321.99	116.39	0.42
1000	905.4	3.00	12.94	9.18	13.27	0.000980	2.59	409.18	144.23	0.37
950	905.4	3.50	12.85	8.60	13.22	0.000975	2.72	379.30	129.28	0.36
900	905.4	2.50	12.83	8.81	13.16	0.000900	2.59	408.65	133.00	0.35
850	905.4	3.00	12.68	9.22	13.10	0.001151	2.90	351.14	122.65	0.40
800	905.4	2.49	12.67	9.04	13.02	0.001087	2.67	394.33	136.64	0.38
750	905.4	2.94	12.61	8.97	12.96	0.000910	2.72	435.04	197.92	0.36
700	905.4	2.00	12.48	9.06	12.90	0.001178	2.88	335.07	111.44	0.39
650	905.4	2.96	12.43	9.20	12.84	0.001152	2.87	362.03	139.69	0.40
600	905.4	3.00	12.60	8.49	12.72	0.000337	1.56	592.56	142.53	0.22
550	905.4	3.35	12.15	9.23	12.66	0.001217	3.21	343.73	124.67	0.41
500	905.4	3.00	12.07	8.87	12.59	0.001239	3.26	337.86	116.00	0.41
450	905.4	2.00	11.83	9.01	12.50	0.001599	3.72	294.13	87.23	0.46
400	905.4	3.00	11.96	8.84	12.35	0.001016	2.94	415.16	114.27	0.37
350	905.4	3.00	11.73		12.27	0.001646	3.25	282.00	66.58	0.47
300	905.4	3.50	11.55		12.17	0.001816	3.48	262.07	72.49	0.49
250	905.4	3.43	11.43	8.91	12.06	0.001783	3.53	270.26	78.59	0.49
200	905.4	3.00	11.45	8.17	11.95	0.001272	3.15	316.63	90.18	0.42
150	905.4	2.99	11.35	8.93	11.87	0.001772	3.23	292.24	80.68	0.48
100	905.4	3.00	11.14	8.84	11.76	0.002142	3.49	270.80	103.82	0.52
50	905.4	1.77	10.71	9.11	11.61	0.003405	4.21	215.28	49.26	0.63
0	905.4	2.50	10.68	8.55	11.41	0.002402	3.86	277.44	117.14	0.56

9.7.11 Resultados obtenidos para $Tr = 10\ 000$ años ($947.9\ m^3/s$)

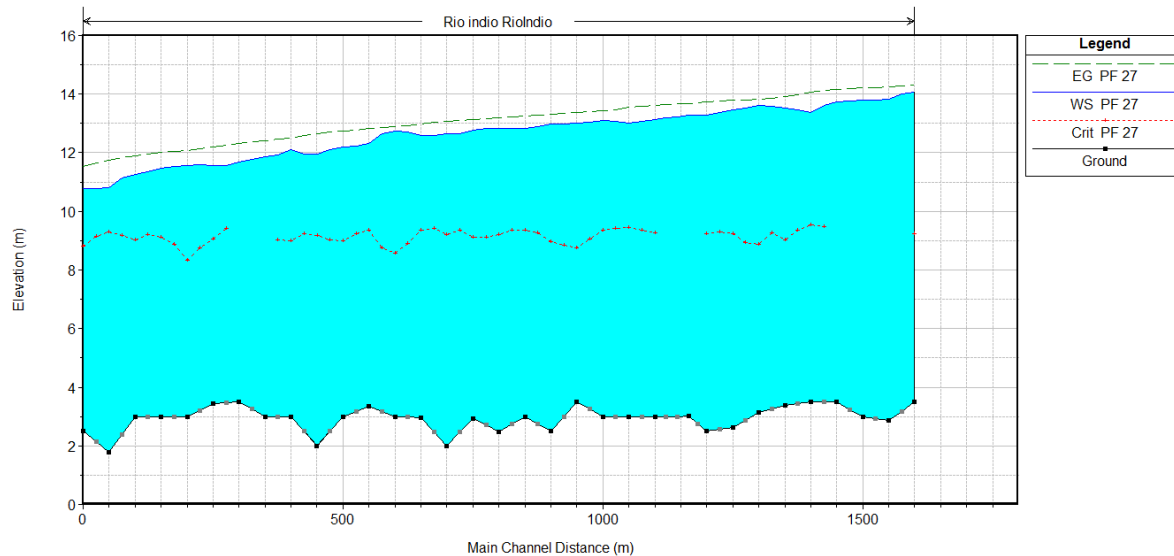


Figura 9.15 Perfil hidráulico en la zona de presa para $TR = 10\ 000$ años

Tabla 9.16 Características hidráulicas en la zona de presa para $TR = 10\ 000$ años

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m^3/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m^2	m	-
1600	947.9	3.50	14.07	9.25	14.30	0.000552	2.14	471.71	105.89	0.28
1550	947.9	2.86	13.84		14.25	0.000828	2.87	361.48	81.92	0.34
1500	947.9	3.00	13.78		14.21	0.000855	2.91	357.64	82.14	0.35
1450	947.9	3.49	13.72		14.16	0.001061	2.94	349.67	82.73	0.38
1400	947.9	3.50	13.37	9.55	14.07	0.001482	3.71	257.17	38.78	0.43
1350	947.9	3.38	13.51	9.03	13.92	0.000937	2.89	398.24	166.58	0.36
1300	947.9	3.13	13.61	8.88	13.83	0.000550	2.19	638.52	301.66	0.28
1250	947.9	2.62	13.47	9.23	13.79	0.000793	2.53	432.18	185.51	0.33
1200	947.9	2.50	13.28	9.24	13.73	0.000957	2.97	337.16	193.63	0.37
1165	947.9	3.01	13.29		13.68	0.000822	2.79	377.17	170.53	0.34
1100	947.9	2.99	13.13	9.25	13.61	0.001108	3.09	337.69	177.08	0.39
1050	947.9	2.99	13.01	9.46	13.55	0.001315	3.28	339.25	141.23	0.42
1000	947.9	3.00	13.10	9.35	13.43	0.000956	2.61	432.21	147.74	0.36
950	947.9	3.50	13.00	8.75	13.38	0.000966	2.76	399.38	133.25	0.36
900	947.9	2.50	12.98	8.97	13.32	0.000886	2.62	429.43	133.97	0.35
850	947.9	3.00	12.83	9.36	13.26	0.001136	2.93	370.72	135.14	0.40
800	947.9	2.49	12.83	9.20	13.18	0.001060	2.69	416.25	142.32	0.38

INDIO RIVER MULTIPURPOSE RESERVOIR

Sección	Caudal	Cota de Fondo	Cota de Agua	Cota Crítica	Cota de Energía	Pendiente Línea de Energía	Velocidad	Área Hidráulica	Ancho Superficial	No. de Froude
-	m³/s	m PLD	m PLD	m PLD	m PLD	m/m	m/s	m²	m	-
750	947.9	2.94	12.77	9.11	13.12	0.000885	2.73	467.77	201.86	0.35
700	947.9	2.00	12.64	9.20	13.06	0.001137	2.89	376.78	152.33	0.39
650	947.9	2.96	12.58	9.35	13.00	0.001131	2.89	384.16	146.23	0.39
600	947.9	3.00	12.75	8.58	12.88	0.000335	1.59	615.16	147.67	0.22
550	947.9	3.35	12.30	9.36	12.82	0.001207	3.25	362.67	126.07	0.41
500	947.9	3.00	12.21	9.01	12.74	0.001239	3.31	354.69	117.16	0.41
450	947.9	2.00	11.96	9.17	12.66	0.001625	3.80	305.54	89.34	0.46
400	947.9	3.00	12.10	8.99	12.50	0.001021	2.99	431.07	116.06	0.37
350	947.9	3.00	11.85		12.41	0.001657	3.32	290.49	69.00	0.47
300	947.9	3.50	11.67		12.32	0.001840	3.56	270.71	73.77	0.50
250	947.9	3.43	11.55	9.07	12.21	0.001808	3.61	279.58	80.06	0.50
200	947.9	3.00	11.57	8.32	12.09	0.001290	3.22	333.12	151.13	0.42
150	947.9	2.99	11.47	9.13	12.01	0.001775	3.29	302.25	89.95	0.49
100	947.9	3.00	11.27	9.02	11.90	0.002139	3.55	283.56	107.00	0.52
50	947.9	1.77	10.80	9.31	11.75	0.003504	4.32	219.55	50.05	0.64
0	947.9	2.50	10.79	8.80	11.54	0.002404	3.92	290.57	117.65	0.56



10 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

10.1 ASPECTOS GENERALES

Ejercicios de modelación hidrodinámica se adelantan en el sector entre el futuro sitio de presa sobre el río Indio y la desembocadura del mismo en el océano Atlántico, para investigar la dinámica de los procesos hidrodinámicos y su incidencia sobre aspectos como las cotas de inundación para diferentes períodos de retorno en condiciones sin proyecto a lo largo del cauce del río junto con la variación espacial de características como velocidades medias y esfuerzos cortantes. Para la implementación de los ejercicios de simulación se empleó el software Delft3D, desarrollado por Deltares (Delft, Holanda) que es capaz de reproducir los fenómenos relevantes para los efectos de este estudio como lo son: turbulencia, flujo no permanente, transporte de sedimentos, convección y difusión tridimensional. Todos los aspectos relacionados con los sistemas de ecuaciones y la solución numérica utilizados por Delft3D han sido explicados de manera exhaustiva por varios autores (Gerritsen, 2007); (Lesser, 2015); (Roelvink, 1994); (Stelling, 1991); (WL | Delft Hydraulics Staff, 2012); y su presentación es obviada en virtud de la brevedad. Para la captura de los fenómenos turbulentos se ha implementado la versión tridimensional de modelo k-e (Rodi, 1980).

Se ha adoptado un enfoque de modelación tridimensional en el cual se consideran adicionalmente efectos de Coriolis, turbulencia, presencia de llanuras de inundación y bifurcaciones en el alineamiento del cauce principal. No se consideran efectos causados por oleaje en el océano Atlántico, mareas ni fenómenos de transporte termo-halino causados por las diferencias en temperaturas y salinidad entre las aguas continentales y oceánicas.

10.1.1 Objetivos de la modelación

Los ejercicios de modelación documentados en este capítulo se han encaminado a cuantificar las propiedades hidrodinámicas del río para diferentes condiciones de caudales extremos, haciendo énfasis en los niveles de inundación. De manera específica se pretende alcanzar los objetivos presentados a continuación.

- Describir la información topográfica y barimétrica empleada para la configuración del modelo junto con las metodologías empleadas para su acoplamiento e inclusión dentro del dominio de cálculo.
- Presentar la información de caudales y niveles empleados para la definición de cada uno de los casos de análisis.
- Describir los criterios empleados para definir las condiciones de borde rígidas y dinámicas junto con las metodologías empleadas para la definición del tamaño óptimo de malla y el número de capas verticales en el esquema de discretización espacial.
- Presentar los parámetros empleados para la ejecución de cada uno de los escenarios estudiados.
- Analizar la sensibilidad de los resultados obtenidos ante variaciones en valores de parámetros del modelo.
- Presentar distribuciones en planta y perfil de variables como el nivel del río a lo largo del alineamiento, velocidades medias y esfuerzos cortantes en el fondo.

10.2 INFORMACIÓN DE REFERENCIA

10.2.1 Topografía y Batimetría

Se ha utilizado la información de niveles de terreno procedente del levantamiento LiDAR del área de estudio suministrada por ACP que cuenta con información de niveles entre las cotas 0,0 mPLD y 150,0 mPLD, con la que se logra representar adecuadamente la totalidad de las áreas de llanura de inundación y los sectores donde el río presenta estrechamientos.

Las condiciones batimétricas y de alineamiento del río se han capturado por medio de levantamientos ADCP suministrados por ACP a lo largo de la totalidad del área de estudio, lo cual permite una representación detallada de los niveles de fondo del río y de las rondas hídricas del cauce principal.

10.2.2 Escenarios de análisis y caudales para la modelación

La información de caudales para la modelación se ha adoptado de acuerdo con lo estimado en los estudios hidrológicos del proyecto y corresponde a los caudales máximos instantáneos para cada uno de los escenarios a analizar de acuerdo con los períodos de retorno seleccionados. Dicha información se resume en la Tabla 10.1

Tabla 10.1 Caudales a simular según período de retorno

P. RETORNO Años	CAUDAL m³/s
2.33	575.2
5	679.4
10	736.5
25	789.2
50	819.4
100	844.4
200	865.7
500	889.8
1000	905.4
10 000	947.9

10.3 CONFIGURACIÓN DEL MODELO

10.3.1 Dominio de cómputo y condiciones de frontera rígidas

El área de estudio para el análisis hidrodinámico abarca un área de 147 km² y está enmarcado en las coordenadas 995 000N – 1 016 000N y 585 000E – 592 000 del origen de coordenadas NAD27 sobre el cauce del río Indio desde el sitio de presa del proyecto hasta la desembocadura del mismo en el océano Atlántico, a lo largo de aproximadamente 31 km de cauce.

Dado volumen de información contenido en los datos LiDAR y ADCP (superior a 600 Gb en su versión cruda), se ha requerido el uso de tecnologías *GeoBigData* para el manejo, almacenamiento y procesamiento de la misma. Lo anterior obedece a la necesidad de representar las condiciones de borde empleando simultáneamente ambas fuentes de información y a la de construir modelo

digital de elevaciones (en adelante DTM por su abreviación en inglés), simplificado de tal forma que sea compatible con las capacidades computacionales de Delft3D.

La versión para Python 3.6 del conjunto de librerías del paquete *Hadoop* se ha empleado para construir un DTM empleando el siguiente conjunto de metodologías y criterios (Yao, 2017).

1. Conservar la resolución espacial de los datos ADCP tanto en planta como en elevación a lo largo de todo el cauce.
2. Garantizar que se emplean tan solo los datos ADCP con elevaciones inferiores a las obtenidas de los datos LIDAR para una misma ubicación de tal forma que no se incluyen en el modelo falsas condiciones morfológicas que eviten la ocupación de las zonas de llanura de inundación.
3. Simplificar el DEM a una resolución espacial de 2.0 m, manteniendo una diferencia topográfica con respecto de los datos originales de 10 cm como máximo. Lo anterior se realiza entre las elevaciones 15 mPLD y 25 mPLD empleando el método IDW.
4. Simplificar el DEM por encima de la cota 25 mPLD a una resolución espacial de 10.0 m, manteniendo una diferencia topográfica con respecto de los datos originales de 25 cm como máximo empleando el método IDW.

Como resultado se tiene una representación de la superficie topo-batimétrica con una complejidad tal que minimiza los requerimientos de espacio en disco al tiempo que da suficiente nivel de detalle para las tareas de modelación hidrodinámica. Una representación de los resultados obtenidos se presenta en la Figura 10.1, en la cual se evidencia la capacidad del DTM simplificado para mantener fidelidad en la información de niveles en las zonas de ronda de río, al tiempo que simplifica de forma eficiente los niveles en los sectores de alta montaña.

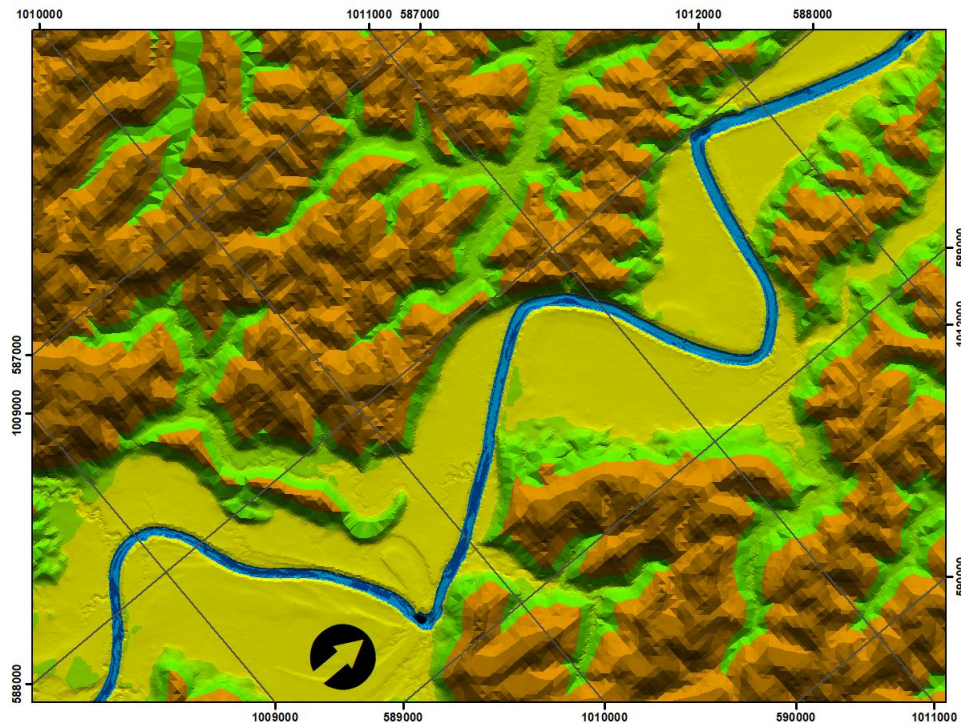


Figura 10.1 DTM simplificado del área de estudio

10.3.2 Discretización espacial

La selección del tamaño de celda adecuado para la ejecución de los ejercicios de simulación debe garantizar la satisfacción simultánea de criterios opuestos que buscan garantizar la consistencia entre el esquema numérico y los fenómenos físicos en conjunto con una cantidad limitada de recursos computacionales. Principalmente se buscan tamaños de celda suficientemente pequeños para minimizar la influencia errores de truncado que generen discrepancias en los resultados que no puedan explicarse mediante un análisis de incertidumbre paramétrica (Eca & Hoekstra, 2014). Para un esquema de diferencias finitas estructurado como el adoptado por Delf3D, los errores de truncado decaen exponencialmente con la reducción en tamaño de celda hasta un punto en el cual no se obtienen variaciones en los resultados obtenidos como consecuencia de refinamientos adicionales. El comportamiento de la incertidumbre ante dicha situación se puede caracterizar empleando pruebas de independencia de malla (Roache, 1997); aplicaciones recientes de dicha metodología pueden encontrarse en la literatura técnica; (Wang & Zhiqiang, 2012); (Wackers & Deng, 2017); (Tu, Yeoh, & Liu, 2018).

Requerimientos adicionales a satisfacer por el esquema de discretización están encaminados a satisfacer condiciones de ortogonalidad, a mantener relaciones de aspecto (cociente de las áreas entre elementos contiguos) cercanas a 1.0 con un límite superior de 2.5 tanto en planta como en elevación y mantener un tamaño de problema computacional que pueda ser resuelto dentro de las restricciones de capacidad computacional y tiempos del estudio.

En las secciones A a C de la Figura 10.2 se presenta el detalle de algunos de los esquemas de discretización empleados dentro de los análisis de independencia, siendo el presentado en la Figura 10.2c el considerado como óptimo para la ejecución de los análisis. Mientras que en la Figura 10.2d se presenta el detalle de las áreas de flujo ocupadas para una condición estable

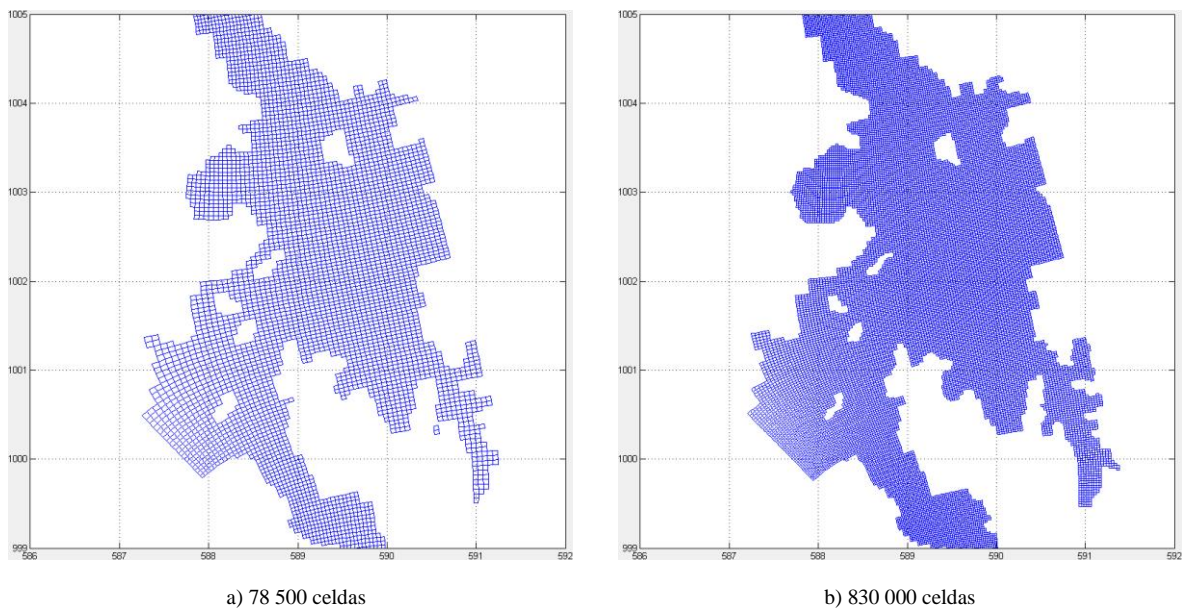


Figura 10.2a Detalle de esquemas de discretización espacial empleados durante el análisis de independencia de malla.

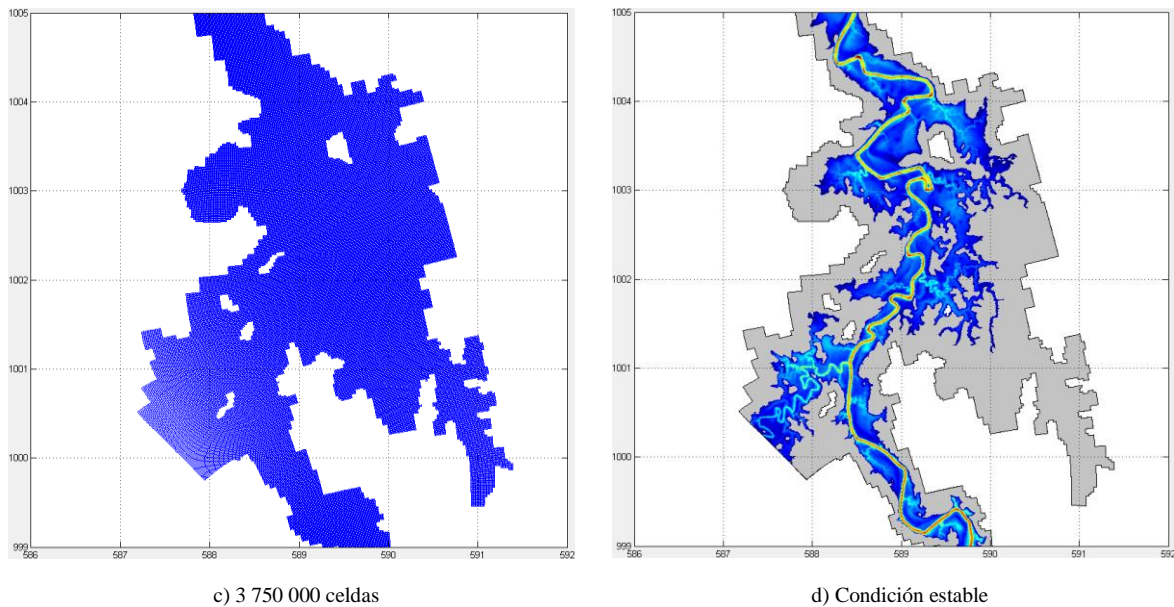


Figura 10.2b Detalle de esquemas de discretización espacial empleados durante el análisis de independencia de malla. (Continuación)

En la Figura 10.3 se presenta la comparación entre la variación entre la velocidad ponderada en el modelo para el estado estable, el tiempo de solución y el número de celdas en el modelo; encontrándose que para un tamaño del dominio de cómputo por encima de 3 750 000 celdas no se obtienen diferencias significativas en los resultados obtenidos (0.468 m/s) mientras que los tiempos de cómputo se incrementan exponencialmente.

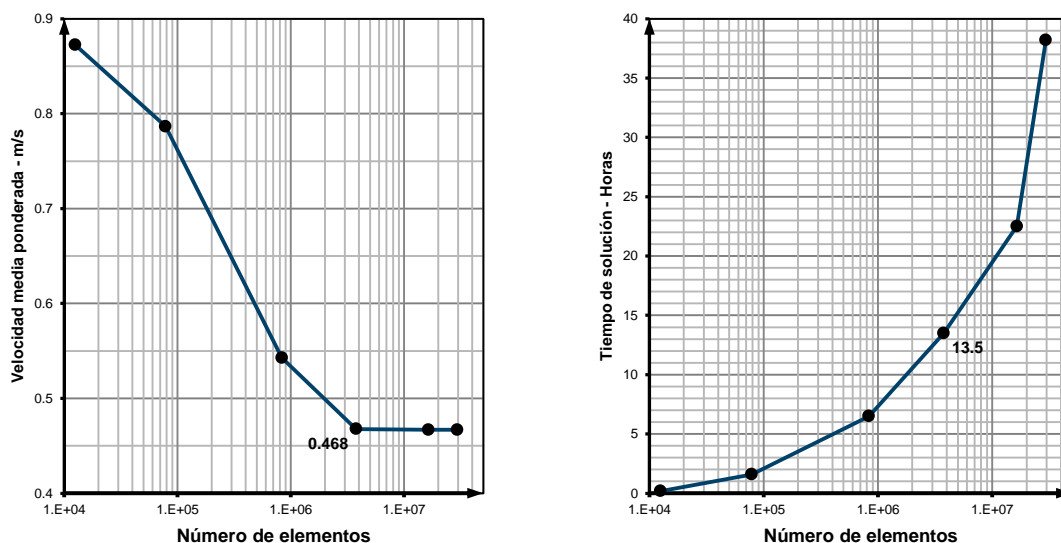


Figura 10.3 – Análisis de independencia de malla para el escenario de mayor caudal.

10.4 RESULTADOS PRELIMINARES

Actualmente se adelantan trabajos para determinar los esquemas óptimos de discretización espacial y temporal junto con la distribución óptima de rugosidades en el dominio de análisis. Corridas preliminares para el escenario con mayor caudal se han realizado para revisar los criterios que desde el punto de vista numérico garantizan la estabilidad y convergencia de todo el rango de caudales a evaluar.

10.4.1 Perfiles hidráulicos

La Figura 10.4 presenta el perfil longitudinal del nivel de agua a lo largo del eje central del río, al cual corresponde una pendiente promedio de la lámina de agua de 0.436%, esto permite suponer la predominancia de condiciones suscriticas a lo largo de todo el cauce principal.

En las versiones siguientes del informe se incluirán resultados de altura dinámica, número de Froude y esfuerzo cortante de fondo para diferentes caudales y a lo largo de alineamientos paralelos al definido por el cauce principal.

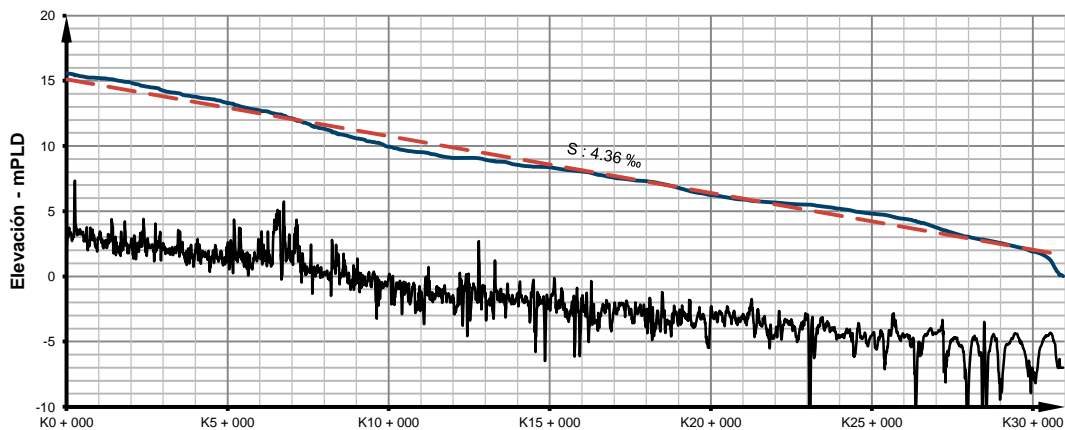


Figura 10.4 Perfil hidráulico sobre el cauce principal – Tr : 10 000 años

10.4.2 Distribución espacial de velocidades

La Figura 10.5 muestra la distribución espacial del promedio en vertical de la velocidad para un período de retorno de 10 000 años en un sector comprendido entre el sitio de presa y la desembocadura del río Indio en el océano Atlántico aproximadamente 30 km aguas abajo del mismo. Se puede evidenciar la capacidad del modelo en su estado actual para predecir fenómenos de características 2Dimensionales como los asociados a llanuras de inundación y a bifurcación de flujos.

Las mayores acumulaciones de flujo se observan sobre el eje central del cauce principal (tonos rojos), mientras que las zonas de bajas velocidades se focalizan alrededor de las planicies de inundación (tonos azules). Lo anterior demuestra las capacidades de la aproximación de modelación para hacer frente a las dificultades que tradicionalmente se tienen durante la implementación de un modelo 1Dimensional, en lo correspondiente al manejo de llanuras de inundación, zonas de recirculación, bifurcaciones y contracciones abruptas en la sección transversal.

En las versiones siguientes del informe se incluirán mapas con la distribución de parámetros como magnitud de velocidades en profundidad y superficie, esfuerzos cortantes en el fondo, vectores de velocidad y envolventes de inundación para diferentes períodos de retorno.

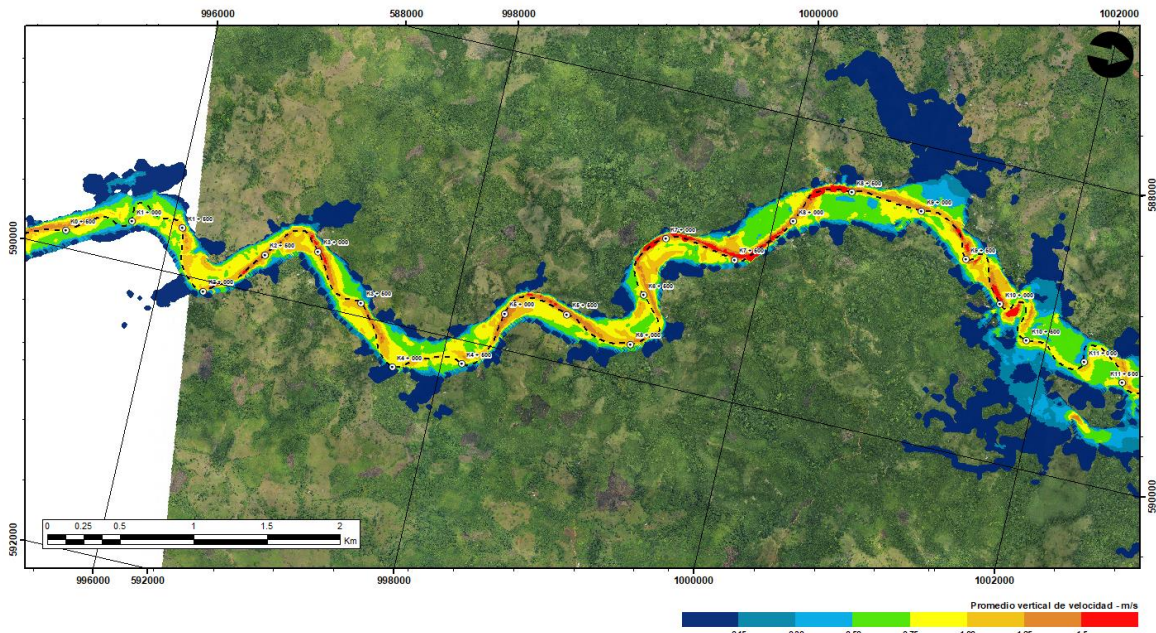


Figura 10.5a Distribución espacial de velocidades – Tr : 10 000 años

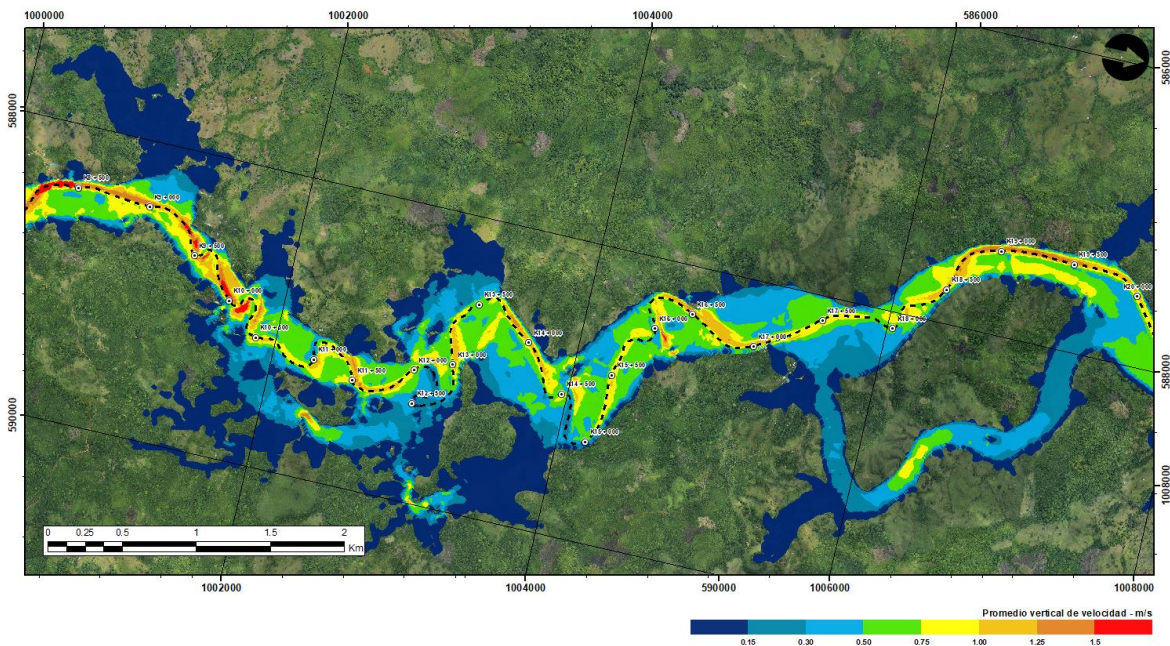


Figura 10.5b - Distribución espacial de velocidades – Tr : 10 000 años (Continuación)

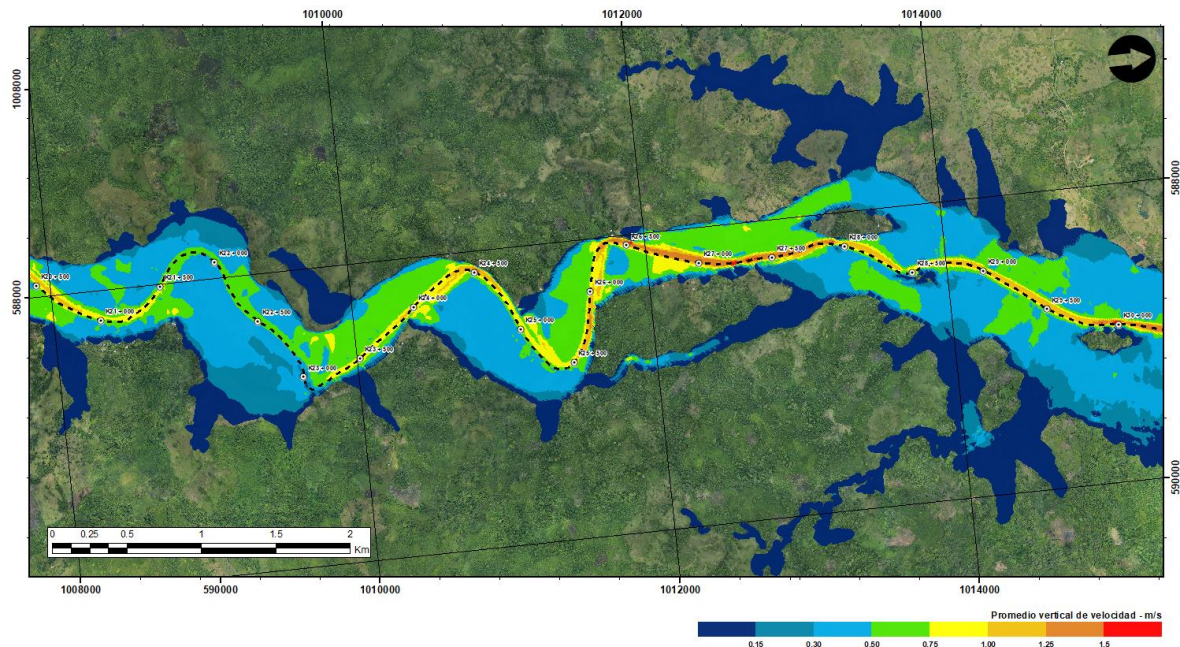


Figura 10.5c - Distribución espacial de velocidades – Tr : 10 000 años (Continuación)

10.4.3 Velocidades en el cauce principal

La Figura 10.6 presenta la variación del promedio vertical de velocidades a lo largo del eje central del cauce principal, se evidencia la capacidad del modelo para representar fenómenos gobernados por la convección como la caída de velocidades entre sitios con flujo confinado por la topografía y las llanuras de inundación.

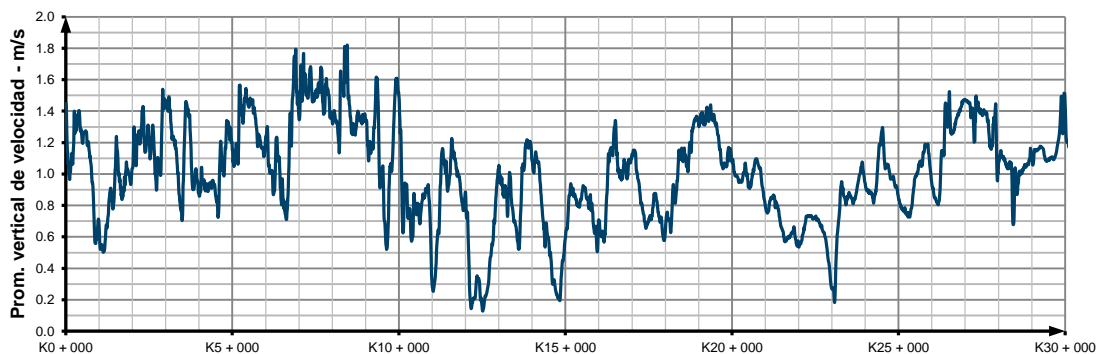


Figura 10.6 Promedio vertical de velocidades sobre el cauce principal

En la Figura 10.7 se presenta la variación de la magnitud de la velocidad (despreciando la componente vertical), para diferentes profundidades a lo largo del eje central del cauce principal. Se observan menores diferencias en los valores de velocidad entre la superficie del flujo y las capas intermedias, en comparación con las observadas con respecto al fondo del cauce. Lo anterior confirma la necesidad de implementar una aproximación 3Dimensional para representar adecuadamente los fenómenos hidrodinámicos.

Se observa adicionalmente comportamiento somero del flujo en los sectores con velocidades medias más bajas, en los cuales la hipótesis de flujo 2Dimensional continuaría siendo válida.

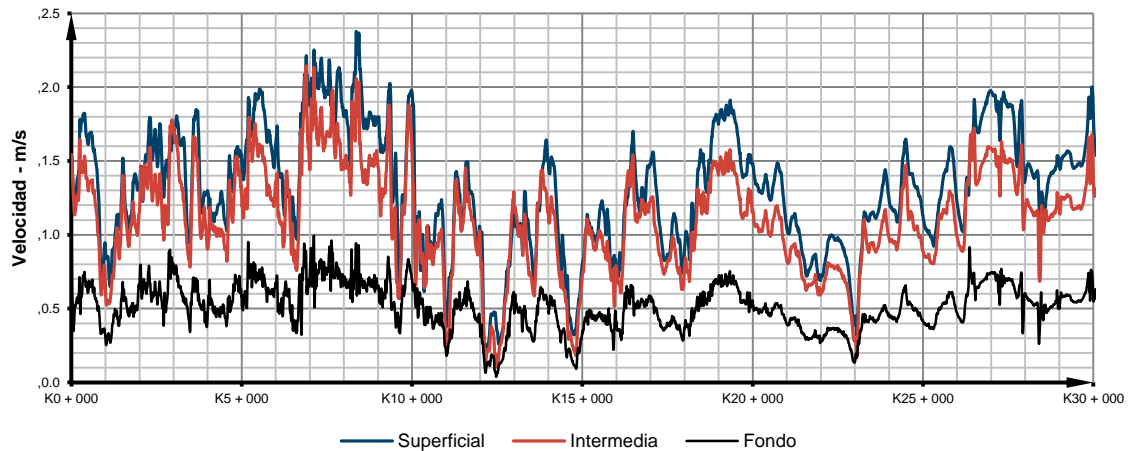


Figura 10.7 Valores de velocidad a diferentes profundidades sobre el cauce principal

10.5 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Análisis de sensibilidad sobre el nivel de agua obtenido en el sitio de presa para diferentes valores del coeficiente de rugosidad de Manning igualmente distribuido a lo largo de todo el dominio computacional se presentan en la Figura 10.8. Las versiones siguientes del informe incluirán los análisis que permitan concluir acerca de la conveniencia de emplear un enfoque distribuido de este parámetro y su influencia sobre resultados como el esfuerzo cortante medio y las velocidades máximas.

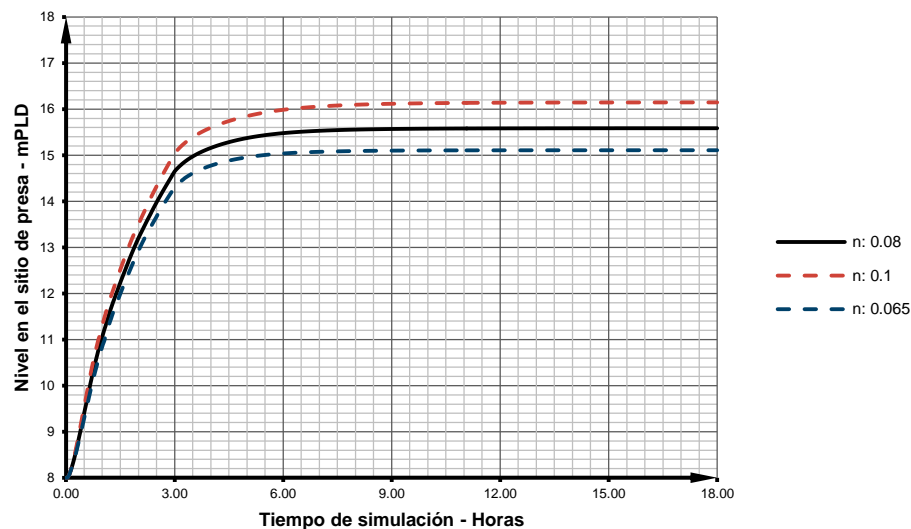


Figura 10.8 Sensibilidad del nivel en el sitio de presa ante cambios en el coeficiente de Manning



11 EVALUACIÓN DE GENERACIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo evaluar la generación de energía posible en el reservorio multipropósito Río Indio, con el fin de suplir las necesidades de energía eléctrica propias del proyecto y de las comunidades vecinas.

Para lo anterior, se plantea evaluar en primera instancia la generación de energía a pie de presa producto de la restitución del caudal ambiental; si esto no fuera suficiente para satisfacer la demanda de energía, se procede a evaluar la generación posible en el túnel de transferencia, y como último recurso el uso de fuentes de energía alterna.

11.1 DEMANDA

De acuerdo con lo indicado en el Documento No. INDIO-RP-EL-ICON-001, los requerimientos energéticos son:

- Consumo de los equipos hidromecánicos: 150 kVA
- Consumo de la minicentral: 200 kVA
- Consumo de las comunidades vecinas: 500 kVA

La demanda total que debería suplir el proyecto Río Indio sería de 850 kVA.

11.2 GENERACIÓN A PIE DE PRESA

11.2.1 Caudal de diseño

De acuerdo con lo definido por la ACP el 28 de marzo de 2018, el caudal ambiental que debe considerarse para el Proyecto Río Indio es de $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir de lo anterior, se asume como caudal de diseño para la minicentral a pie de presa el mismo valor.

11.2.2 Nivel del embalse para generación

De acuerdo con lo indicado en el numeral 7.2.8, la curva guía del reservorio multipropósito Río Indio oscila entre 72.4 y 80.0 m PLD, con una distribución de niveles del reservorio con igual probabilidad de ocurrencia durante el año. A partir de lo anterior, se adopta como nivel normal de generación la elevación 76.2 m PLD, valor promedio de la curva guía del reservorio río indio.

11.2.3 Nivel de restitución

El nivel de restitución para la minicentral a pie de presa propuesta, se presenta sobre el río Indio en la sección batimétrica k0+650 m (véase Anexo 3); de acuerdo con la curva de gasto de la sección (Figura 11.1) obtenida a partir de los resultados del perfil hidráulico de la zona de presa (véase numeral 9), el nivel de agua asociado a un caudal de $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$ es 3.23 m PLD.

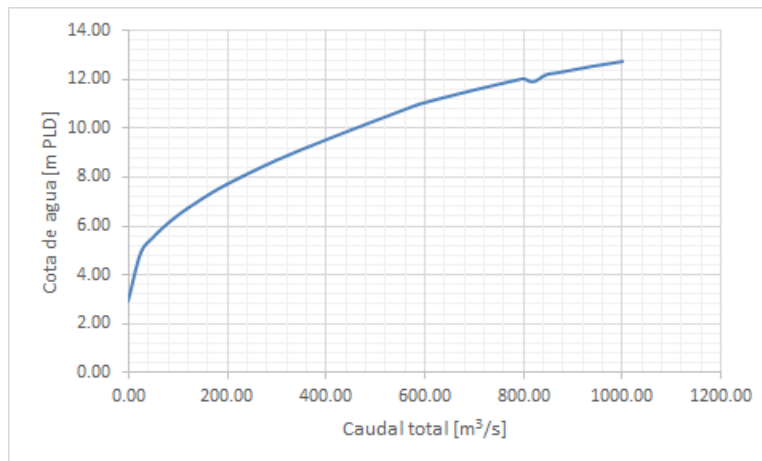


Figura 11.1 curva de gasto para la sección k0+650 m

11.2.4 Descripción de las obras

Con el objetivo de aprovechar la energía hidráulica potencial contenida en el caudal ambiental, se propone la construcción de una minicentral a pie de presa. Las obras definidas para este propósito consisten en un conducto localizado en la parte superior del túnel de la descarga de fondo en su tramo revestido en concreto; el cual presenta una derivación a su propia galería, justo en el punto de inicio del tramo blindado de la descarga de fondo, para finalizar en la casa de máquinas.

La obra de captación del conducto del caudal ambiental se propone posicionada sobre una plataforma a la elevación 35 m PLD, elevación que asegura el cumplimiento del criterio de sumergencia para el Nivel Mínimo de Operación Normal del embalse (EL. 40 m PLD).

El conducto del caudal ambiental inicia desde la toma en posición vertical, el cual, mediante un giro de 90° continua en posición horizontal a través de la clave del túnel de la descarga de fondo, finalizando en su propia galería con una pendiente longitudinal de 14.3% hasta interceptar la casa de máquinas. La Figura 11.2 presenta el perfil longitudinal de las obras del caudal ambiental.

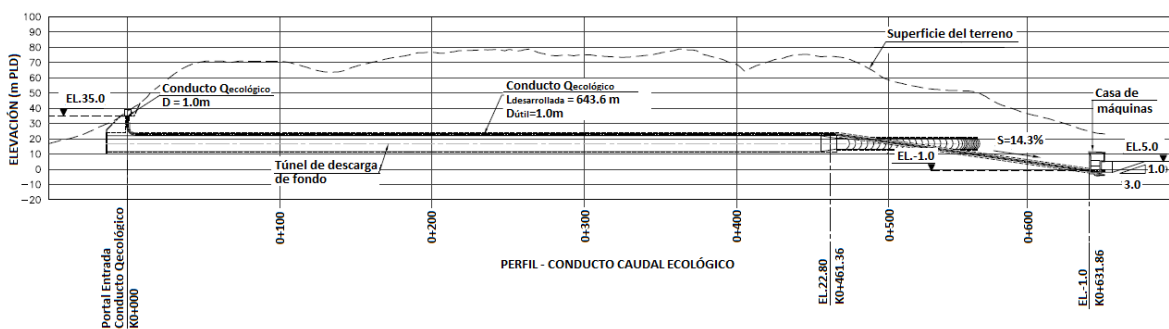


Figura 11.2 Perfil longitudinal de las obras de caudal ambiental

11.2.5 Diámetro de la conducción

El diámetro del conducto ambiental será aquel que optimice la generación de energía, para esto se realiza un análisis técnico económico que determine la alternativa de diámetro con menores costos

totales, definidos como la sumatoria de los costos de la energía no generada debido a las pérdidas hidráulicas presentes en la conducción y los costos directos de la obra o costos de inversión.

11.2.5.1 Costos de la energía no generada

Para efectuar la valoración de la energía no generada se consideraron los siguientes parámetros económicos:

- Precio de la energía (PE): 56 US/MWh⁷
- Tasa de descuento (i): 14%
- Horizonte de evaluación (n): 50 años
- Factor de actualización (V_p): 7.13

El factor de actualización corresponde al valor presente en n anualidades a una tasa de descuento i , y se obtiene a partir de la Ecuación 11.1.

$$V_p = \frac{1 - (1 + i)^{-n}}{i} \quad \text{Ecuación 11.1}$$

El costo de la energía no generada se determina a partir de la Ecuación 11.2.

$$C = E \cdot PE \cdot V_p \quad \text{Ecuación 11.2}$$

Donde,

E = Pérdida de generación promedio anual (MWh/año).

La pérdida de generación promedio anual corresponde a la energía que se dejará de producir como resultado de las pérdidas hidráulicas presentes en la conducción, se determina a partir de la Ecuación 11.3 y Ecuación 11.4.

$$E = \text{Horas} \cdot \text{Días} \cdot F_p \cdot P \quad \text{Ecuación 11.3}$$

$$P = g \cdot \eta_g \cdot Q_{\text{Diseño}} \cdot \Delta H \quad \text{Ecuación 11.4}$$

Donde,

F_p = Factor de planta (0.5)⁸.

P = Potencia (MW).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

⁷ Costo marginal histórico de energía, ETESA, 2018 (<http://www.cnd.com.pa/informes>).

⁸ Teniendo en cuenta que aún no se define este factor, se realizó un análisis de sensibilidad con valores desde 0.5 a 0.9, observando que no se modifica el resultado del análisis técnico económico (véase Anexo 4).

η_g = Eficiencia global, involucra turbina (0.93), generador (0.965) y transformador (0.985).

$Q_{Diseño}$ = Caudal de diseño (2.7 m³/s).

ΔH = Pérdidas de energía producidas en la conducción (m).

Para efectos del presente análisis se determinaron tanto las pérdidas por fricción como las pérdidas menores producidas a lo largo de la conducción.

- **Pérdidas por fricción:** se calculan como el producto de la pendiente de fricción por la longitud del tramo evaluado (Ecuación 11.5).

$$\Delta h_f = S_f \cdot L \quad \text{Ecuación 11.5}$$

Donde,

Δh_f = Pérdidas por fricción (m).

S_f = Pendiente de energía calculada a partir de la fórmula de *Manning* (m/m).

L = Longitud del tramo evaluado (m).

Como coeficiente de rugosidad (n) en la fórmula de *Manning* se emplea un valor de 0.012 correspondiente al acero.

- **Pérdidas menores:** se calculan a partir de la Ecuación 11.6

$$\Delta h_m = K \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 11.6}$$

Donde,

Δh_m = Pérdidas menores (m).

K = Coeficiente de pérdidas menores, depende del tipo de pérdida a evaluar (por rejillas, entrada, cambio de dirección, contracción y válvula).

V = Velocidad del flujo (m/s).

Para efectos del presente análisis se propuso evaluar ocho (8) alternativas de diámetros para la conducción, entre 0.8 y 1.7 m. La Tabla 11.1 presenta el resultado de las pérdidas de energía para cada una de las alternativas de diámetro propuestas, el cálculo detallado se presenta en el Anexo 4.

Tabla 11.1 Resumen de pérdidas para la conducción del caudal ambiental

Alternativa	D _{útil}	Vel	Δh_m	Δh_f	ΔH
-	m	m/s	m	m	m
1	0.80	6.76	1.70	36.27	37.97
2	0.90	5.34	1.19	19.36	20.55
3	1.00	4.33	0.90	11.04	11.94
4	1.10	3.58	0.72	6.64	7.36
5	1.20	3.01	0.60	4.18	4.78
6	1.50	1.92	0.43	1.27	1.71
7	1.60	1.69	0.41	0.90	1.31
8	1.70	1.50	0.39	0.65	1.04

Finalmente, a partir de las pérdidas de energía estimadas y de los parámetros definidos, la Tabla 11.2 y la Figura 11.3 presentan los costos de energía no generada para cada alternativa evaluada.

Tabla 11.2 Costos de energía no generada

Alternativa	D _{útil}	ΔH	Potencia	Pérdida de Generación	Costos de energía no generada
-	m	m	MW	GWh/año	MUS/Año
1	0.80	37.97	1.12	4.90	\$ 1.959
2	0.90	20.55	0.61	2.65	\$ 1.060
3	1.00	11.94	0.35	1.54	\$ 0.616
4	1.10	7.36	0.22	0.95	\$ 0.380
5	1.20	4.78	0.14	0.62	\$ 0.247
6	1.50	1.71	0.05	0.22	\$ 0.088
7	1.60	1.31	0.04	0.17	\$ 0.068
8	1.70	1.04	0.03	0.13	\$ 0.054

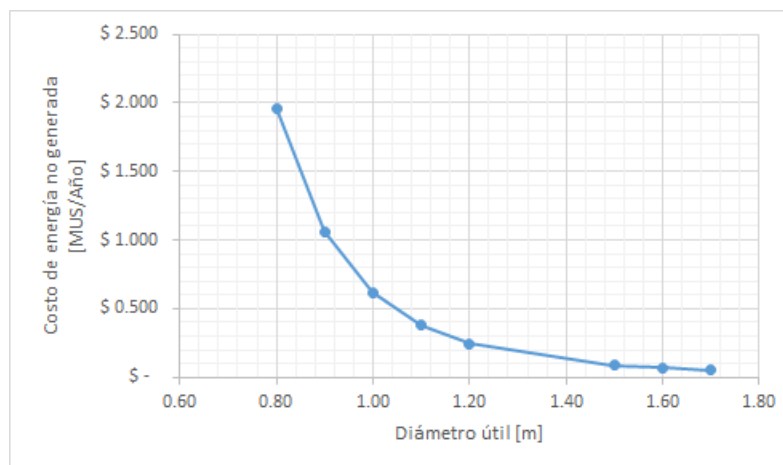


Figura 11.3 Costos de energía no generada

11.2.5.2 Costos directos de las obras

Los costos directos de las obras se estiman a partir de los precios unitarios establecidos en el presupuesto realizado en el Documento No. INDIO-RP-AL-ICON-001 "Evaluación de Alternativas", para la presa de enrocado con cara de concreto (CFRD) y un nivel de operación del reservorio de 80.05 m PLD.

Para la estimación de los costos, primero es necesario identificar los cambios más relevantes de las obras que intervienen en el conducto del caudal ambiental:

- **Pozo del conducto ambiental:** El diámetro de excavación del pozo se define a partir del diámetro del conducto ambiental más un revestimiento de 0.75 m.
- **Túnel de la descarga de fondo – tramo revestido en concreto:** El diámetro de excavación del tramo del túnel revestido en concreto incrementa en altura de manera proporcional al diámetro del conducto del caudal ambiental y su base es constante e igual a 11.4 m.
- **Galería del conducto ambiental:** El diámetro de excavación de la galería se define a partir del diámetro del conducto ambiental más un revestimiento de 0.75 m; el diámetro de excavación mínimo aceptado para la galería por motivos constructivos es de 3.0 m.
- **Tubería del conducto ambiental:** El diámetro del conducto es función de la alternativa evaluada.

A partir de lo anterior, la Tabla 11.3 y la Figura 11.4 presentan los costos directos de las obras para cada alternativa evaluada.

Tabla 11.3 Costos directos de obra

Alternativa	D _{excavación pozo}	D _{excavación descarga de fondo}	D _{excavación galería}	D _{útil conducto ambiental}	Costo Directo Obras
	[m]	[m]	[m]	[m]	[MUS]
1	2.30	12.50	3.00	0.80	\$ 13.93
2	2.40	12.60	3.00	0.90	\$ 14.19
3	2.50	12.70	3.00	1.00	\$ 14.43
4	2.60	12.80	3.00	1.10	\$ 14.71
5	2.70	12.90	3.00	1.20	\$ 15.04
6	3.00	13.20	3.00	1.50	\$ 15.83
7	3.10	13.30	3.10	1.60	\$ 16.09
8	3.20	13.40	3.20	1.70	\$ 16.35

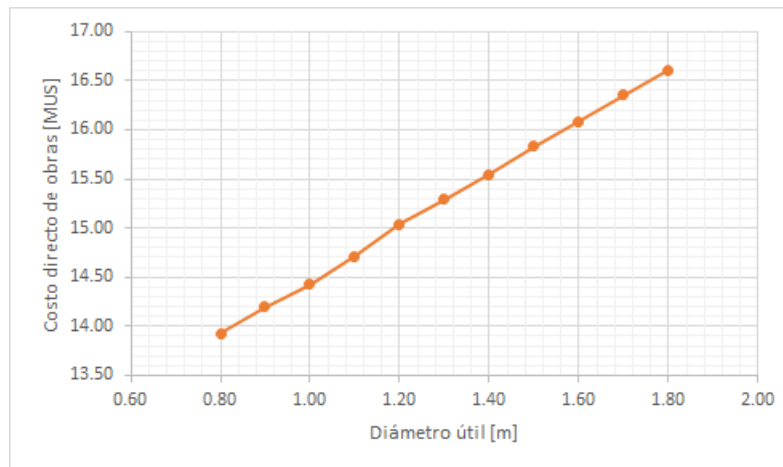


Figura 11.4 Costos directos de obra

11.2.5.3 Costos totales

Finalmente es posible determinar los costos totales, definidos como la sumatoria de los costos de la energía no generada y los costos directos de la obra o costos de inversión. La Tabla 11.4 y la Figura 11.5 presentan los costos totales para cada alternativa evaluada.

Tabla 11.4 Costos totales

Alternativa	Dútil conducto ambiental	Costos de energía no generada	Costo Directo Obras	Costo Total
-	m	MUS/Año	MUS	MUS
1	0.80	\$ 1.959	\$ 13.93	\$ 15.89
2	0.90	\$ 1.060	\$ 14.19	\$ 15.25
3	1.00	\$ 0.616	\$ 14.43	\$ 15.04
4	1.10	\$ 0.380	\$ 14.71	\$ 15.09
5	1.20	\$ 0.247	\$ 15.04	\$ 15.29
6	1.50	\$ 0.088	\$ 15.83	\$ 15.92
7	1.60	\$ 0.068	\$ 16.09	\$ 16.16
8	1.70	\$ 0.054	\$ 16.35	\$ 16.41

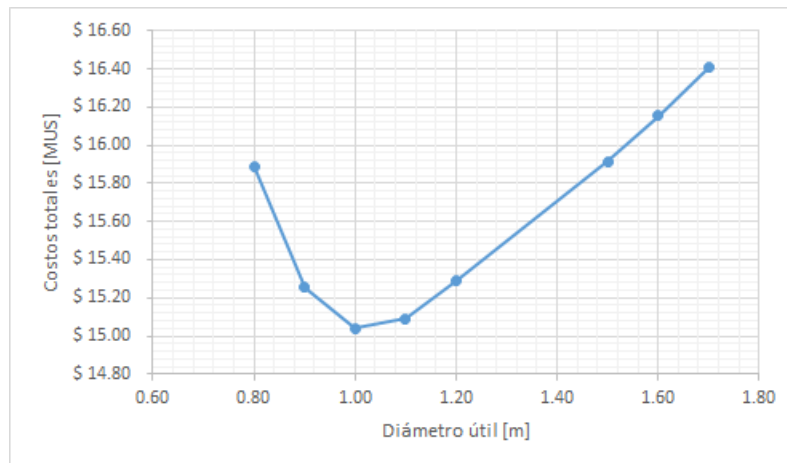


Figura 11.5 Costos totales

A partir de lo anterior, se concluye que el diámetro del conducto ambiental que minimiza los costos totales por pérdidas de ingreso y costos directos de la obra es 1.0 m.

11.2.6 Estabilidad de la central

Para evaluar el desempeño de la conducción óptima (diámetro de 1.0 m) operando en flujo transitorio, se busca que bajo condiciones críticas de operación la conducción cumpla con el criterio de estabilidad de la central, definida como la relación entre la inercia polar del grupo generador y la inercia del agua en la conducción. La estabilidad se garantiza cuando esta relación cumple el criterio del U.S. Bureau of Reclamation (1976), si se desea tener una buena regulación de la central (Ecuación 11.7).

$$\frac{T_m}{T_w^2} > 2 \quad \text{Ecuación 11.7}$$

Donde,

T_m = Tiempo de inercia de la máquina (grupo turbina-generator), (s).

T_w = Tiempo de inercia del agua, (s).

El tiempo de inercia del agua, se define como el tiempo en el cual la columna de agua en la conducción se acelera de 0 m/s a v m/s, cuando se le aplica la fuerza producida por la energía potencial del agua igual a $\gamma \cdot H_0 \cdot A$, se calcula a partir de la Ecuación 11.8.

$$T_w = \frac{1}{g H_0} \sum_{i=1}^m L_i V_i \quad \text{Ecuación 11.8}$$

Donde,

T_w = Tiempo de inercia del agua, (s).

L_i = Longitud del tramo i , (m).

H_0 = Cabeza de presión disponible, (m).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²).

La Tabla 11.5 presenta los resultados de los cálculos realizados para la determinación del tiempo del agua en cada una de las alternativas de diámetro de conducción evaluadas en el numeral anterior.

Tabla 11.5 Cálculo del tiempo del agua (T_w)

Alternativa	D _{útil} conducto ambiental	Velocidad	L x Vel	H _{neto}	T _w
-	m	m/s	m ² /s	m	seg
1	0.80	6.76	4355.53	34.98	12.69
2	0.90	5.34	3441.41	52.40	6.69
3	1.00	4.33	2787.54	61.01	4.66
4	1.10	3.58	2303.75	65.59	3.58
5	1.20	3.01	1935.79	68.17	2.89
6	1.50	1.92	1238.91	71.24	1.77
7	1.60	1.69	1088.88	71.64	1.55
8	1.70	1.50	964.55	71.91	1.37

El tiempo mecánico se define básicamente como el tiempo en el cual la unidad se acelera de 0 a N, cuando se aplica un torque. Se calcula, en unidades del SI, como se muestra en la Ecuación 11.9 (Rijn L. C., 1993).

$$T_m = \frac{IN^2}{91.2 \cdot 10^6 P} \quad \text{Ecuación 11.9}$$

Donde,

I = Inercia total de las masas rotantes, ($\text{ton} \cdot \text{m}^2$).

N = Velocidad sincrónica de la máquina, (rpm).

P = Potencia hidráulica, (MW).

La inercia total recomendada para el sistema se calcula por medio de la Ecuación 11.10.

$$I = I_{n_{gen}}(1 + \%_{\text{incremento}}) + I_{n_{tur}} \quad \text{Ecuación 11.10}$$

Donde,

$I_{n_{gen}}$ = Inercia normal del generador, (Ecuación 11.11).

$$I_{n_{gen}} = 15000 \left(\frac{kVA}{N^{1.5}} \right)^{1.25} \quad \text{Ecuación 11.11}$$

kVA = Capacidad del generador.

$I_{n_{tur}}$ = Inercia normal de las turbinas (Ecuación 11.12)

$$I_{n_{tur}} = 1446 \left(\frac{P}{N^{1.5}} \right)^{1.25} \quad \text{Ecuación 11.12}$$

$\%_{incremento} =$ % de incremento a la inercia del generador. Su valor puede variar entre 0% y 30% de acuerdo con los parámetros de estabilidad.

En la Tabla 11.6 se presentan los resultados de los cálculos realizados para la determinación del tiempo mecánico en cada una de las alternativas de diámetro de conducción evaluadas.

Tabla 11.6 Cálculo del tiempo mecánico (T_m)

Descripción	Símbolo	Alternativa								Unidad
		1	2	3	4	5	6	7	8	
Salto neto	H_{neto}	34.98	52.40	61.01	65.59	68.17	71.24	71.64	71.91	m
Potencia por unidad	P	1.05	1.57	1.83	1.96	2.04	2.13	2.14	2.15	MW
Factor de Potencia	Fp	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	-
Capacidad del generador	-	1.16	1.74	2.03	2.18	2.27	2.37	2.38	2.39	MWA
Velocidad sincrónica	n	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	rpm
Inercia del generador	I_{gen}	0.17	0.28	0.34	0.38	0.40	0.42	0.42	0.42	$T m^2$
Inercia de la turbina	I_{tur}	0.01	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	$T m^2$
Incremento inercia del generador	-	15	15	15	15	15	15	15	15	%
Inercia recomendada	I	0.21	0.35	0.42	0.47	0.49	0.52	0.52	0.52	$T m^2$
Tiempo mecánico	T_m	3.20	3.54	3.67	3.74	3.78	3.82	3.82	3.83	seg

Finalmente, la Tabla 11.7 presenta el resultado del parámetro de estabilidad de la central para cada una de las alternativas de diámetro de conducción evaluadas.

Tabla 11.7 Estabilidad de la central

Alternativa	D _{útil} conducto ambiental	T_w	T_m	T_m/T_w^2
[-]	m	seg	seg	s/s^2
1	0.80	12.69	3.20	0.02
2	0.90	6.69	3.54	0.08
3	1.00	4.66	3.67	0.17
4	1.10	3.58	3.74	0.29
5	1.20	2.89	3.78	0.45
6	1.50	1.77	3.82	1.22
7	1.60	1.55	3.82	1.59
8	1.70	1.37	3.83	2.05

A partir de lo anterior, se concluye que el diámetro óptimo del conducto ambiental (1.0 m) no satisface el criterio de estabilidad de la central por dar como resultado una relación T_m/T_w^2 menor a 2; por lo tanto, es necesario adoptar el diámetro inmediatamente siguiente que satisfaga este criterio. Se adopta como diámetro de la conducción para la generación del caudal ambiental un valor de 1.70 m, correspondiente a la Alternativa 8.

11.2.7 Generación posible del caudal ecológico

Una vez definido el diámetro de la conducción y calculadas las pérdidas de energía presentes en el sistema, es posible identificar la potencia de la central propuesta, la Tabla 11.8 presenta estos resultados.

Tabla 11.8 Potencia de la central a pie de presa

Central	Caudal	Salto Bruto	Pérdidas	Salto neto	Potencia real	Potencia aparente
-	m ³ /s	m	m	m	MW	kVA
A pie de presa	3.4	72.95	1.04	71.91	2.12	2356

A partir de lo anterior, se concluye que la central a pie de presa cumple por si sola el objetivo de generación del proyecto; es decir, suple las necesidades de energía eléctrica propias del proyecto y de las comunidades vecinas estimadas en 850 kVA; por tal razón no se continua con la evaluación de otras posibilidades de generación.

12 REFERENCIAS

- ACP. (2014). *Informe de la tormenta La Purísima 2010*. Panamá: División de Agua, Sección de Recursos Hídricos .
- ASEP. (2010). *Normas para la seguridad de presas*. Ciudad de Panamá.
- Bathurst, J. C. (1987). "Bed load discharge equations for steep mountain rivers". In *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers*, (Thorne, Bathurst and Hey, eds.), Chap. 15. U.K.: John Wiley and Sons.
- Bray, D. I. (1982). "Regime equations for gravel bed rivers". *Gravel Bed Rivers*. U.K.: Chap. 19, John Willey and Sons Ltd.
- Cavitaion in chutes and spillways. (1990). U.S. BUREAU OF RECLAMATION. *Engineer monograph*.
- Chanudet, V. (2012). Application of a three-dimensional hydrodynamic model to the Nam Theun 2 Reservoir (Lao PDR). *Journal of Great Lakes Research*, 260-269.
- Chaudry, M. (1998). *Applied Hydraulic Transients*. New York: Van Nostrand Reinhold Company.
- Chow, V. T. (1994). *Hidraulica de canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Eca, L., & Hoekstra, M. (2014). A procedure for estimation of the numerical uncertainty of CFD calculations based on grid refinement studies. *Journal of Computational Physics*, 104-130.
- Echávez, G. (1979). *Cavitación de Vertederos*. Universidad Nacional Autónoma de Mexico.
- ETESA. (2008). *Resumen Técnico Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá Periodo 1971-2006*. Panamá, República de Panamá: Empresa de Transmisión Eléctrica, S.A. Gerencia de Hidrometeorología.
- Gerritsen, H. (2007). Validation Document Delft3d-Flow: A Software System for 3D Flow Simulations. *Validation Documents*.
- Gordon, J. L. (1970). "Vortices at Intake", *Water Power*.
- HEC- RAS, *River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. (2010). US Army Corps Of Engineers.
- Hey, R. (1987). "River dynamics, flow regime and sediment transport". In *Sediment Transport in Gravel Bed Rivers*. U.K.: Chap. 2, John Wiley and Sons.
- IAHR Design Manual. (1990). Air Entrainment in Free-surface Flow - IAHR Hydraulic Structures Design Manuals 4.
- ICOLD. (1992). *Spillways. Shockwaves and air entrainment. Bulletin 81*.
- International Association for Hydraulic Research, IAHR. (s.f.). *Hydraulic Structures Design Manual: Air Entrainment in Free-Surface Flows*.
- Julien. (2002). *River Mechanics*. Cambridge, New York.

- Kawakami, K. (1973). A study on the computation of horizontal distance of jet issued from ski-jump spillway . *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 5, págs. 37-44.
- Klassen, G. R. (1995). *River Dynamics*. The Netherlands: Lecture Notes. IHE, Delft,.
- Knauss, J. (1987). “Swirling Flow Problems at Intakes”, *Hydraulic Structures Design Manual*, IAHR.
- L. Alvarado, E. G. (2002). Características Granulométricas de los Ríos Aluviales Chilenos. XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- Lesser, G. (2015). Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal Engineering*, 883-915.
- Martins, R. (1975). *Scouring of rocky riverbeds by free jet spillways - Water power and dam construction*.
- Moissev. (1976). *Manual del constructor hidroeléctrico*. Moscú.
- MWH. (2003). *Río Indio Water Supply Project, Vol. 1 Main Report*. In association with TAMS Consultants, Inc. , Ingeniería Avanzada, S.A. y Tecnilab, S.A.
- MWH/TAMS. (2003). *Río Indio Water Supply Project - Feasibility Study*. Panamá: Autoridad del Canal de Panamá.
- Novak, P. (2010). *Hydraulic Modelling - an Introduction*. London: Taylor & Francis Ltd.
- Pinto, N. (1981). Prototype aerator measurements. *CEHPAR*.
- Rijn van, A. R. (2000). Approximation formulae for sand transport currents and waves and implementation in DELFT-MOR. *Tech. Rep. Z3054.40, WL Delft Hydraulics, Delft, The Netherlands*, 84, 331, 347, 561.
- Rijn, L. C. (1993). Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas. The Netherlands: Aqua Publications.
- Rijn, L. C. (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries, Coastal Seas and Oceans*. Amsterdam: Aqua Publications.
- Rijn, L. C. (2004). Description of TRANSPOR2004 and implementation in Delft3D-ONLINE. *Tech. Rep. Z3748.10, WL | Delft Hydraulics, Delft, The*, 69, 85, 237, 239.
- Roache, P. (1997). Quantification of the uncertainty in computational fluid dynamics. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 123–160.
- Rodi, W. (1980). *Turbulence Models and Their Application in Hydraulics—A state-of-the-art review*. (I. A. Research, Ed.) Delft, The Netherlands.
- Roelvink, J. a. (1994). Design and development of Delft3D and application to coastal morphodynamics. *Proceedings of the 1st International Conference on Hydroinformatics*, 451-455.
- Rosgen, D. (1994). “A Clasification of natural rivers”. *Wildland Hydrology. Elsevier Science. U.S.*
- Sanyal, J. (2017). Predicting possible effects of dams on downstream river bed changes of a Himalayan river with morphodynamic modelling. *Quaternary International*, 48-62.
- Sotelo Ávila, G. (2005). *Hidráulica general: Fundamentos* (Vol. 1). México D.F.: Limusa - Noriega Editores.

- Stelling, G. a. (1991). Approximation of convective processes by cyclic AOI methods. (ASCE, Ed.) *Proceedings of the 2nd International*, 771-782.
- Thanh, V. Q. (2017). Modelling suspended sediment dynamics on the subaqueous delta of the Mekong River. *Continental Shelf Research*, In press.
- Tu, J., Yeoh, G.-H., & Liu, C. (2018). Chapter 2 - CFD Solution Procedure: A Beginning. En *Computational Fluid Dynamics (Third Edition)* (págs. 33-63). Butterworth-Heinemann.
- U.S. Army Corps of Engineers . (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 320-3, "Tainter gates in conduits discharge coefficients"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (15 de Octubre de 1980). Hydraulic Design of reservoir outlet works EM 1110-2-1602. Washington DC, United States of America.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1988). *Hydraulic Design Criteria. Chart: 320-1, Control gates discharge coefficients*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1990). *Hydraulic Design of Spillways, EM-1110-2-1603*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1995). *Sedimentation Investigations of Rivers and Reservoirs, EM 1110-2-4000*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria 221-2/2*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 111-12, "Overflow spillway crest upper nappe profile center line of pier bay"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 111-20, "Elliptical crest spillway coordinates"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 111-25/1, "Elliptical crest spillway cavitation safety curves"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 111-3/2, "Overflow spillways crest with adjacent embankment sections abutment contraction coefficient"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 111-5 and 111-6, "Gated Overflow Spillways - Pier Contraction Coefficients"*.
- U.S. Army Corps of Engineers. (s.f.). *Hydraulic Design Criteria, Sheet 660-1, "Channel curves superelevation"*.
- U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*.
- UNESCO. (2008). *Balance hídrico superficial de Panamá, Periodo 1971-2002*. Documentos Técnicos del PHI-LAC, N°9.
- United States Bureau of Reclamation, USBR. (1976). *EM-20 Selecting Hydraulics Reaction Turbines*. Washington: U.S. Government Printing Office.
- USBR. (1976). *EM-20 Selecting Hydraulic Reaction Turbines*.
- Vernet, Gustavo F. (1983). *Curso latinoamericano sobre comportamiento hidráulico de obras de alivio de grandes presas: Erosión local al pie de presa*.
- Vide, J. P. (2002). *Hidráulica de Rios*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

- Wackers, J., & Deng, G. (2017). Can adaptive grid refinement produce grid-independent solutions for incompressible flows? *Journal of Computational Physics*.
- Wang, H., & Zhiqiang, Z. (2012). Analyzing grid independency and numerical viscosity of computational fluid dynamics for indoor environment applications. *Building and Environment*, 107-118.
- White, W. a. (1982). "Transport of graded gravel bed material". In *Gravel Bed Rivers*. . (R. D. Hey, J. C. Bathurst and C. R. Thorne, eds.). Chap. 8. U.K.: John Wiley and Sons.
- WL | Delft Hydraulics Staff. (2012). Delft3D-Flow. Simulation of Multi-Dimensional Hydrodynamic Flows and Transport Phenomena, Including Sediments. (Deltares, Ed.) *User Manual Version 3.15.25157*, 630p.
- WMO. (2009). *Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP)*, WMO-No. 1045. Ginebra, Suiza: World Meteorological Organization.
- Yao, X. (2017). Spatial coding-based approach for partitioning big spatial data in Hadoop. *Computers & Geosciences*, 106, 60-67.

13 LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Modelación en HecResSim

Anexo 2. Hidrología

Anexo 3. Secciones batimétricas

Anexo 4. Optimización del conducto del caudal ambiental