

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS DE LA PLANTA
HIDROELÉCTRICA CACHÍ**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Ariadna Parrales Castillo

Director de Proyecto de Graduación:

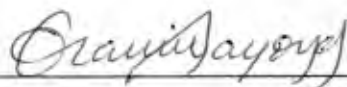
Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

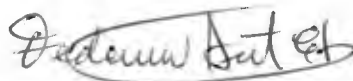
Octubre, 2015

MIEMBROS DEL COMITÉ ASESOR Y ESTUDIANTE



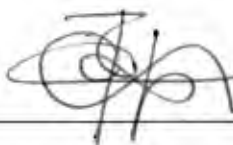
Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc.

Director



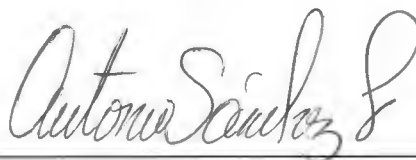
Ing. Federico Avilés Chaves

Asesor



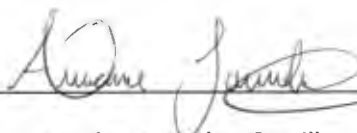
Ing. Ricardo Baldi Alvarado

Asesor



Ing. Antonio Sánchez Fernández

Asesor



Ariadna Parrales Castillo

Estudiante



28 de octubre de 2015
IC-739-2015

Estudiante
Ariadna Parrales Castillo
Carné B04721

Estimada estudiante:

Según el artículo 39 del reglamento de Trabajos Finales de Graduación, la Escuela de Ingeniería Civil se complace en otorgarle la aprobación con distinción de su Trabajo Final de Graduación denominado “*Análisis hidráulico de las obras de excedencias de la Planta Hidroeléctrica Cachí.*” —

Por este motivo le manifestamos nuestras más sinceras felicitaciones por su dedicación y empeño.

Se despide atentamente,

Ing. Antonio Sánchez Fernández

Director

Escuela Ingeniería Civil

Universidad de Costa Rica
ingeniería
civi
Facultad de Ingeniería

Cc: archivo
GAA

DERECHOS DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Fecha: 26 de octubre de 2015

La suscrita, Ariadna Parrales Castillo, cédula 1-1492-0190, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B04721, manifiesta que es autora del Proyecto Final de Graduación *Análisis hidráulico de las obras de excedencias de la Planta Hidroeléctrica Cachí*, bajo la Dirección del Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc., quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión **actualizada el 02 de julio de 2001**); **“no podrá suprimirse el nombre del autor** en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y **las modificaciones o adiciones editoriales”**. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

AGRADECIMIENTOS

Podría escribir un documento casi igual de largo que el aquí presente solamente con agradecimientos a todas las personas que de alguna u otra forma contribuyeron a la elaboración de este trabajo. Por esto, habrá algunas personas que tal vez no mencione directamente pero mi gratitud hacia todos los que en su momento me extendieron una mano la llevo conmigo siempre. Este trabajo tiene una pequeña parte de todos ustedes.

Primeramente, quisiera agradecer a mi comité asesor por todo el apoyo brindado, no pude haber pedido por mejores profesionales y personas que me guiaran a través del proyecto:

Don Antonio, muchas de las oportunidades que se me presentaron a lo largo de mis últimos años de carrera se las debo a usted. Iniciando con la asistencia de Hidráulica, usted se convirtió en un apoyo incondicional a lo largo de todos estos años tanto en mi carrera académica como en mi vida personal. Fue a través de usted que conocí a don Gravin, de donde surgió este tema de tesis y que, a pesar de que el camino se haya complicado en algunas ocasiones, no cambiaría por nada del mundo. Gracias por toda la ayuda, la paciencia, los consejos y la confianza que puso en mí. Gracias por ser una de las personas que más marcó mi tiempo como estudiante.

Don Gravin, no tengo suficientes formas para agradecerle todo lo que usted hizo por mí desde que nos conocimos. Este tema de tesis y todo lo que derivó de él fueron cosas completamente inesperadas y que jamás pasaron por mi cabeza. Obras Hidráulicas fue el curso que terminó de marcar mi gusto por el área y que me hizo soñar con algún día poder dedicarme a esto. Su confianza y su insistencia permitieron la realización de mi práctica profesional en el ICE, que fue un sueño hecho realidad y significó muchísimo para mí. Le agradezco su paciencia, su tiempo y todas esas veces que no dudó en recibirme en su oficina cuando me encontraba con dudas o cuestiones que no sabía cómo resolver. Gracias por no negarme todo su conocimiento profesional, y también por todos los consejos de vida.

Don Ricardo, no hay forma de pagarle todas las largas horas que pasé en su oficina aclarando dudas, especialmente durante mi tiempo en el ICE, incluso cuando usted no era mi supervisor directo en este trabajo. Le agradezco muchísimo todo el conocimiento que usted compartió abiertamente conmigo. Especialmente aprecio muchísimo su apoyo

cuando fue necesario reestructurar algunos de los objetivos; sus aportes fueron los que mayormente moldearon el proyecto en lo que es hoy. Gracias por su valioso tiempo, sus correcciones, aportes y su paciencia, usted es uno de los profesionales a quien más admiro y fue un honor tener la oportunidad de trabajar a su lado.

Don Federico, muchísimas gracias por mantenerse interesado en este proyecto incluso en las ocasiones en que perdimos un poco el contacto. Su extenso conocimiento de Cachí fue sumamente importante para el desarrollo del proyecto. Gracias por sus sugerencias, su constante interés, por su ayuda con la ubicación de documentos. Sus correcciones y sugerencias resultaron de gran importancia como parte de las bases de la tesis.

Por otra parte quisiera agradecerles a todas las personas que forman parte del Área de Ingeniería Hidráulica del ICE por abrirme las puertas y recibirme como parte de su familia durante los cuatro meses que estuve con ustedes, e incluso más allá de ese tiempo. Trabajar con ustedes superó toda expectativa que tenía y fue una experiencia inigualable. El tiempo que estuve ahí me enseñó más que años de cursos, y les agradezco a todos y cada uno de ustedes todo el apoyo que me brindaron y el tiempo que se tomaron para guiarme. Muy especialmente quiero agradecerle a Iván Gazel por haber fungido prácticamente como un quinto asesor durante ese tiempo, gracias por todos sus aportes y su ayuda constante con el diseño del vertedero auxiliar.

Aparte del AIH, también quiero agradecerles a todas las personas en otras áreas del ICE (Auscultación de Obras, Ingeniería Estructural y Arquitectura, Geotecnia, C.P. Cachí) que no dudaron en compartirme información que necesité y que siempre estuvieron dispuestas a colaborar en lo que fuera necesario.

A todos mis amigos, tanto dentro como fuera de la universidad que se mantuvieron a mi lado a lo largo de este proceso y que me escucharon hablar incesantemente de Cachí durante poco más de un año. Gracias por tener el cariño y la paciencia de escucharme, de apoyarme, de animarme a seguir adelante cuando el estrés era demasiado. Todos ustedes me mantuvieron mentalmente sana a lo largo de este tiempo y fueron mis porristas personales, y no tengo como pagarlos.

Finalmente a mi familia, en especial a mi mamá y mis dos hermanas. No tengo suficientes palabras (o suficiente vida) para agradecerles y pagarles todas y cada una de las cosas que ustedes tres han hecho por mí. Hoy estoy a un paso de mi título universitario porque

ustedes se mantuvieron siempre a mi lado y en muchas ocasiones me pusieron a mí primero que a ustedes. Sepan, que siempre han sido mi mayor ejemplo y modelos a seguir. A pesar de que somos un poco diferentes, las admiro profundamente a las tres por lo que han logrado, por lo que son y por todo lo que representan. Espero algún día poder retribuir aunque sea una pequeña parte de lo que han hecho por mí.

Gracias Dios por poner en mi camino a todas estas personas y por permitirme llegar hasta este punto. Confío profundamente en que todos fueron ángeles enviados a enseñarme diversas cosas, a cambiar y moldear la persona y profesional que soy hoy.

A mi mamá
A mis hermanas

Hoy he llegado a donde estoy porque
ustedes se mantuvieron a mi lado

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE FIGURAS.....	xii
TABLA DE CUADROS	xvi
ABREVIATURAS	xviii
SIMBOLOGÍA.....	xix
RESUMEN.....	xxiv
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Justificación	1
1.1.1. El problema específico	1
1.1.2. Importancia.....	3
1.2. Objetivos.....	5
1.2.1. Objetivo general.....	5
1.2.2. Objetivos específicos	5
1.3. Delimitación del problema.....	6
1.3.1. Alcance	6
1.3.2. Limitaciones.....	7
1.4. Metodología.....	7
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	11
2.1. Generalidades de vertederos frontales en canal	11
2.2. Perfil de la cresta	13
2.2.1. Coeficiente de descarga	18
2.2.2. Perfiles de la superficie del agua para descarga libre	29
2.2.3. Presiones.....	31
2.3. Consideraciones de diseño	36

2.3.1. Avenida de diseño	36
2.3.2. Ondas de choque	41
2.3.3. Cavitación.....	43
2.4. Generalidades de las descargas de fondo	49
2.4.1. Tipos de compuertas	51
2.4.2. Capacidad de descarga	52
CAPÍTULO 3: GENERALIDADES DE LA PLANTA HIDROELÉCTRICA CACHÍ	55
3.1. Introducción	55
3.2. Información general, ubicación y clima.....	55
3.3. Estructuras existentes.....	58
3.3.1. Presa y embalse.....	58
3.3.2. Obras de conducción	61
3.3.3. Casa de máquinas y transmisión asociada	63
3.3.4. Vertedero	64
3.3.5. Descarga de fondo	69
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	71
4.1. Introducción	71
4.2. Estudios hidrológicos	71
4.2.1. Informe hidrológico de 1962	71
4.2.2. Informe hidrológico de 2015	78
4.2.3. Comparación de los estudios hidrológicos.....	83
4.3. Tránsitos de crecientes	85
4.3.1. Avenida máxima probable de 1962	90
4.3.2. Avenida máxima regional de 2015	91
4.4. Análisis de resultados de los tránsitos de crecientes	96

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE LA OPERACIÓN DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS.....	99
5.1. Introducción	99
5.2. Curvas de descarga actualizadas del vertedero	99
5.2.1. Descarga libre.....	100
5.2.2. Descarga controlada	106
5.2.3. Corrección de los tránsitos de crecientes	112
5.3. Revisión de los registros de operación.....	113
5.3.1. Regla de operación actual de la P.H.Cachí	113
5.3.2. Avenidas máximas registradas.....	116
5.4. Análisis de cavitación de la descarga de fondo	123
5.4.1. Geometría de la descarga de fondo.....	123
5.4.2. Cálculo de índices de cavitación.....	125
CAPÍTULO 6: DISEÑO PRELIMINAR DEL VERTEDERO AUXILIAR	133
6.1. Introducción	133
6.2. Predimensionamientos de diversos tipos de vertedero	133
6.2.1. Vertedero en abanico	134
6.2.2. Vertedero de laberinto	136
6.2.3. Vertedero lateral	140
6.2.4. Modificación de las crestas existentes	141
6.2.5. Vertedero frontal.....	142
6.3. Definición de la geometría de los diseños preliminares.....	142
6.3.1. Canal de aproximación.....	143
6.3.2. Zona de control.....	144
6.3.3. Curva cóncava	146
6.3.4. Contracción	146

6.3.5. Rápida: tramo de baja pendiente.....	149
6.3.6. Curva convexa	149
6.3.7. Rápida: tramo de alta pendiente.....	151
6.3.8. Salto de ski.....	151
6.3.9. Curva horizontal.....	153
6.3.10. Diseños preliminares finales	154
6.4. Comparación económica	156
6.5. Diseño preliminar final del vertedero controlado.....	160
6.5.1. Ubicación y dimensionamiento de la compuerta	160
6.5.2. Perfiles de la superficie del agua.....	161
6.5.3. Proyecciones del chorro para el salto de ski.....	163
6.5.4. Revisión de índices de cavitación	165
6.5.5. Revisión de presiones sobre la losa del fondo de la rápida	167
6.5.6. Curvas de descarga teóricas.....	169
6.5.7. Resumen del diseño	174
6.5.8. Planos Hidráulicos	175
6.6. Regla de operación de compuertas	178
6.6.1. Regla clásica de operación de compuertas.....	178
6.6.2. Regla lineal de operación de compuertas.....	181
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	195
7.1. Conclusiones.....	195
7.2. Recomendaciones	199
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	203
APÉNDICES	207

Apéndice 1. Curva hipsométrica del embalse de la P.H. Cachí obtenida a partir de la información proporcionada por el Área de Auscultación de Obras (ICE)	207
Apéndice 2: Derivación de las ecuaciones para el cálculo de la curva de descarga controlada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí.....	208
Apéndice 3: Perfiles de la superficie del agua del vertedero auxiliar.....	211
Apéndice 4: Índices de cavitación y perfiles de presión para el vertedero auxiliar	219
Apéndice 5. Lista de planos ICE utilizados como referencia según estructura de la P.H. Cachí	221
Apéndice 6. Planos hidráulicos del vertedero auxiliar controlado propuesto	223
ANEXOS	225
Anexo 1. Planos del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí contenidos en el Informe de Ensayos Hidráulicos de 1962	225

TABLA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema metodológico propuesto para la elaboración del trabajo	8
Figura 2. Planta y perfil general de un vertedero frontal en canal	11
Figura 3. Definición de parámetros para vertederos frontales	12
Figura 4. Valores de K_1 y n_1 para la obtención del perfil de la cresta de vertederos según el USBR	14
Figura 5. Valores para la obtención de la porción aguas arriba del perfil de la cresta de vertederos según el USBR	15
Figura 6. Ejemplos de perfiles típicos de vertederos a) USBR y b) WES	17
Figura 7. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical operando con la carga de diseño (USBR)	19
Figura 8. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba inclinado (USBR)	20
Figura 9. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical operando con cargas distintas a la de diseño (USBR)	20
Figura 10. Coeficientes de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical (USACE)	22
Figura 11. Coeficiente de contracción por estribos con muros de concreto según el USACE	23
Figura 12. Tipos de pilas y coeficientes de contracción según tipo de pilas, según el USACE	24
Figura 13. Coeficientes de descarga en función de $\chi = Hhd$ para diversos estudios	25
Figura 14. Coeficientes de descarga para flujo bajo compuertas radiales según USACE ...	28
Figura 15. Perfiles de la napa superior del flujo en el centro del canal y a lo largo de las pilas	30
Figura 16. $D/\chi_{1.1}$ como función de $X\chi_{1.1}$ para diferentes valores de carga, para $\chi = h/hd$	31
Figura 17. Presiones sobre la cresta de vertederos WES a) a lo largo de la línea de centro de un vano y b) a lo largo de las pilas	33
Figura 18. Presiones mínimas de diseño para vertederos con y sin pilas	34
Figura 19. Curvas para determinar zonas de cavitación en la cresta de vertederos a) sin pilas y b) con pilas	35
Figura 20. Presiones sobre la cresta de vertederos con diferentes aperturas de compuertas operando con la carga de diseño	35
Figura 21. Ejemplo de ondas de interferencia	42
Figura 22. Diversos arreglos para descargas de fondo	50

Figura 23. Tipos de compuertas y válvulas utilizadas en descargas de fondo	52
Figura 24. Esquema de definición para los parámetros de la ecuación (49)	53
Figura 25. Planta general de la P.H. Cachí	55
Figura 26. Ubicación de la P.H. Cachí	56
Figura 27. Fotografía de la presa de Cachí.....	59
Figura 28. Curva hipsométrica del embalse Cachí	60
Figura 29. Embalse de la P.H. Cachí.....	61
Figura 30. Toma de agua de Cachí	62
Figura 31. Tuberías de presión y nuevo tanque de oscilación de la P.H. Cachí	63
Figura 32. Planta y perfil del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí.....	65
Figura 33. Fotografías del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí.....	65
Figura 34. Estribo derecho del vertedero de excedencias de Cachí.....	66
Figura 35. Perfil de la cresta del vertedero de excedencias	67
Figura 36. Comparación entre perfiles WES para varias cargas y el perfil de Cachí	68
Figura 37. Comparación entre varios perfiles estándar y el perfil de Cachí.....	68
Figura 38. Vista en planta de la descarga de fondo de Cachí	70
Figura 39. Área de la cuenca y estaciones hidrometeorológicas disponibles en 1962	72
Figura 40. Curva de doble masa para la lluvia en la cuenca del río Reventazón y la ciudad de San José.....	74
Figura 41. Hidrograma unitario calculado en 1952.....	75
Figura 42. Hidrograma de la avenida de diseño obtenido en 1962	76
Figura 43. Hidrograma de la avenida máxima probable obtenido en 1962	77
Figura 44. Área de la cuenca y estaciones hidrometeorológicas disponibles en el 2015....	78
Figura 45. Hidrograma de la AMP actualizada	80
Figura 46. Caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno en el sitio de presa Cachí.....	82
Figura 47. Curva de descarga libre del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí (ICE, 2014).....	86
Figura 48. Curva de descarga de la descarga de fondo de la P.H. Cachí (COBA, 1966)	88
Figura 49. Resultados del tránsito de la AMP de 1962.....	91
Figura 50. Hidrograma de entrada para la avenida regional con período de retorno de 10 000 años	92
Figura 51. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 1	93
Figura 52. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 2	94
Figura 53. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 3	95

Figura 54. Curva de descarga libre actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí	104
Figura 55. Curva de descarga controlada actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí	108
Figura 56. Curva de descarga controlada del vertedero de excedencias de Cachí para aperturas de hasta el 20% utilizada por los operadores de la Planta	114
Figura 57. Curva de descarga controlada de la descarga de fondo de Cachí para aperturas de hasta el 100% utilizada por los operadores de la Planta	115
Figura 58. Hidrogramas de entrada y salida según los registros de operación para el evento 6 (mayo 2008)	120
Figura 59. Hidrogramas de entrada y salida según los registros de operación para los eventos 7 y 8 (noviembre 2008)	120
Figura 60. Planta general de la descarga de fondo deducida a partir de planos e informes del ICE	124
Figura 61. Secciones de la descarga de fondo	125
Figura 62. Geometría básica de un vertedero en abanico	134
Figura 63. Parámetros geométricos para un vertedero en abanico	135
Figura 64. Geometría básica de un vertedero de laberinto	137
Figura 65. Gráficos para determinación del parámetro l/w de un vertedero de laberinto según Hay & Taylor (1970)	138
Figura 66. Alineamiento horizontal preliminar elegido para el vertedero auxiliar	143
Figura 67. Ejemplo de una contracción tipo embudo y las ondas de choque generadas ..	147
Figura 68. Planta general del vertedero libre	155
Figura 69. Perfil general del vertedero libre	155
Figura 70. Planta general del vertedero controlado	155
Figura 71. Perfil general del vertedero controlado	155
Figura 72. Dimensiones preliminares para una sección transversal de la rápida de un vertedero	157
Figura 73. Perfiles de la superficie del agua para rugosidad mínima	163
Figura 74. Proyecciones del chorro a la salida del salto de ski	165
Figura 75. Variación del índice de cavitación a lo largo de la rápida del vertedero auxiliar	166
Figura 76. Perfil de presiones a lo largo de la rápida del vertedero	168
Figura 77. Curva de descarga libre del vertedero auxiliar controlado	169
Figura 78. Curva de descarga controlada del vertedero auxiliar	171
Figura 79. Alineamiento final del vertedero controlado	174
Figura 80. Lámina 1 del vertedero auxiliar: Planta general	176

Figura 81. Lámina 2 del vertedero auxiliar: Perfil longitudinal.....	176
Figura 82. Lámina 3 del vertedero auxiliar: Zona de control y contracción.....	177
Figura 83. Lámina 4 del vertedero auxiliar: Estructura de salida.....	177
Figura 84. Regla clásica de operación de compuertas en términos de nivel del embalse	179
Figura 85. Resultados del tránsito de la avenida regional para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla clásica de operación de compuertas.....	180
Figura 86. Niveles de descarga libre y regulada de las compuertas radiales de ambos vertederos.....	182
Figura 87. Esquema de la regla lineal de operación de compuertas en términos de nivel	184
Figura 88. Resultados del tránsito de la avenida regional para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla lineal de operación de compuertas.....	185
Figura 89. Apertura vertical de las compuertas en función del tiempo.....	187
Figura 90. Tránsitos de avenidas con período de retorno menor que 1500 años de período de retorno con la regla clásica y la regla lineal.....	189
Figura 91. Resultados del tránsito de la avenida de 50 años de período de retorno para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla lineal de operación de compuertas.....	190
Figura 92. Regla lineal de operación de compuertas radiales.....	191

TABLA DE CUADROS

Cuadro 1. Definición de parámetros para vertederos frontales.....	12
Cuadro 2. Valores para la obtención del perfil de la cresta de vertederos WES.....	17
Cuadro 3. Valores para el coeficiente de contracción de estribos según el USBR	21
Cuadro 4. Valores para el coeficiente de contracción de pilas según el USBR	22
Cuadro 5. Estándares para avenidas por categoría de presa según <i>American Society of Civil Engineers</i> (ASCE)	40
Cuadro 6. Tolerancias para superficies en contacto con el flujo	47
Cuadro 7. Especificaciones de tolerancias para superficies según índice de cavitación	47
Cuadro 8. Avenida máxima probable actualizada para la P.H. Cachí.....	81
Cuadro 9. Comparación entre los estudios hidrológicos de 1962 y 2015	83
Cuadro 10. Curva de descarga libre del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí (ICE, 2014).....	87
Cuadro 11. Curva de descarga de la descarga de fondo COBA (1966).....	88
Cuadro 12. Hidrograma de la avenida regional de 10 000 años de período de retorno.....	92
Cuadro 13. Resumen de resultados de los tránsitos de crecientes.....	96
Cuadro 14. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de k_a sobre C_3	101
Cuadro 15. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de k_p sobre C_3	102
Cuadro 16. Análisis de sensibilidad de dos variables para conocer el efecto conjunto de k_a y k_p sobre C_3	102
Cuadro 17. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de C_3 sobre el caudal de descarga del vertedero	103
Cuadro 18. Parámetros de diseño y curva de descarga libre actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí.....	105
Cuadro 19. Curva de descarga controlada actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí	109
Cuadro 20. Resumen de resultados de los tránsitos de crecientes realizados con la curva de descarga actualizada del vertedero	112
Cuadro 21. Listado de eventos máximos de precipitación ocurridos en la cuenca de la P.H. Cachí	117
Cuadro 22. Resumen de las características geométricas para cada uno de los tramos de la descarga de fondo considerados para las pérdidas por fricción.....	127
Cuadro 23. Coeficientes de pérdida local utilizados.....	127

Cuadro 24. Resultados del análisis de cavitación para porcentajes de apertura de la compuerta P2 entre el 50% y 100% para el nivel del embalse de 990 msnm	129
Cuadro 25. Resultados del análisis de cavitación para porcentaje de apertura de la compuerta P2 de 100% niveles del embalse de 986 msnm a 995 msnm	131
Cuadro 26. Dimensiones del vertedero en abanico	136
Cuadro 27. Parámetros de diseño para el vertedero de laberinto	139
Cuadro 28. Dimensiones del vertedero de laberinto.....	139
Cuadro 29. Coordenadas del perfil de la cresta del vertedero libre.....	145
Cuadro 30. Coordenadas del perfil de la cresta del vertedero controlado.....	145
Cuadro 31. Radios de los arcos que definen el perfil aguas arriba de la cresta de ambos vertederos.....	146
Cuadro 32. Coordenadas de la curva convexa del vertedero libre	150
Cuadro 33. Coordenadas de la curva convexa del vertedero controlado	151
Cuadro 34. Presupuesto preliminar del vertedero libre.....	158
Cuadro 35. Presupuesto preliminar del vertedero controlado.....	159
Cuadro 36. Proyecciones del chorro para $H= H_d$ y $0.5 H_d$	164
Cuadro 37. Parámetros de diseño y curva de descarga libre del vertedero auxiliar controlado.....	170
Cuadro 38. Curva de descarga controlada del vertedero auxiliar.....	172
Cuadro 39. Resumen de las características del vertedero controlado.....	175
Cuadro 40. Resultados de tránsitos para avenidas menores a la avenida máxima	188
Cuadro 41. Regla de operación lineal de compuertas para el vertedero existente (V1)...	192
Cuadro 42. Regla de operación lineal de compuertas para el vertedero auxiliar (V2)	193
Cuadro 43. Perfil de la superficie del agua para condiciones de diseño $H= 10$ m $Q= 1000$ m ³ /s (rugosidad mínima)	211
Cuadro 44. Perfil de la superficie del agua para 0.5 de H_d $H= 5$ m $Q= 326$ m ³ /s (rugosidad mínima)	213
Cuadro 45. Perfil de la superficie del agua para condiciones de diseño $H= 10$ m $Q= 1000$ m ³ /s (rugosidad máxima).....	215
Cuadro 46. Perfil de la superficie del agua para 0.5 de H_d $H= 5$ m $Q= 326$ m ³ /s (rugosidad máxima)	217
Cuadro 47. Índices de cavitación y perfil de presiones para las condiciones de diseño del vertedero auxiliar	219

ABREVIATURAS

<i>AMP:</i>	Avenida máxima probable.
<i>AMR:</i>	Avenida máxima regional.
<i>ASCE:</i>	American Society of Civil Engineers.
<i>C.P.:</i>	Centro de Producción
<i>COBA:</i>	Consultores de Barragens e Aproveitamentos Hidraulicos.
<i>CVA:</i>	carga de velocidad de aproximación.
<i>HDC:</i>	Hydraulic Design Criteria.
<i>ICE:</i>	Instituto Costarricense de Electricidad.
<i>msnm:</i>	metros sobre el nivel del mar.
<i>NAME:</i>	Nivel de aguas máximo extraordinario.
<i>NAMINO:</i>	Nivel de aguas mínimo de operación.
<i>NAMO:</i>	Nivel de aguas máximo de operación.
<i>P.H.:</i>	Planta Hidroeléctrica (para obras ya construidas) o Proyecto Hidroeléctrico (para obras en etapa de planificación o construcción).
<i>PMP:</i>	Precipitación máxima probable.
<i>USACE:</i>	U.S. Army Corps of Engineers.
<i>USBR:</i>	U.S. Bureau of Reclamation.
<i>WES:</i>	Waterways Experiment Station.

SIMBOLOGÍA

$a_{1,2,3,5}$: áreas de las secciones 1, 2, 3 y 5, respectivamente, de la descarga de fondo.

a, b : dimensiones de las teclas de un vertedero en laberinto.

$A_{0,1,2}$: coeficientes de ajuste para la ecuación que describe el nivel de apertura de descarga libre de las compuertas.

B : ancho del canal de la rápida.

B_g : ancho de la compuerta radial.

BL : borde libre para los muros de la rápida de un vertedero.

c_c : coeficiente de contracción.

c_{aH} : coeficiente de descarga libre determinado por Hager.

c_{aL} : coeficiente de descarga de un vertedero en laberinto.

C_0 : coeficiente de descarga de diseño-cara vertical.

C_1 : coeficiente de descarga relativo-cara inclinada.

C_2 : coeficiente de descarga relativo-cara vertical.

C_3 : coeficiente de descarga de longitud de cresta efectiva.

C_c : coeficiente de descarga controlada según USACE.

C_d : coeficiente de descarga libre para vertederos.

C_{dg} : coeficiente de descarga de una compuerta radial en un conducto según USACE.

C_H : coeficiente de descarga controlada según Hager.

d_0 : apertura máxima de descarga libre de una compuerta radial.

$d_{1,2}$: apertura de las compuertas para el vertedero 1 y 2, respectivamente.

d : profundidad del agua medida de forma perpendicular entre el fondo del canal y la superficie del agua.

d_A : longitud de la transición de un vertedero en abanico medida sobre el eje vertedor.

d_e : profundidad de entrada a una estructura.

d_w : profundidad máxima generada por ondas de interferencia.

D : diámetro de un conducto.

e_A : ancho de la transición de un vertedero en abanico.

f : coeficiente de fricción.

F_r : número de Froude.

g : aceleración de la gravedad.

G : menor distancia entre el labio de la compuerta y el perfil de la cresta de un vertedero normalizado.

G_g : peso de la compuerta radial.

h : carga diferente a la de diseño sin carga de velocidad de aproximación (CVA).

h_a : carga de presión de aire.

h_A : altura del cimacio de un vertedero en abanico.

h_d : carga de diseño sin carga de velocidad de aproximación (CVA).

h_e : carga efectiva para descarga controlada según Hager.

h_{gs} : carga sobre el sello de una compuerta radial cerrada.

h_l : pérdidas de energía totales en un sistema.

h_p : presión sobre la losa del fondo del canal de un vertedero.

h_v : carga de velocidad de aproximación (CVA) condición diferente a la de diseño.

h_{vd} : carga de velocidad de aproximación (CVA) para la condición de diseño.

h' : carga medida desde el nivel del embalse hasta la superficie del agua en el punto de interés.

H_0 : carga de presión absoluta.

H : carga diferente a la de diseño con carga de velocidad de aproximación (CVA).

H_{at} : carga de presión atmosférica.

H_d : carga de diseño con carga de velocidad de aproximación (CVA).

H_g : carga hasta el centro de un orificio.

H_{par} : carga con carga de velocidad de aproximación (CVA) sobre el asiento de la compuerta para definición de perfil parabólico USBR.

H_T : carga total medida desde el embalse hasta el centro de la vena contracta a la salida de un conducto.

HW : nivel del embalse.

H_v : carga de presión de vapor.

k : rugosidad de la superficie.

k_a : coeficiente de contracción por estribos.

k_c : coeficiente para garantizar presiones positivas a lo largo de una curva convexa de un vertedero.

k_p : coeficiente de contracción por pilas.

K_1, n_1 : constantes que definen el perfil de la cresta según USBR.

K_2, n_2 : constantes que definen el perfil de la cresta (WES) según USACE.

K_B : coeficiente de pérdidas en curvas.

K_c : coeficiente de pérdidas en contracciones.

K_e : coeficiente de pérdidas de la entrada a un conducto.

K_g : coeficiente de pérdidas debido a compuertas.

K_L : coeficiente de pérdidas total.

K_v : coeficiente de pérdidas a la salida.

l : longitud de un ciclo de un vertedero en laberinto.

$L_{1,2,5}$: longitud de los tramos 1, 2 y 5, respectivamente, de la descarga de fondo.

L_{1A} : longitud de cresta de un vertedero en abanico.

L_{2A} : ancho de la sección de control de un vertedero en abanico.

L_{3A} : distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal de un vertedero en abanico.

L_{4A} : distancia de la sección de control al final de la transición de un vertedero en abanico.

L_{5A} : ancho del canal de descarga de un vertedero en abanico.

L : longitud neta de cresta.

L_e : longitud de cresta efectiva.

N : número de pilas de un vertedero.

p_0 : presión absoluta.

p_L : altura de un vertedero en laberinto.

p_v : presión de vapor.

P : altura del paramento aguas arriba de un vertedero.

P_{min} : presión mínima absoluta sobre la cresta de un vertedero con perfil estándar WES.

q : caudal por unidad de longitud.

Q : caudal.

Q_L : caudal de diseño de un vertedero en laberinto.

Q_n : caudal vertido por un vertedero hipotético de cresta lineal.

r_e : radio de los estribos.

r_g : radio de la compuerta.

R_{1A} : radio del arco central de la cresta de un vertedero en abanico.

R_{2A} : radio de los arcos laterales de la cresta de un vertedero en abanico.

R_c : radio de curvatura del fondo del canal.

R_{cc} : radio de la curva vertical cóncava.

R_H : radio de la curva horizontal.

R_s : radio del salto de ski.

s : longitud a lo largo de la rápida del vertedero.

S : sobrecarga del embalse.

S_0 : sobrecarga máxima del embalse.

S_c : pendiente de fondo de un canal.

S_f : pendiente de fricción.

S_t : pendiente transversal del peralte en una curva horizontal.

V : velocidad del agua.

V_{approx} : velocidad de aproximación.

V_e : velocidad de entrada a una estructura.

V_d : velocidad de aproximación de diseño.

V_k : velocidad del flujo a una distancia k igual a la rugosidad de la superficie.

x_0 : punto de presión cero sobre la cresta de un vertedero con perfil estándar WES según Hager.

x, y, z : coordenadas en sistema cartesiano.

x_l, z_l : coordenadas de la posición labio de la compuerta.

x_s, z_s : coordenadas del asiento de la compuerta.

x_t, z_t : coordenadas del pivote de la compuerta.

X, Y, Z : coordenadas cartesianas normalizadas por la carga de diseño.

w : ancho de cada ciclo de un vertedero en laberinto.

W : ancho total de la cresta de un vertedero en laberinto.

Z_{L-DL} : nivel máximo del labio de la compuerta correspondiente a descarga máxima regulada.

α : ángulo formado por la tangente a la compuerta y la horizontal.

α_A : ángulo total del arco central de un vertedero en abanico.

α_L : ángulo entre las teclas de un vertedero en laberinto.

β : ángulo de apertura de la compuerta.

β_A : ángulo de los arcos laterales de un vertedero en abanico.

γ : peso unitario del agua.

Δp : presión relativa en el fondo del canal.

θ : ángulo entre la tangente al fondo del canal o perfil y la horizontal.

θ_s : ángulo de salida del salto de ski.

λ : ángulo de deflexión de una onda de interferencia con respecto a la dirección del flujo.

μ : coeficiente dependiente del tipo de perfil para determinar la presión mínima sobre la cresta según Hager.

ρ : densidad del agua.

σ : índice de cavitación.

σ_i : índice de cavitación incipiente.

σ_k : índice de cavitación asociado a una velocidad V_k .

φ : ángulo de deflexión del muro en una contracción.

Parrales Castillo, Ariadna

Análisis hidráulico de las obras de excedencias de la Planta Hidroeléctrica Cachí

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

A. Parrales C., 2015

xxiv,204, [18]h; ils. col. — 40 refs.

Resumen

En este trabajo se desarrolla un análisis hidráulico de las obras de excedencias (vertedero y descarga de fondo) de la Planta Hidroeléctrica Cachí a partir de la actualización de la información hidrológica generada por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). Siendo una de las centrales hidroeléctricas más importantes del país, después de casi 50 años de operación resulta indispensable la verificación de la hidrología, y por consiguiente, la revisión de las obras de excedencias para determinar si estas son capaces de operar satisfactoriamente ante las nuevas condiciones. Además, a la luz de nuevos procedimientos de cálculo y diseño resulta de importancia la actualización de algunos de los análisis realizados en 1962 durante el diseño del proyecto. Todo lo anterior bajo un marco de seguridad de presas que permita extender la vida útil de la planta.

El análisis hidráulico realizado y el diseño posterior de una nueva estructura de alivio siguieron los parámetros y recomendaciones dados principalmente por tres instituciones: *U.S. Bureau of Reclamation, U.S. Army Corps of Engineering y International Commission on Large Dams*. Estos son los principales responsables de una gran cantidad de la teoría hidráulica detrás de este tipo de estructuras.

A partir de la información hidrológica se determinó que hay cambios significativos en la avenida máxima determinada para la Planta que afecta la forma en que el embalse se comporta durante estos eventos. A pesar de esto, la avenida actualizada puede ser evacuada por las obras de excedencias existentes, no obstante, bajo estas circunstancias la descarga de fondo sufriría problemas de cavitación. Así, se debe eliminar el uso de esta estructura como vertedero auxiliar. Por esto, se realizó el diseño de un vertedero auxiliar que sustituyera a la descarga de fondo. Después del prediseño de dos vertederos y con un análisis económico simple de los materiales requeridos, se determinó que la opción menos costosa es un vertedero frontal controlado ubicado en margen izquierda. A.P.C.

PLANTA HIDROELÉCTRICA CACHÍ; VERTEDERO; DESCARGA DE FONDO; DISEÑO; SEGURIDAD DE PRESAS

Director

Ing. Gravin Mayorga Jiménez, MSc.

Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

1.1.1. El problema específico

La Planta Hidroeléctrica (P.H.) Cachí entró en operación 1966 después de cuatro años de construcción. Fue la tercer central hidroeléctrica instalada en el país por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), y es el segundo aprovechamiento sobre la cuenca del río Reventazón, después de la P.H. Río Macho; el tercero es la P.H. Angostura y el cuarto que está en proceso de construcción es el P.H. Reventazón. Adicionalmente en este mismo río se encuentran otros aprovechamientos hidroeléctricos privados, como lo son P.H. La Joya y P.H. Torito I.

La obra está cercana a cumplir 50 años de haberse construido y estar en operación en forma ininterrumpida. La vida económica de la presa y sus obras complementarias se calculó en 40 años, mientras que para las subestaciones y la línea de transmisión se estimó en 30 años (ICE, 1962). De lo anterior se obtiene que la planta ya cumplió su vida económica.

En el 2010 se comenzó con el Proyecto de Modernización y Ampliación de la Planta Hidroeléctrica Cachí con el fin de aumentar su capacidad de 100 MW a 160 MW. Las nuevas obras incluyeron la construcción de un nuevo túnel de 6051 m de largo, y 3.90 m de diámetro interno, que corre paralelo al ya existente, separados por una distancia de 35 m; un tanque de oscilación, la tubería forzada y la instalación de una nueva unidad de generación, que a su vez implicó la ampliación del edificio de casa de máquinas (Mesén, 2010). Estas obras pretenden alargar la vida útil de la planta, y vienen a contribuir al aumento de generación de energía eléctrica en respuesta a la demanda.

Con el Proyecto de Ampliación se aprovecharía el exceso de agua durante la época lluviosa en la cuenca del río Reventazón. Cada túnel llevará un caudal de $36 \text{ m}^3/\text{s}$, donde cada uno alimentaría dos unidades generadoras. Al disminuir el caudal en los túneles, se disminuyen las pérdidas de energía, con lo cual se obtiene una caída neta mayor. Estas obras fueron concluidas a inicios del 2015.

A lo largo de este tiempo de operación e incluso con la puesta en marcha del Proyecto de Ampliación, no se han realizado revisiones a las obras ya existentes, como lo son la presa y el vertedero de excedencias. La estructura vertedora resulta de vital importancia para la planta en su totalidad, pues una falla en el vertedero podría llegar a impactar en la presa.

El vertedero de la P.H. Cachí se ubica en la margen izquierda de la presa. La estructura se compone de dos canales de 15 m de ancho cada uno. La cresta se encuentra en la cota 980 msnm y las rápidas tienen una longitud cercana a los 80 m terminando en un salto de ski. (ICE, 1962).

En el análisis hidrológico incluido dentro del informe *Proyecto Hidroeléctrico de Cachí y transmisión asociada y obras complementarias* (1962), se indica que para obtener las avenidas de diseño se utilizó la información de diez estaciones de mediciones de caudal. De estas, se tomaron 12 años hidrológicos para obtener el hidrograma promedio de caudales mensuales. Por otra parte, en cuanto a precipitación se contaba con 18 estaciones. El registro utilizado para calcular las precipitaciones medias fue solamente de 11 años. Ambos registros son considerablemente cortos con respecto a lo normalmente aceptado en cuanto a estudios hidrológicos.

El estudio hidrológico de 1962 determinó un hidrograma de una avenida de diseño con un pico de 2653 m³/s y una avenida máxima probable (AMP) de 6772 m³/s. Una vez transitadas por el embalse se obtuvo que el vertedero debía tener la capacidad para descargar 1165 m³/s en condiciones normales (avenida de diseño), mientras que para condiciones extremas este debía evacuar 3950 m³/s (AMP), tomando en cuenta que la descarga de fondo contaba con una capacidad de 1000 m³/s. (ICE, 1962). Es importante destacar que no es explícita la razón por la cual se calcularon dos avenidas, además de que no se realiza especial distinción entre estas.

Después de casi 50 años de operación no se han realizado evaluaciones sobre posibles cambios en la hidrología. Tampoco se han realizado revisiones de las estructuras hidráulicas a la luz de nuevos procedimientos de diseño y cálculo que no estaban disponibles en la época en la que se construyó la presa y el vertedero.

Además se desconoce si el esquema de operación de las estructuras de alivio propuesto en el diseño original es adecuado, ya que bajo condiciones extremas la descarga de fondo deber operar como un vertedero auxiliar. Esta estructura tiene como función principal la

limpieza de sedimentos durante los desembalses, y al operar con cargas y velocidades altas puede presentar problemas de cavitación.

En el 2003, el ICE presenta un proyecto de evaluación de la seguridad de las presas del Instituto. En este informe se resalta a pesar de que nunca se ha tenido que enfrentar un desastre de gran magnitud, resulta necesario desarrollar un plan de acción en caso de una emergencia. Con base en la consultaría realizada por el consorcio canadiense PREEICA se determinó que los estudios comenzarían por las presas de Arenal y Cachí (seguidas por Angostura, Sandillas, Peñas Blancas y El Llano), siendo las de mayor importancia en el país y las responsables de un alto porcentaje de la generación eléctrica nacional.

Siguiendo el marco de seguridad de presas, el Negocio Generación de Electricidad (entidad del ICE responsable de operación y mantenimiento de la Planta) realizó una solicitud en el 2012 con el fin de actualizar el informe hidrológico, realizar una revisión hidráulica a las obras de excedencias a la luz de las nuevas condiciones hidrológicas y realizar un análisis de estabilidad estructural de la presa.

El informe hidrológico actualizado cuenta con registros de mucha mayor longitud que los originales, de forma que las estaciones meteorológicas dentro de la cuenca ya poseen la cantidad de información suficiente para realizar un análisis más confiable. Además, la cuenca se ha transformado y se ha deteriorado, lo que cambia el patrón de esorrentía de la misma y con esto las avenidas que pueden afectar el embalse.

A raíz de esto, resulta indispensable verificar la respuesta y condiciones de operación de las estructuras de alivio (vertedero y descarga de fondo) ante las nuevas condiciones hidrológicas, y si es necesario contar con la ubicación y el diseño de una nueva estructura que permita evacuar los caudales excedentes considerando el nuevo escenario de operación. Esto garantizaría que la vida útil de la planta pueda ser extendida y cumplir con parámetros necesarios de seguridad de presa.

1.1.2. Importancia

La P.H. Cachí es la tercera de mayor importancia para el país. Con la inversión de \$180 millones que el ICE realizó con el propósito de mantener la operación de la misma y alargar su vida útil, se aumentó su cobertura eléctrica de 120 000 a 191 000 hogares. Así, se espera que la planta siga en funcionamiento por muchos más años, donde se requiere

que todas sus obras, tanto las originales como las nuevas, se encuentren en condiciones óptimas. En este caso el vertedero requiere especial atención, siendo la estructura encargada de descargar los caudales de eventos extremos.

Además cabe resaltar que debido a lo corto de los registros y al faltante de información en varias estaciones dentro de la cuenca, en el estudio hidrológico de 1962 se decidió utilizar adicionalmente la estación localizada en San José a 30 km del sitio de presa que contaba con 76 años de registro. A través de un análisis de curva de doble masa se determinó que existía una correlación casi perfecta entre la estación de San José y la cuenca del Reventazón, por lo que la información de la primera resultaba de suma importancia como insumo en el análisis hidrológico realizado. Se debe destacar que la estación de San José presenta un promedio de precipitación anual que es 200 mm menor al presente en la cuenca y poseen climas significativamente diferentes.

En la época en que se realizaron los estudios no se disponía de gran cantidad de información, y se utilizó toda la que tenía validez o que pudiera ser aplicada al caso de la cuenca del Reventazón. Actualmente, no es necesario realizar estas correlaciones, pues se cuentan con los registros de alrededor de más de 50 años de las estaciones sobre la cuenca, sin mencionar que existe de forma general, mucha más información hidrometeorológica. La actualización de la información hidrológica en función de los nuevos registros suministran una confiabilidad mucho mayor en el análisis y descripción de eventos sobre la cuenca.

Aunado a esto, la cuenca ha cambiado con el tiempo. Por ejemplo, para la cuenca superior del Reventazón, en 1956 se estimó una cobertura de bosque primario de 60,2% del área de esta, mientras que para 1984, esta había disminuido a 43,1%. Por el contrario, las áreas urbanas y de ganadería aumentaron en un 2,6% y 13,6%, respectivamente, en el mismo lapso de tiempo (Rodríguez, 1989). Cambios de esta magnitud también influyen de manera significativa en la escurrentía de la cuenca que va a afectar el régimen de caudales.

Así, resulta imperante realizar una interpretación de la nueva información hidrológica. De esto se deriva el análisis del funcionamiento hidráulico de los vertedores y la descarga de fondo, el cual cobra vital importancia para determinar si estas estructuras son capaces de

operar satisfactoriamente bajo las nuevas condiciones de caudal, o si resulta necesario la propuesta de una nueva estructura.

Adicionalmente, resulta necesaria la actualización y revisión de cálculos realizados en años anteriores para esta estructura a la luz de mayor información bibliográfica y nuevos métodos de cálculo y análisis.

Por otra parte, con base en el proyecto *Evaluación de la seguridad de las presas ICE*, resulta imperativo la actualización de los estudios básicos de ingeniería y del estudio de la operación de la presa y sus obras complementarias a la luz de las condiciones actuales en comparación con las de diseño. Esto a miras de generar un plan de mantenimiento, operación e inspección que cumpla con los parámetros de seguridad de presas establecidos por la misma institución (*Nomas institucionales de seguridad de presas*, 2006). Con esto, este trabajo resulta la base para continuar con el estudio correspondiente para la P.H. Cachí.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Analizar las condiciones de operación del vertedero y la descarga de fondo como obras de excedencias de la Planta Hidroeléctrica Cachí con base en la nueva información hidrológica disponible y la historia de operación de las estructuras. Esto en consideración que las inversiones recientemente realizadas a la Planta permiten aumentar su producción energética y prolongar su operación por un período similar de al menos 30 años.

1.2.2. Objetivos específicos

- Analizar la información hidrológica actualizada generada por el Área de Hidrología del Instituto Costarricense de Electricidad.
- Realizar los tránsitos de crecientes de la avenida actualizada que permitan determinar las nuevas condiciones de operación de las obras de excedencias.
- Analizar los registros de operación del vertedero para conocer de mejor forma sus condiciones de funcionamiento a lo largo de la historia.
- Actualizar las curvas de descarga libre y controlada del vertedero de excedencias utilizando métodos de cálculo más recientes.

- Realizar un análisis de cavitación para la descarga de fondo con el fin de determinar su vulnerabilidad durante eventos extremos.
- Realizar, de ser necesario, el predimensionamiento de varios tipos de vertederos con el fin de comparar las diversas opciones factibles para un vertedero auxiliar.
- Proponer la ubicación y el diseño hidráulico preliminar de un vertedero auxiliar.
- Proponer una regla de operación de compuertas que se base únicamente en el nivel del embalse y que permita un amortiguamiento de avenidas pequeñas.

1.3. Delimitación del problema

1.3.1. Alcance

Este proyecto se centrará en el estudio de las obras de excedencias (vertedero y descarga de fondo) de la P.H. Cachí. No se tomarán en cuenta las demás estructuras de la planta, como lo son la presa, la toma de agua, túnel de conducción entre otros. Asimismo, solamente se realizará un análisis hidráulico, por lo que no se considerarán los puntos de vista estructural, geotécnico o constructivo de la obra existente. Para el posible diseño preliminar que se plantee, sí se tomarán en cuenta aspectos constructivos con el fin de escoger una opción más viable y menos costosa.

El análisis del informe hidrológico pretende una comparación con el informe de 1962, y además la realización del tránsito de la nueva avenida. Con esto se podrá determinar si se cuenta o no con la capacidad suficiente para evacuar la avenida.

En vista de que no se cuenta con la curva de descarga libre original del vertedero y que la de descarga controlada fue calculada en 1978, se realizará la actualización de estas curvas. Se debe destacar que para el caso de descarga libre, los coeficientes de descarga y de contracción serán obtenidos de forma teórica, a partir del método del USBR (1987). En el caso de descarga controlada se utilizará el método generado por Hager (1988).

La regla de operación de compuertas estará basada en la propuesta para el Proyecto Hidroeléctrico El Diquís y el Proyecto Hidroeléctrico Reventazón.

De ser necesaria una nueva estructura, el diseño propuesto será preliminar y tomará en cuenta solamente la parte hidráulica de este. Si el nuevo vertedero llegara a construirse,

deberá realizarse un diseño final, tomando en cuenta aspectos geológicos y geotécnicos de la zona, diseño estructural y un modelo hidráulico del mismo.

1.3.2. Limitaciones

La información hidrológica a partir de la cual se realizará el análisis inicial estará sujeta a la que sea proporcionada por el ICE. Se tomarán como ciertos los valores proporcionados por este informe hidrológico.

De la misma forma, para el análisis de los registros de operación se está sujeto a la información proporcionada por la Planta. Se desconoce además la longitud de los mismos.

Existe poca información de la descarga de fondo. Se cuenta con un informe realizado por la empresa COBA en 1966 (consultora durante el diseño y construcción de la presa), pero no se encontró un informe de ensayos hidráulicos, memorias de cálculo o curva de descarga original de esta estructura. Además los planos existentes no presentan gran grado de detalle y no se tiene un perfil longitudinal de la misma.

Todos los cálculos realizados estarán basados en suposiciones y parámetros teóricos, los cuales deberían ser verificados por medio de modelos físicos y simulación numérica.

La actualización de las curvas de descarga del vertedero se realizará de forma teórica con base en gráficos, fórmulas y estudios desarrollados para los casos generales. Sin embargo, para conocer las curvas reales es necesario un modelo hidráulico.

El diseño preliminar contemplará únicamente el aspecto hidráulico, por lo que para un diseño final deberán tomarse en cuenta otros aspectos que pueden modificar la geometría original propuesta. El principal aspecto a revisar en este sentido es la geología del sitio.

Como se dijo anteriormente, este proyecto se centrará en el estudio del vertedero, sin embargo, puede ser posible que algunas de las modificaciones o soluciones propuestas en este proyecto requieran una revisión de otras de las estructuras de la planta.

1.4. Metodología

La metodología a seguir para la elaboración del proyecto propuesto se muestra en la Figura 1.

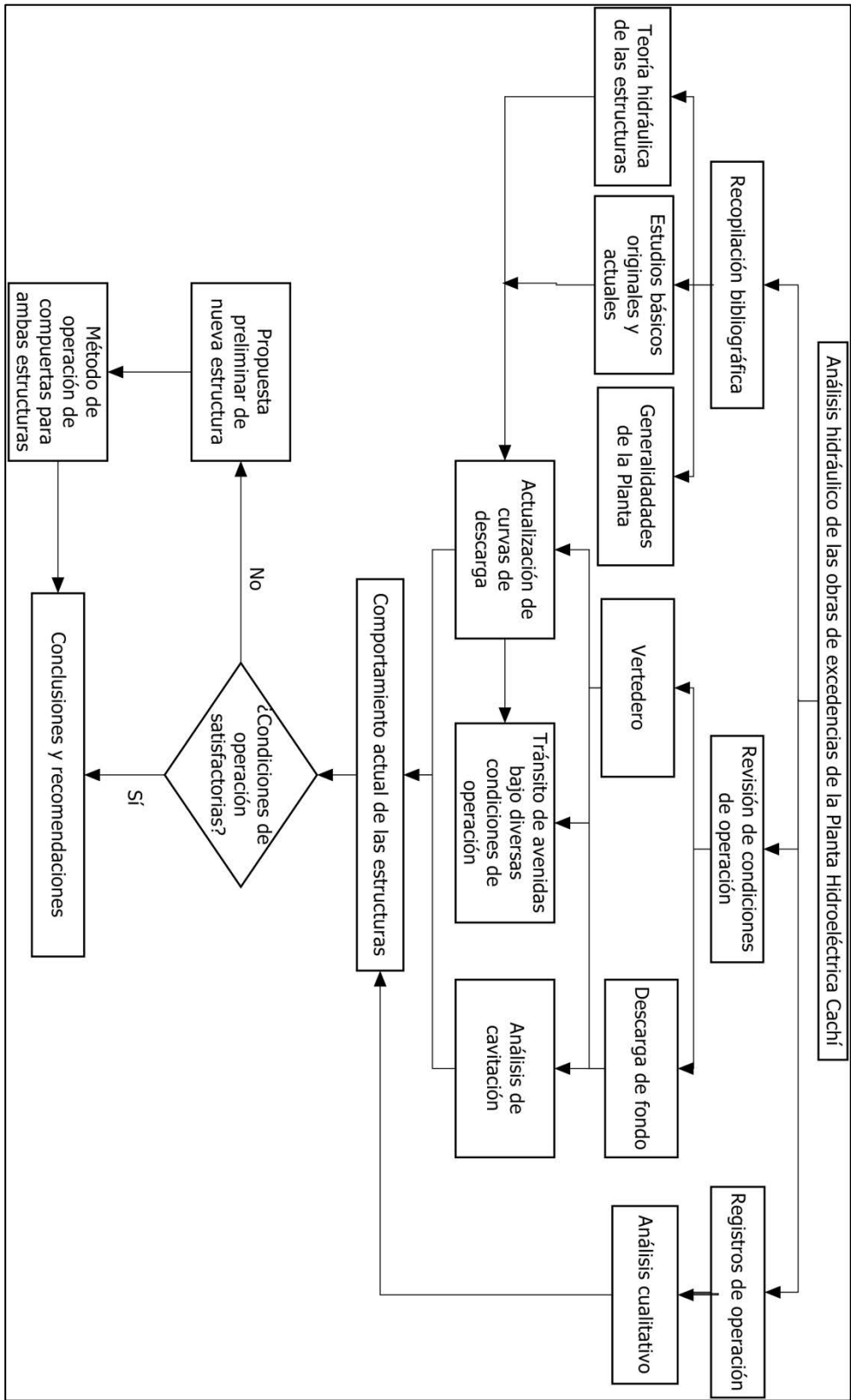


Figura 1. Esquema metodológico propuesto para la elaboración del trabajo

Recopilación bibliográfica

Durante esta etapa se realizará una búsqueda exhaustiva de toda la información bibliográfica pertinente para el proyecto en lo que respecta a información de la P.H. Cachí y sobre la teoría detrás del diseño y análisis de vertederos y descargas de fondo. Esto dará un panorama amplio sobre las características propias de Cachí y su vertedero, así como la forma de análisis que se llevará a cabo posteriormente, y posibles opciones a considerar en cuanto a mejoras y propuestas de un nuevo diseño.

Asimismo, se obtendrá toda la información referente a los estudios básicos disponibles para la Planta, tanto aquellos realizados en 1962 como cualquier actualización realizada. Para estos últimos, el de mayor importancia es el estudio hidrológico actualizado de la cuenca.

Análisis de registros de operación

Se espera obtener información de los registros de operación sobre cómo ha trabajado el vertedero y la descarga de fondo a lo largo del tiempo. Esto permite contrastar los estudios realizados en 1962 con las condiciones reales de operación de la estructura. Además, da información sobre cuáles han sido los mayores caudales que ha tenido que descargar el vertedero. Adicionalmente, se conocerán las condiciones bajo las cuales ha operado la descarga de fondo.

Revisión de condiciones de operación

Vertedero

Con la información hidrológica actualizada se analizará la forma en que se desempeñaría el vertedero existente y la descarga de fondo ante estas condiciones, planteando varios escenarios para realizar los tránsitos de crecientes, comparándolos con los obtenidos en los estudios originales de 1962.

Por otra parte, se actualizarán las curvas de descarga tanto libre como controlada, con el fin de que estas sean más confiables y precisas que sus predecesoras. En cuanto a descarga libre se utilizará el método del USBR (1987), mientras que para descarga controlada el método de Hager (1988).

Descarga de fondo

Para la descarga de fondo se realizará un análisis de cavitación que permitirá determinar la vulnerabilidad de esta estructura ante una operación con cargas y velocidades altas.

Si se determina que el vertedero y la descarga de fondo no pueden operar de forma satisfactoria con la nueva avenida de diseño, se procederá a la propuesta preliminar de un nuevo vertedero auxiliar.

Propuesta preliminar de nueva estructura vertedora

Se planteará el diseño hidráulico preliminar de una nueva estructura vertedora para lo cual primeramente será necesario determinar el tipo de vertedero a utilizar, especialmente en función de la ubicación que se elija. Se realizarán varios predimensionamientos de diversas geometrías para finalmente realizar una comparación que permita elegir el diseño más económico.

Una vez determinadas la ubicación y el tipo, se procederá a realizar el diseño hidráulico para el caudal correspondiente.

Una vez que se tenga el diseño de la nueva estructura, se propondrá un método de operación de compuertas basado en el planteado para el Proyecto Hidroeléctrico El Diquís, pero en este caso para la operación conjunta del vertedero existente y el auxiliar.

Terminado este proceso se procederá a realizar las conclusiones y recomendaciones finales del proyecto con base en todos los resultados obtenidos a lo largo del desarrollo del mismo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

Los vertederos son estructuras capaces de descargar volúmenes de agua provenientes de crecientes que no pueden almacenarse en el embalse, de manera que resguardan la integridad de la presa y regulan el almacenamiento. Para efectos de este trabajo, se realizará una descripción breve de los vertederos frontales en canal regulados con compuertas radiales, por ser el caso específico en estudio.

Las descargas de fondo son conductos ubicados en la presa que permiten bajar el nivel del embalse. Su principal función se da durante los desembalses para la limpieza de sedimentos. Más adelante se hará referencia a generalidades de estas estructuras.

2.1. Generalidades de vertederos frontales en canal

Un vertedero en canal es aquel donde la descarga es llevada desde el embalse hasta el río aguas abajo a través de un canal abierto, colocado generalmente a lo largo de uno de los estribos de la presa. (USB, 1987). En la Figura 2 se puede observar una planta y un perfil general de este tipo de vertederos. Se debe resaltar que estos pueden tener geometrías muy variadas de acuerdo a los requerimientos del sitio.

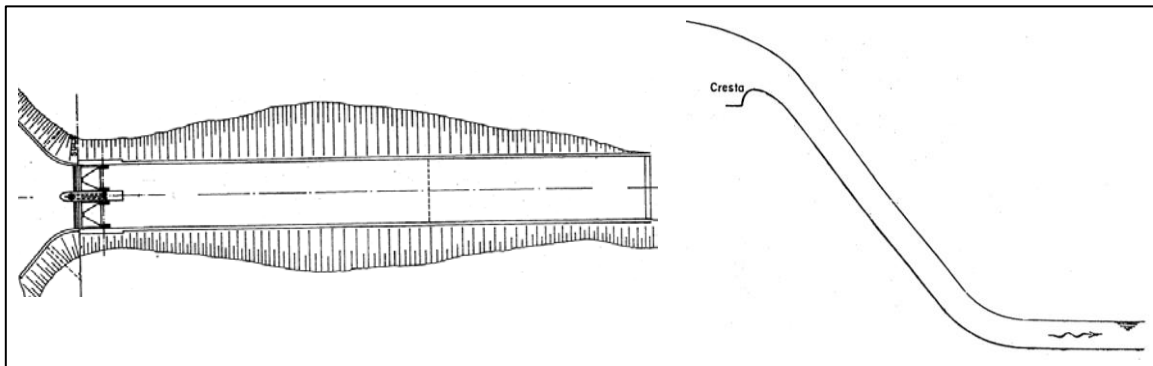


Figura 2. Planta y perfil general de un vertedero frontal en canal

Fuente: Adaptado de Sotelo, 1994

En la Figura 3 se presentan una serie de parámetros que resultan de importancia para el desarrollo de este capítulo y el proyecto en general. De aquí en adelante se utilizará el subíndice d para designar valores asociados con la carga de diseño. La ausencia de este subíndice significa que se está haciendo referencia a parámetros distintos a los de diseño. En el Cuadro 1 se encuentra la definición de los parámetros mencionados.

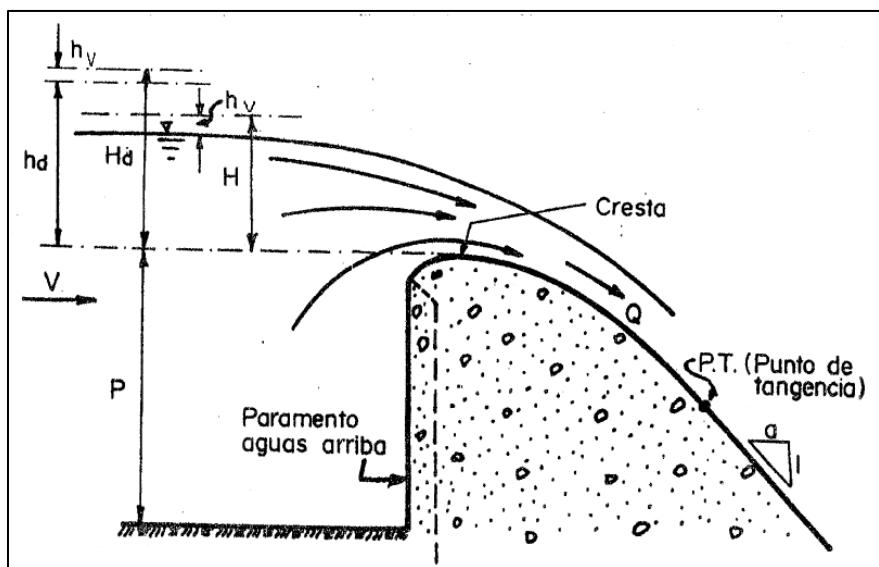


Figura 3. Definición de parámetros para vertederos frontales

Fuente: Adaptado de Sotelo, 1994

Cuadro 1. Definición de parámetros para vertederos frontales

Parámetro	Definición
V_d	Velocidad de aproximación de diseño (m/s)
$h_{vd} = \frac{V_d^2}{2g}$	Carga de velocidad de aproximación (CVA) de diseño (m)
h_d	Carga de diseño sin CVA (m)
$H_d = h_d + h_{vd}$	Carga de diseño con CVA (m)
V	Velocidad de aproximación diferente a la de diseño (m/s)
$h_v = \frac{V^2}{2g}$	Carga de velocidad de aproximación (CVA) diferente a la de diseño (m)
h	Carga diferente a la de diseño sin CVA (m)
$H = h + h_v$	Carga diferente a la de diseño con CVA (m)

2.2. Perfil de la cresta

La derivación del perfil de la cresta se realiza siguiendo la forma que describe la napa completamente aireada de un vertedero de pared delgada. De esta forma, las presiones desarrolladas sobre la cresta deberían ser positivas (en términos de presión manométrica), lo cual no se cumple en su totalidad debido a que la superficie del vertedero ofrece resistencia al paso del agua generando presiones negativas.

Se han desarrollado una gran cantidad de ecuaciones para definir perfiles de la cresta. A continuación se mencionan algunas de las más comunes.

Estos perfiles han sido estudiados extensamente por el *U.S. Bureau of Reclamation* (USBR). Estos se definen a partir del punto de máxima elevación de la cresta. El cuadrante aguas abajo se rige por la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_d} = -K_1 \left(\frac{x}{H_d} \right)^{n_1} \quad (1)$$

Donde

x, y : coordenadas del perfil.

H_d : carga de diseño con CVA.

K_1, n_1 : constantes que dependen de la inclinación del talud aguas arriba y de la velocidad de aproximación.

Para determinar las constantes K_1 y n_1 , se utilizan las gráficas mostradas en la Figura 4.

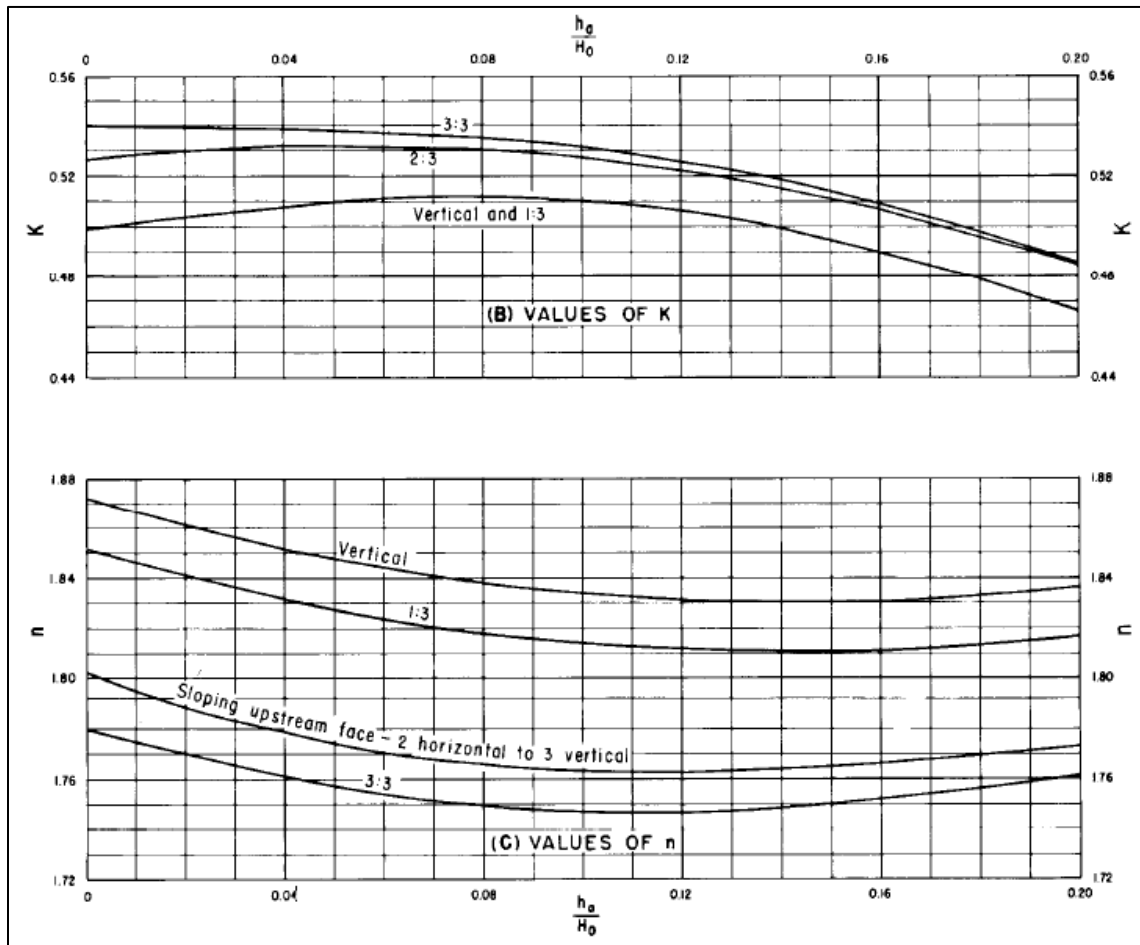


Figura 4. Valores de K_1 y n_1 para la obtención del perfil de la cresta de vertederos según el USBR

Fuente: USBR, 1987

El cuadrante aguas arriba se define a través de dos arcos de círculos tangentes, cuya geometría se obtiene a partir de la Figura 5. Esta figura se puede utilizar para cualquier inclinación del paramento aguas arriba.

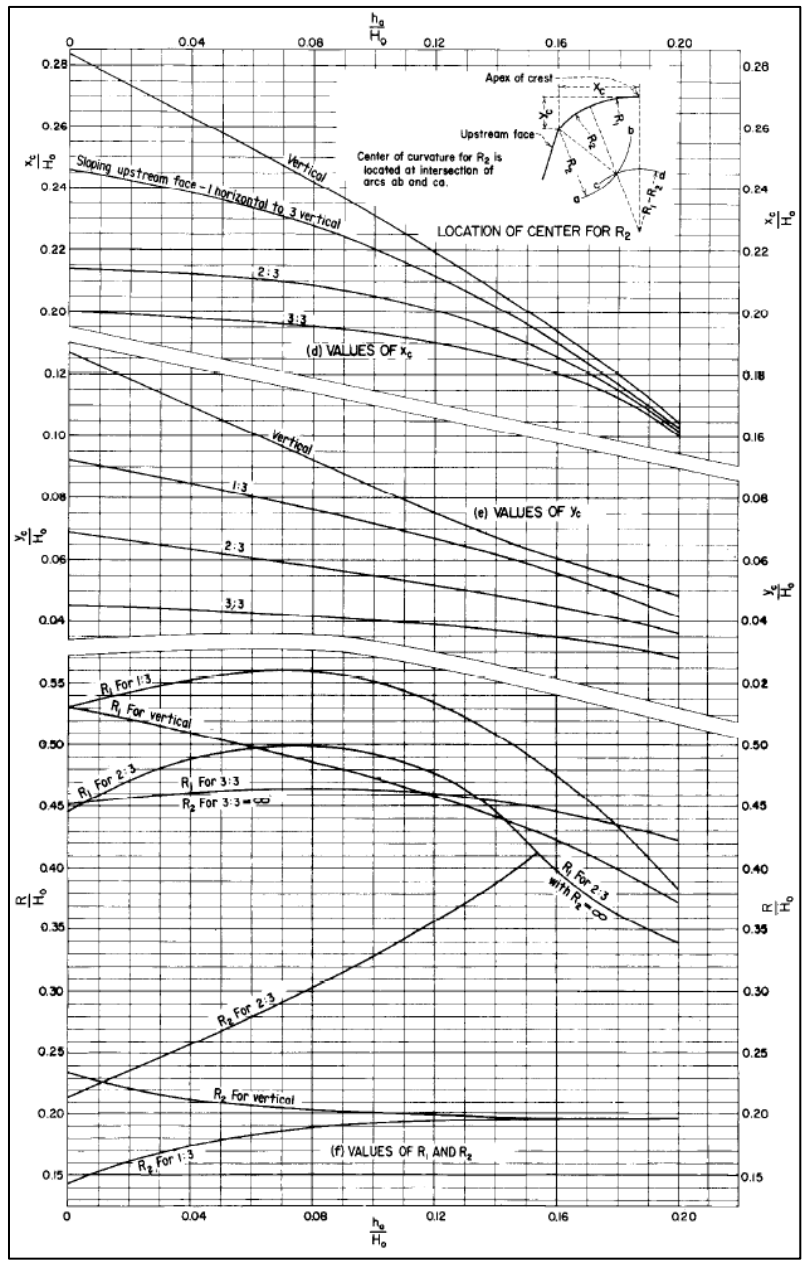


Figura 5. Valores para la obtención de la porción aguas arriba del perfil de la cresta de vertederos según el USBR

Fuente: USBR, 1987

Para el caso de un vertedero con descarga controlada con compuertas, con el fin de disminuir presiones negativas se puede optar por un perfil compuesto, donde aguas arriba de donde descansa el labio de la compuerta se sigue el perfil estándar de cresta libre, mientras que para aguas abajo se puede continuar el perfil o se puede cambiar a uno parabólico de la forma (Sotelo, 1994):

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H_{par} \cos^2 \theta} \quad (2)$$

Donde

x, y : coordenadas del perfil con el origen coincidiendo con el asiento de la compuerta.

H_{par} : carga con CVA en el punto en que se inicia el perfil.

θ : ángulo entre la tangente al perfil y la horizontal.

El cambio de perfil se puede realizar siempre y cuando el perfil parabólico se encuentre por encima del estándar.

Por su parte, basados en las investigaciones del USBR, el *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE) desarrolló los denominados perfiles WES (*Waterways Experiment Station*), considerados perfiles estándar, cuya ecuación para el cuadrante aguas abajo es la siguiente:

$$\frac{y}{h_d} = -\left(\frac{1}{K_2}\right)\left(\frac{x}{h_d}\right)^{n_2} \quad (3)$$

Donde:

x, y : coordenadas con origen en el punto más alto de la cresta.

h_d : carga de diseño sin CVA.

K_2, n_2 : parámetros que dependen de la pendiente de la cara aguas arriba.

Los parámetros de K_2 y n_2 se pueden obtener del Cuadro 2.

Cuadro 2. Valores para la obtención del perfil de la cresta de vertederos WES

Pendiente del paramento aguas arriba	K_2	n_2
Vertical	2.000	1.850
3 en 1	1.936	1.836
3 en 2	1.939	1.810
1 en 1	1.873	1.776

Fuente: Chow, 1994

El cuadrante aguas arriba del perfil se compone de dos o tres arcos circulares tangentes dependiendo de la inclinación del paramento aguas arriba (HDC 111-2/1).

En la Figura 6 se muestra un ejemplo de perfiles del USBR y USACE.

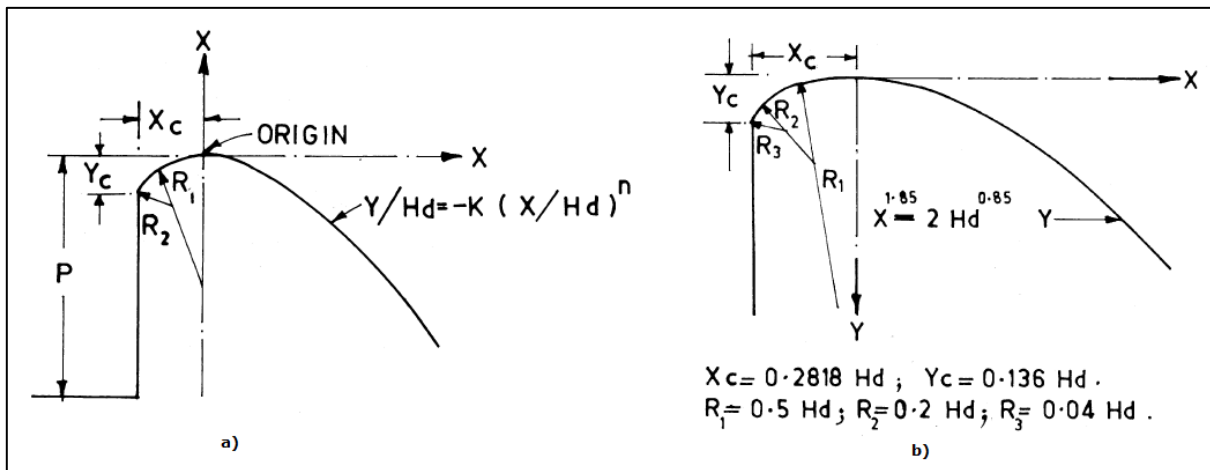


Figura 6. Ejemplos de perfiles típicos de vertederos a) USBR y b) WES

Fuente: Adaptado de Khatsuria, 2005

Debido a que estos perfiles presentan discontinuidades especialmente en el cuadrante aguas arriba, se han derivado otras ecuaciones con el fin de obtener crestas cuya curvatura no presente cambios abruptos. Hager (1987), desarrolló una ecuación para un perfil continuo basado en los perfiles estándar WES, cuya ecuación inicia en las mismas coordenadas que estos últimos $(-0.2818 H_d, -0.136 H_d)$. La ecuación planteada es la siguiente:

$$Y^* = -X^* \ln X^* ; X^* > -0.2818 \quad (4)$$

Donde:

$$X^* = 1.3055(X + 0.2818)$$

$$Y^* = 2.7050(y + 0.136)$$

$$X = x/H_d ; Y = y/H_d$$

2.2.1. Coeficiente de descarga

Un vertedero con compuertas deberá trabajar tanto bajo descarga libre cuando las compuertas estén completamente abiertas, como con descarga controlada cuando las compuertas estén parcialmente abiertas. Estas condiciones implican distintos comportamientos y coeficientes de descarga. Para estos últimos existen gran cantidad de ecuaciones y gráficos desarrollados de forma experimental en su mayoría. Sin embargo, resulta indispensable realizar modelos hidráulicos para conocer con mayor exactitud el comportamiento de cada estructura en particular.

A continuación se presenta una descripción de algunos de los métodos utilizados para estimar estos coeficientes para ambas condiciones mencionadas previamente.

2.2.1.1. Descarga libre

La capacidad de descarga para vertido libre se puede calcular a través de la ecuación:

$$Q = C_d L H^{3/2} \quad (5)$$

Donde:

C_d : coeficiente de descarga.

L : longitud neta de la cresta.

H : carga de operación con CVA.

Bajo esta definición, el coeficiente de descarga se puede definir de la siguiente forma:

$$C_d = C_0 C_1 C_2 C_3 \quad (6)$$

Donde

C_0 : coeficiente de descarga de diseño-cara vertical.

C_1 : coeficiente de descarga relativo-cara inclinada.

C_2 : coeficiente de descarga relativo-cara vertical.

C_3 : coeficiente de longitud de cresta efectiva.

En esta ecuación, el coeficiente de descarga posee unidades de $[L^{1/2}/t]$. Este depende principalmente de la carga con opera el vertedero, la carga de diseño, la inclinación del paramento aguas arriba, la profundidad del canal de aproximación y del grado de ahogamiento.

El USBR propone una serie de gráficos con el fin de realizar una estimación de estos coeficientes con el objetivo de realizar el diseño preliminar de la obra. Primeramente, de la Figura 7 (esta figura no es tomada de la referencia original por no encontrarse en unidades del SI) se obtiene el coeficiente C_0 para un vertedero con paramento vertical aguas arriba operando con la carga de diseño. Este es un valor base el cual alcanza un máximo de 2.181 para vertederos altos.

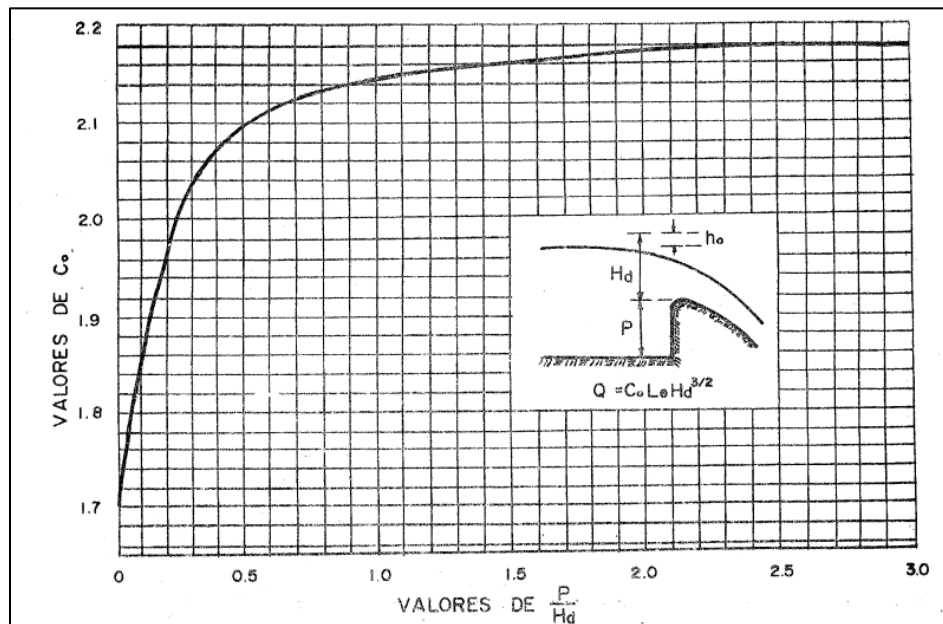


Figura 7. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical operando con la carga de diseño (USBR)

Fuente: Sotelo, 1994

Si el paramento aguas arriba posee una inclinación, el coeficiente C_1 se obtiene de acuerdo con la gráfica de la Figura 8. Para obtener el coeficiente C_2 cuando se opera a cargas distintas a la de diseño se utiliza la gráfica de la Figura 9.

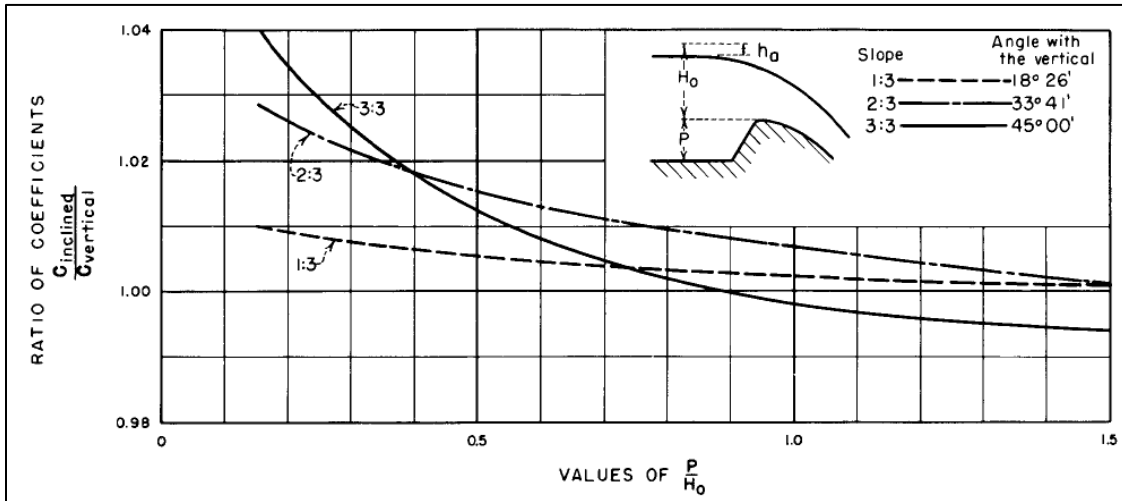


Figura 8. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba inclinado (USBR)

Fuente: USBR, 1987

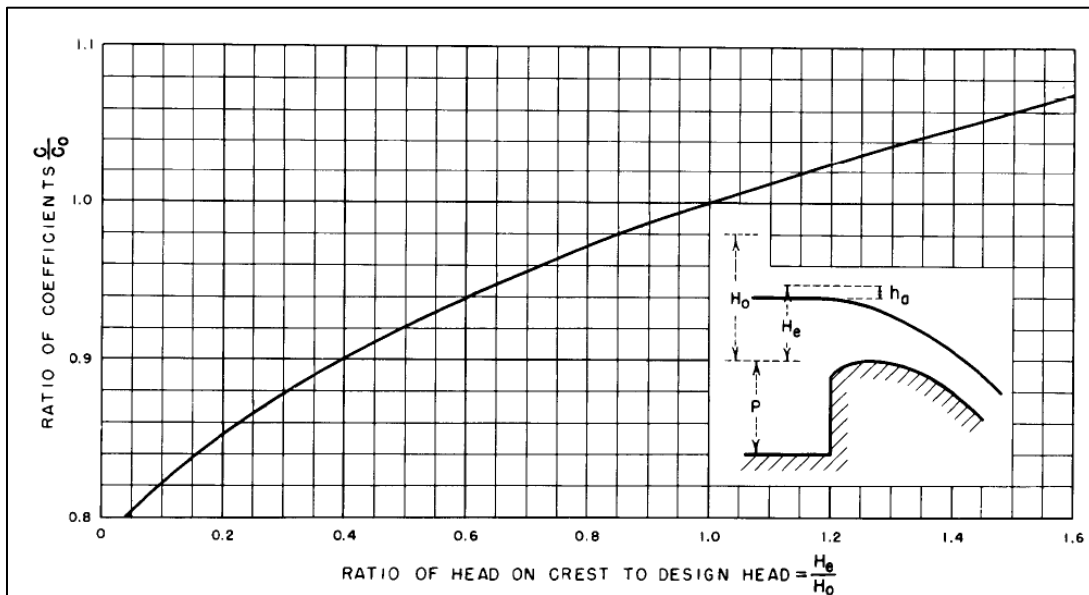


Figura 9. Coeficiente de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical operando con cargas distintas a la de diseño (USBR)

Fuente: USBR, 1987

Los estribos y pilas causan un efecto de contracción lateral del flujo. Estos efectos pueden ser tomados en cuenta calculando la longitud efectiva de la cresta L_e a través de la siguiente ecuación (USBR, 1987):

$$L_e = L - 2(NK_p + K_a)H \quad (7)$$

Donde:

L_e : longitud efectiva de cresta.

N : número de pilas.

K_p : coeficiente de contracción de la pila.

K_a : coeficiente de contracción del estribo.

H : es la carga sobre la cresta con CVA.

Reacomodando los términos de la ecuación anterior se obtiene la siguiente expresión:

$$L_e = \left[1 - 2(NK_p + K_a) \frac{H}{L} \right] L \quad (8)$$

$$L_e = C_3 L \quad (9)$$

Donde:

L_e : longitud efectiva de cresta.

L : longitud neta de cresta.

C_3 : coeficiente de longitud de cresta efectiva.

En cuanto a los estribos, el coeficiente de contracción K_a se ve afectado por la forma del mismo, el ángulo entre el muro de aproximación aguas arriba y la dirección del flujo, la relación H/H_d y la velocidad de aproximación. Para obtener el valor de este coeficiente, el USBR (1987) recomienda los valores mostrados en el Cuadro 3.

Cuadro 3. Valores para el coeficiente de contracción de estribos según el USBR

Tipo de estribo	K_a
Cuadrado con muro a 90° con la dirección del flujo	0.20
Redondeados, con $0.5H_d \leq r \leq 0.15H_d$, con muro a 90° con la dirección del flujo	0.10
Redondeados, con $r > 0.5H_d$, muro a no más de 45° con la dirección del flujo	0.00

Fuente: Adaptado de USBR, 1987.

El coeficiente de contracción por pilas se ve afectado por la forma, la ubicación de la nariz y el grosor de las mismas, la carga de diseño y la velocidad de aproximación. Los valores

recomendados para este coeficiente cuando se opera con la carga de diseño según el USBR (1987) se muestran en el Cuadro 4.

Cuadro 4. Valores para el coeficiente de contracción de pilas según el USBR

Tipo de pila	K_p
Nariz cuadrada con las esquinas redondeadas	0.02
Nariz redondeada	0.01
Nariz con punta	0.00

Fuente: Adaptado de USBR, 1987.

El USACE (1952) propone por su parte para la obtención de coeficientes de descarga un único gráfico para obtener el coeficiente C_7 para vertederos con paramento aguas arriba vertical. El coeficiente se encuentra en función de la relación h/h_d . Este se muestra en la Figura 10. En este gráfico, los coeficientes presentan unidades del sistema inglés. Si se tiene un paramento inclinado, se utilizan los gráficos del USBR para realizar la corrección del coeficiente. (Chow, 1994).

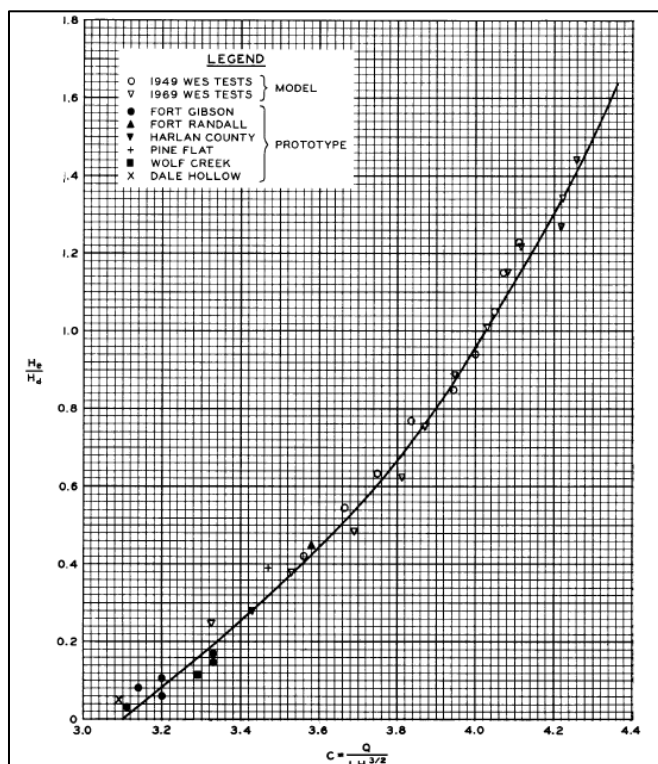


Figura 10. Coeficientes de descarga para vertederos con paramento aguas arriba vertical (USACE)

Fuente: USACE (1952)

Además, el USACE (1952) presenta dos gráficos para obtener k_a , una para el caso de secciones de concreto, y el otro para el caso de presas de materiales sueltos. Para el primer caso, el coeficiente se encuentra en función de la relación h/r_e , siendo r_e es el radio del estribo. Este se muestra en la Figura 11.

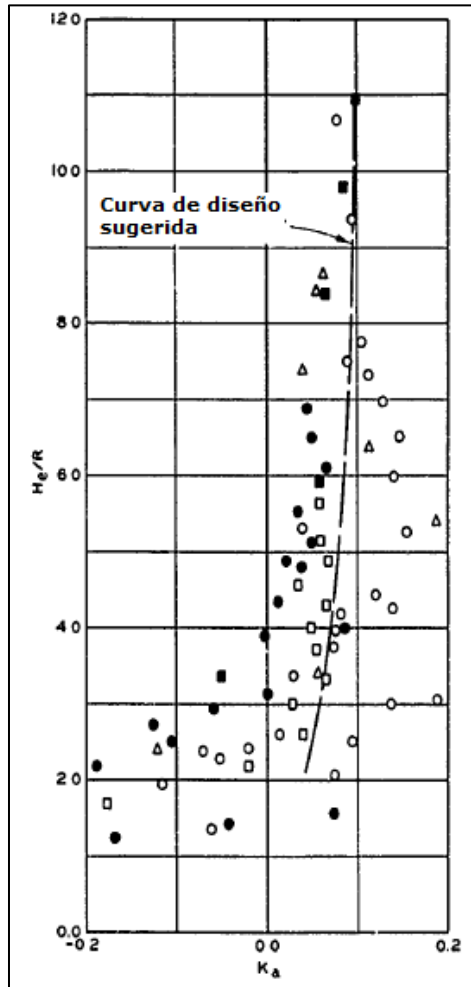


Figura 11. Coeficiente de contracción por estribos con muros de concreto según el USACE

Fuente: Adaptado de USACE, 1952.

El USACE (1952) propone cuatro tipos distintos de pilas (Figura 12) cuyas dimensiones se encuentran en función de la carga de diseño. Experimentos realizados por esta organización determinaron que la pila tipo 4 presentaba los menores coeficientes de contracción, sin embargo, esta y la pila tipo 1 son las más propensas a generar presiones negativas en la cresta. Por esta razón, para vertederos con cargas altas, se recomiendan

las pilas tipo 2, 3 y 3A. Los coeficientes de contracción para cada una de estas pilas se pueden obtener de la Figura 12.

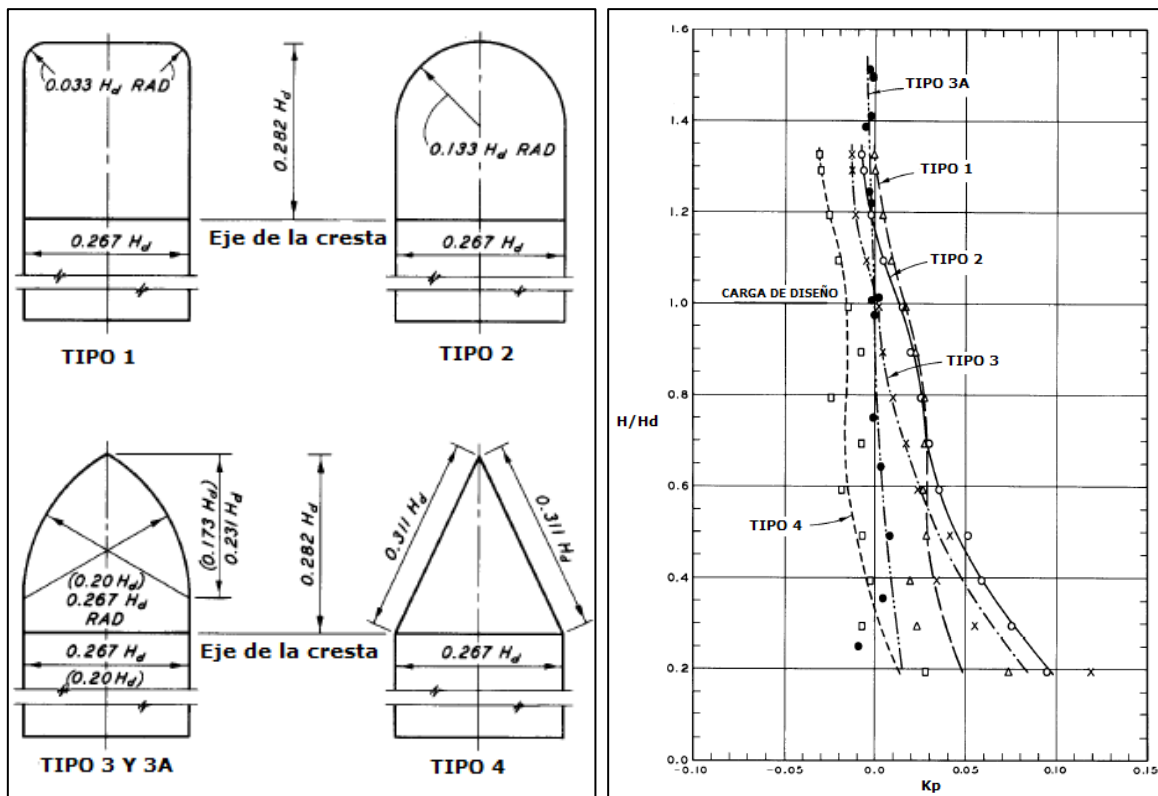


Figura 12. Tipos de pilas y coeficientes de contracción según tipo de pilas, según el USACE

Fuente: Adaptado de USACE, 1952

Hager realizó en 1991 experimentos sobre dos vertederos, uno con un perfil WES estándar y el otro con el perfil continuo desarrollado por él. Entre sus resultados se encuentra la determinación de los coeficientes de descarga para los vertederos y su comparación con otros estudios realizados, estos se muestran en la Figura 13. En esta figura, las líneas discontinuas representan estudios previos y los símbolos sólidos son los resultados de sus experimentos.

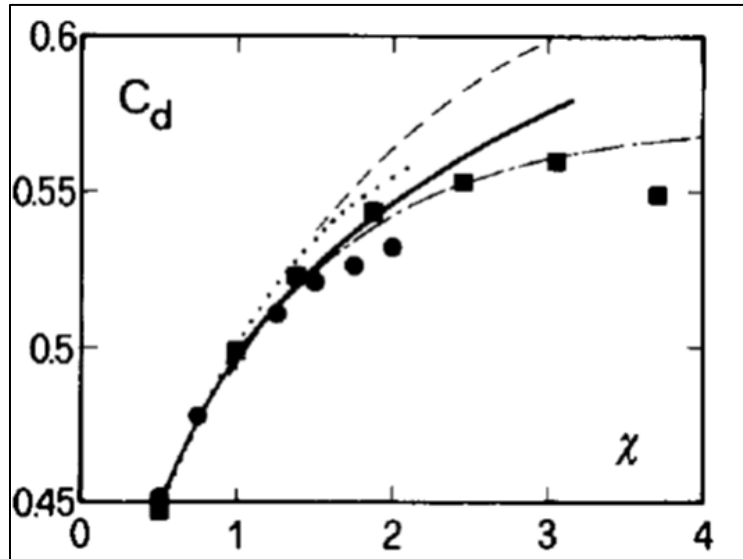


Figura 13. Coeficientes de descarga en función de $\chi = H/H_d$ para diversos estudios

Fuente: Hager, 1991.

Hager encontró a partir de esta comparación que el coeficiente de descarga determinado se veía afectado por dos efectos distintos. El primero se relaciona con la viscosidad y la tensión superficial del agua, especialmente para modelos hidráulicos pequeños. El segundo es la pendiente de la rápida aguas abajo de la cresta. En este caso, y como se observa en la Figura 13 (línea continua), se puede obtener una ecuación para valores de $H/H_d < 1$:

$$Q = c_{dH} L_e \sqrt{2gH^3} \quad (10)$$

$$c_{dH} = \frac{2}{3\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4H/H_d}{9 + 5H/H_d} \right) \quad (11)$$

2.2.1.2. Descarga controlada

2.2.1.2.1. Compuertas radiales

Las compuertas radiales son el tipo de compuerta más comúnmente utilizado para regular las descargas de vertederos de excedencias. Estas consisten de una pantalla curva que transfiere la carga hidráulica a través de brazos radiales hasta cojinetes fijos.

Estas son de las compuertas menos costosas y son las más adecuadas para la descarga de altos caudales debido a su simpleza de operación y de mantenimiento y bajo peso (Erbisti, 2014). Su principal desventaja es que requieren una construcción precisa de las pilas al nivel del pivote para el movimiento de los brazos.

Las compuertas radiales giran alrededor de un eje horizontal que pasa por el centro de los cojinetes y que normalmente coincide con el centro del radio de curvatura de la pantalla. Esto implica que la resultante de las fuerzas hidrostáticas pasa a través del punto de rotación, de forma que estas no generan momento. La posición del pivote afecta la dirección de la fuerza resultante generada por el agua; en la práctica este normalmente se ubica entre un tercio y un medio de la altura de la compuerta medido desde el asiento de la misma.

Las compuertas radiales deben ser levantadas para que la descarga pase por debajo de ellas. Con pequeñas aberturas se pueden obtener descargas relativamente grandes, ya que esta se realiza bajo presión de modo que la compuerta funciona como un orificio (Erbisti, 2014). Adicionalmente, la ausencia de ranuras en los pilares simplifica el diseño y favorece el comportamiento hidráulico del flujo a lo largo de los muros pues se generan menos perturbaciones y mejora el coeficiente de descarga (Khatsuria, 2005). Esto las hace apropiadas para operar con aperturas parciales.

La escogencia de la posición del asiento de la compuerta debe realizarse cuidadosamente, ya que de esta dependen una gran cantidad de factores, como la altura de la compuerta, la ubicación de los cojinetes y las presiones en la cresta. (Erbisti, 2014). El USACE recomienda que el labio de la compuerta se localice entre $0.1h_d$ y $0.3h_d$ aguas abajo del eje de la cresta.

Estudios realizados por el USBR demuestran que si el labio inferior de la compuerta descansa aguas arriba del eje de la cresta, se inducirán presiones negativas que pueden generar cavitación. Por el contrario, si este se coloca aguas abajo (con un ángulo de alrededor de 45° con la tangente del perfil), el flujo tiende a seguir el perfil, lo cual resulta en presiones positivas (Sotelo, 1994) .

2.2.1.2.2. Coeficientes de descarga para compuertas radiales

La presencia de compuertas sobre un vertedero causa un cambio en el coeficiente de descarga, pues el flujo se comporta de manera distinta. Así, para el caso de compuertas radiales se puede tratar como el caso de un orificio de dimensiones variables. Tanto el USACE como el USBR utilizan la siguiente ecuación:

$$Q = C_c g L \sqrt{2gH_g} \quad (12)$$

Donde

C_c : coeficiente de descarga (adimensional).

g : menor distancia entre el labio de la compuerta y el perfil de la cresta.

L : longitud neta de la cresta.

H_g : carga hasta el centro del orificio sin CVA.

El coeficiente en este caso depende mayormente de las características de las líneas de corriente que se acercan y salen del orificio. A su vez, estas dependen de la forma de la cresta, del radio y la ubicación del pivote de la compuerta. En la Figura 14 se observa el gráfico que relaciona β , que es el ángulo de apertura de la compuerta, con el coeficiente de descarga. La línea más corta aplica para compuertas cuyo labio descansa justo sobre la cresta del vertedero.

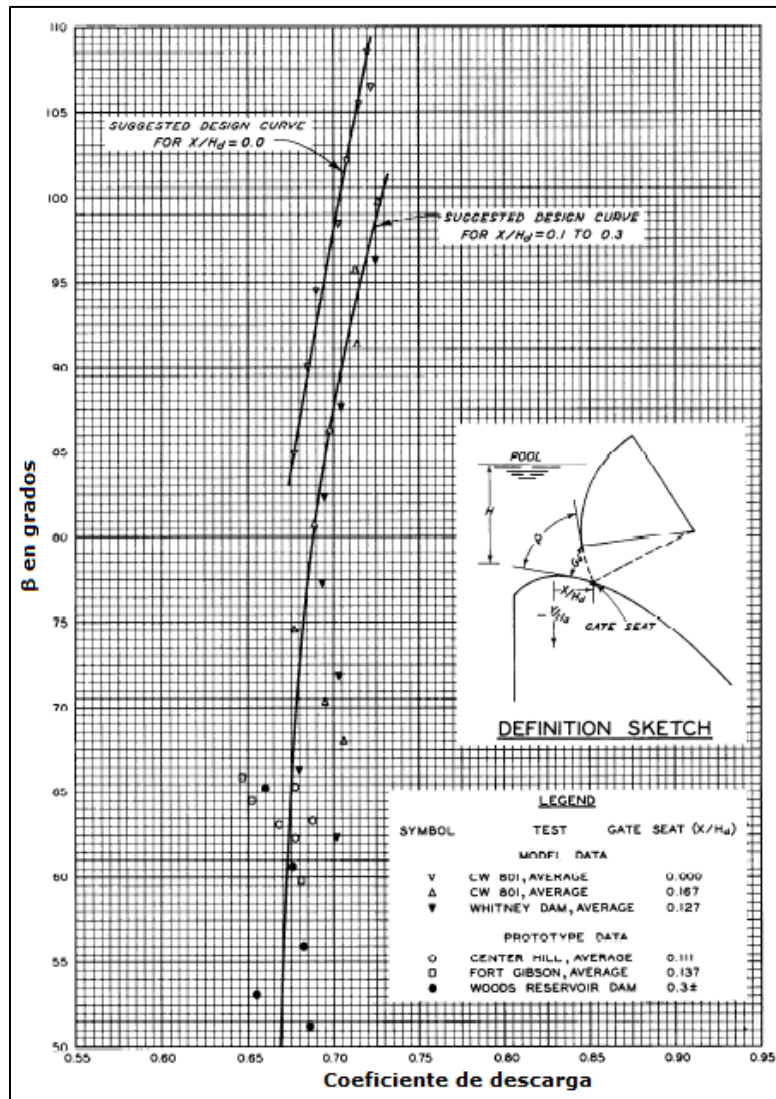


Figura 14. Coeficientes de descarga para flujo bajo compuertas radiales según USACE

Fuente: Adaptado de USACE, 1952.

Hager (1988) realizó un análisis del método propuesto por el USACE con datos de Lemos (1981). Determinó que con la ecuación propuesta por esta entidad, se obtiene una gran dispersión del coeficiente de descarga, para lo cual resulta difícil obtener una sola ecuación. Así, Hager propone una modificación a la ecuación de descarga, redefiniendo la forma en que se toma la carga, y por lo tanto, modificando el coeficiente de descarga:

$$Q = C_H (Gh_D)L\sqrt{2gh_e} \quad (13)$$

Donde:

C_H : coeficiente de descarga controlada.

G : menor distancia entre el labio de la compuerta y el perfil de la cresta normalizado por la carga de diseño.

h_e es la carga efectiva.

Para esta ecuación el coeficiente de descarga correspondiente se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$C_H = 0.908 \left(1 - \frac{\beta}{277^\circ}\right) \left(\frac{h}{h_d}\right)^{0.12} \quad (14)$$

Y la carga efectiva para vertederos estándar WES con paramento aguas arriba vertical viene dada por:

$$h_e = h + \frac{1}{2} \frac{x_l^{1.85}}{h_d^{0.85}} \quad (15)$$

Donde:

x_l : posición del labio de la compuerta.

2.2.2. Perfiles de la superficie del agua para descarga libre

Los perfiles de la napa superior de la superficie libre del flujo han sido determinados de forma experimental. Estos son de vital importancia para determinar la altura de los muros laterales del vertedero, así como para escoger el punto de pivote para compuertas radiales. El USACE (1952) determinó estos perfiles para vertederos con paramento vertical aguas arriba, con y sin pilas intermedias y estribos, a lo largo de la línea de centro del canal, así como de las pilas y estribos.

Los perfiles mencionados fueron desarrollados para relaciones h/h_d de 0.50, 1 y 1.33. Para relaciones distintas, se debe graficar y/h_d contra h/h_d para un valor determinado de x/h_d e interpolar. Se debe destacar que estos perfiles aplican para vertederos altos con velocidades de aproximación despreciables.

En la Figura 15 se muestra un ejemplo de los perfiles a lo largo de la línea de centro del canal y de pilas tipo 2. Para otros casos estudiados ver USACE (1952), HDC 111-11.

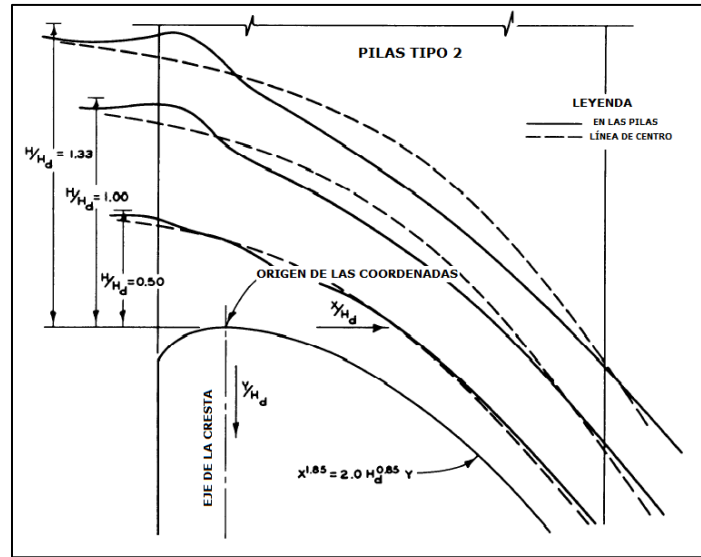


Figura 15. Perfiles de la napa superior del flujo en el centro del canal y a lo largo de las pilas

Fuente: Adaptado de USACE, 1952

Dentro de los estudios realizados por Hager (1991), se compararon resultados con investigaciones previas y se determinó que la pendiente de la rápida aguas abajo de la cresta no influye en el perfil del flujo, sino que este depende mayormente de la posición ($X = x/h_d$) y de la carga ($\chi = h/h_d$).

En la Figura 16 se muestra un gráfico normalizado de $d/\chi^{1.1}$ contra $X/\chi^{1.1}$ (donde $D = d/H_d$, siendo d la profundidad del agua). Esta curva se puede aproximar a partir de la siguiente ecuación:

$$D = 0.75 \left(\left(\frac{h}{h_d} \right)^{1.1} - \frac{X}{6} \right); \quad -2 < X < 2 \quad (16)$$

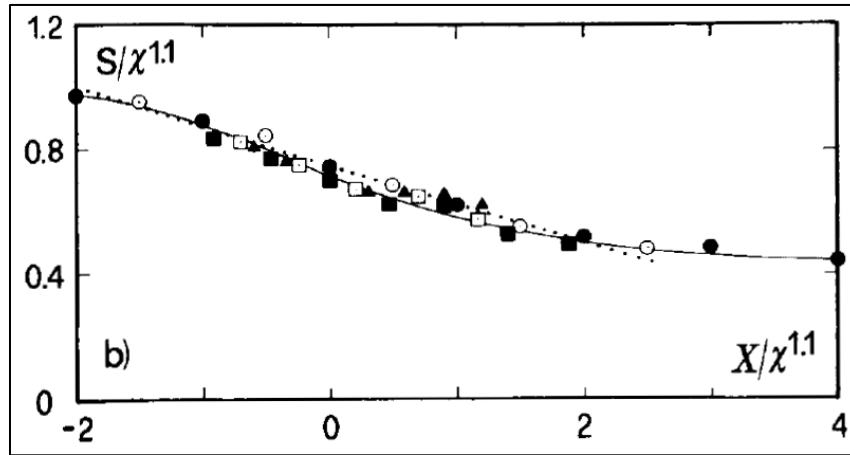


Figura 16. $D/\chi^{1.1}$ como función de $X/\chi^{1.1}$ para diferentes valores de carga, para $\chi = h/h_d$

Fuente: Hager, 1991

En esta figura, los símbolos sólidos representan un vertedero con una pendiente de la rápida de 45°, mientras que los demás son para una pendiente de 30°. La línea punteada representa la ecuación (16).

2.2.3. Presiones

Como se dijo previamente, el perfil de la cresta sigue la forma de la napa inferior de un flujo completamente aireado. Bajo este supuesto, se espera que las presiones sobre la cresta de un vertedero operando bajo la carga de diseño sean positivas. Sin embargo, incluso bajo esta condición se pueden generar presiones negativas.

Adicionalmente, un vertedero siempre deberá trabajar con cargas menores y mayores que la de diseño. Para el primer caso, las presiones sobre la cresta serán mayores, mientras que para cargas mayores existe el riesgo de que se generen importantes presiones negativas.

Si el flujo sobre el vertedero se considera irrotacional bidimensional, la presión sobre la cresta puede determinarse por medio de métodos numéricos o con la construcción de una red de flujo. (Chow, 1994).

El USACE obtuvo gráficos para vertederos con perfiles estándar WES con pilas tipo 2 y sin pilas, los cuales se pueden observar en la Figura 17. De esta figura se observa lo mencionado previamente, de forma que a mayores cargas la presión sobre la cresta

disminuye. Asimismo, al realizar una comparación entre ambas gráficas se evidencia que las pilas generan una disminución de presión menor en las zonas cercanas a estas.

Debido a esto, resulta de interés conocer el punto donde la presión sobre la cresta es cero. Si las pilas terminan en un punto donde existe presión negativa ($x < x_0$) puede ocurrir separación del flujo. Para conocer este punto se propone la siguiente ecuación (Hager, 1991):

$$X_0 = 0.9 \tan \theta \left(\frac{h}{h_d} - 1 \right)^{0.43} \quad (17)$$

Donde:

$$X_0 = x_0/h_d.$$

x_0 : punto donde la presión sobre la cresta es igual a cero.

θ : ángulo entre la tangente al perfil y la horizontal.

Hager adicionalmente determinó que para valores altos de h/h_d , se tienen dos valores mínimos de presión, uno en $x = -0.27h_d$, y otro en $x = -0.15h_d$, siendo el primero el valor crítico. Para el caso de cargas pequeñas, solamente existe un mínimo en la segunda posición indicada.

A partir de sus datos, comparaciones y datos de estudios anteriores, se propone además la siguiente ecuación para determinar la presión mínima absoluta sobre la cresta del vertedero:

$$P_{min} = \frac{\Delta p}{\rho g h} = \mu \left(1 - \frac{h}{h_d} \right) \quad (18)$$

Donde

Δp : presión relativa en el fondo.

μ : coeficiente que para perfiles WES se puede tomar igual a la unidad.

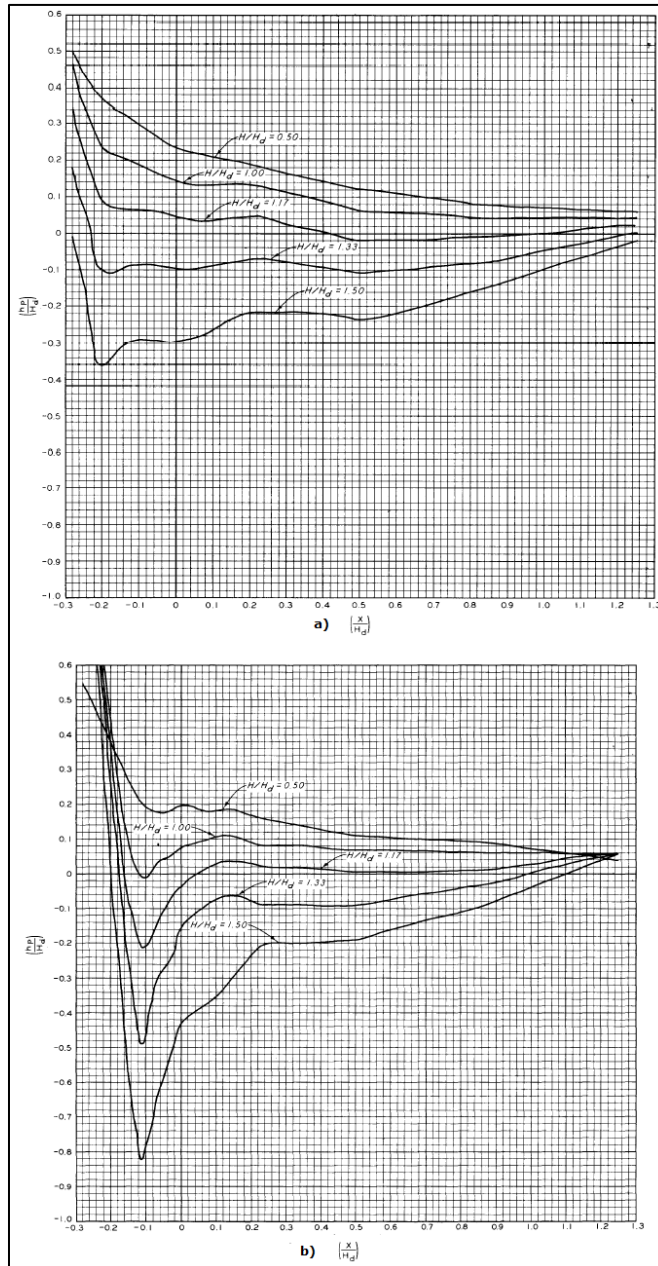


Figura 17. Presiones sobre la cresta de vertederos WES a) a lo largo de la línea de centro de un vano y b) a lo largo de las pilas

Fuente: Adaptado de USACE (1952)

Por su parte, el USACE recomienda que la carga de diseño se escoja de forma tal que la presión mínima para la carga máxima esperada no sea menor a -20 ft (-6.1 mca). Esto asegura que no ocurra cavitación y evita una operación ineficiente del vertedero. Para esto, el USACE propone cuadros de diseño para la presión mínima permitida, mostrados

en el HDC 111-24/9 y 111-24/10 para vertederos sin pilas y con pilas, respectivamente. Estos se observan en la Figura 18.

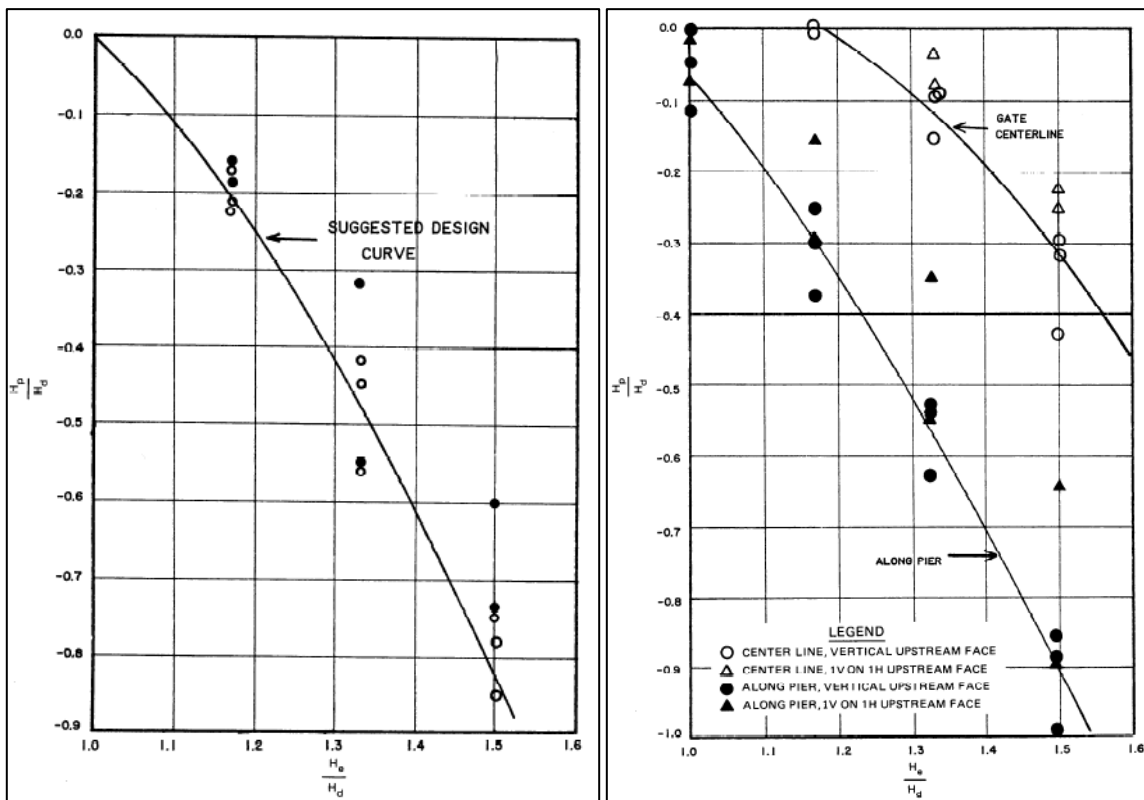


Figura 18. Presiones mínimas de diseño para vertederos con y sin pilas

Fuente: Adaptado de USACE, 1952

A partir de los gráficos presentados anteriormente y datos obtenidos por otros investigadores, el USACE desarrolló gráficos (HDC 111-25 y 111-15/1) que permiten determinar si la cresta es propensa o no a cavitación. Estos se muestran en la Figura 19.

Por último, los datos mencionados anteriormente aplican para vertederos con descarga libre. Al operar con aberturas parciales de compuertas, estas presiones se modifican. En este caso, el USACE presenta una serie de gráficos, de los cuales algunos se muestran en la Figura 20.

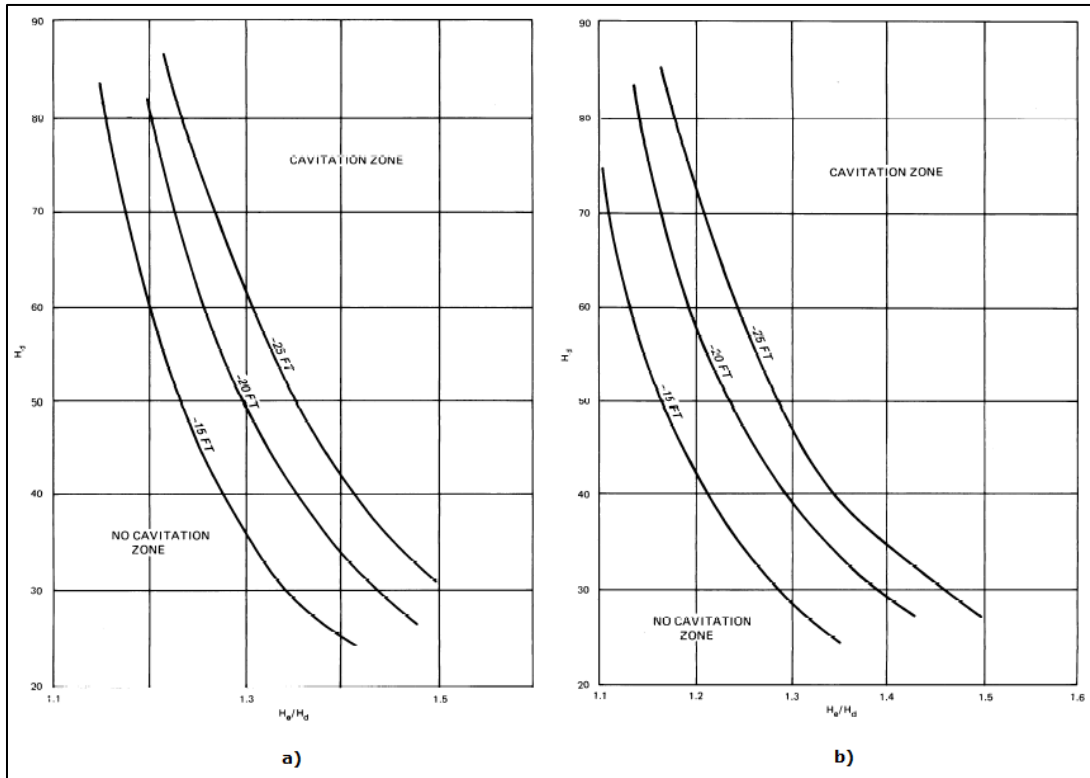


Figura 19. Curvas para determinar zonas de cavitación en la cresta de vertederos a) sin pilas y b) con pilas

Fuente: Adaptado de USACE, 1952

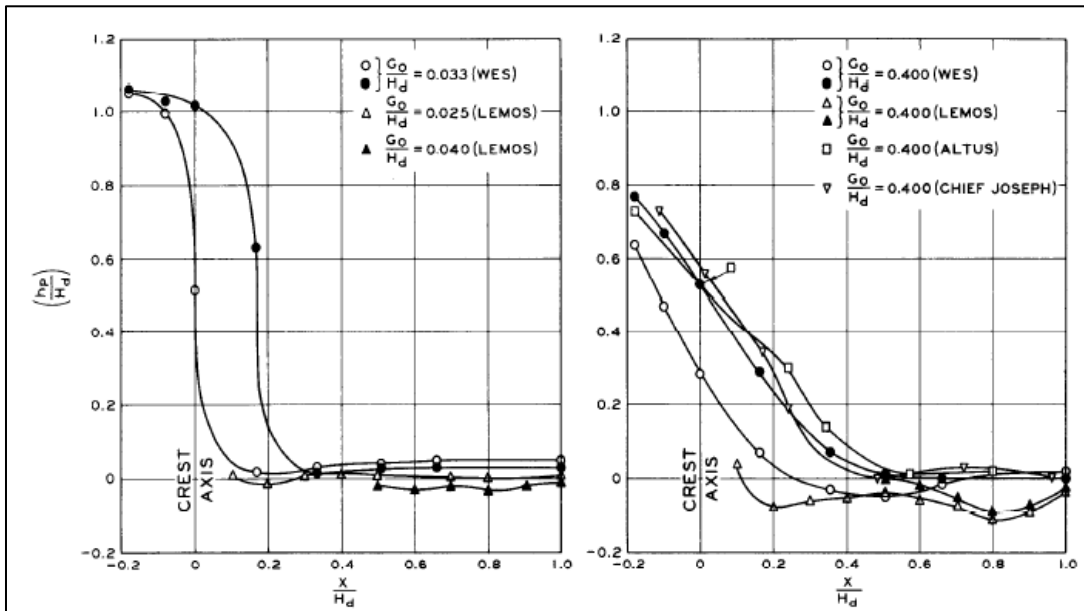


Figura 20. Presiones sobre la cresta de vertederos con diferentes aperturas de compuertas operando con la carga de diseño

Fuente: Adaptado de USACE, 1952

2.3. Consideraciones de diseño

2.3.1. Avenida de diseño

El cálculo y la selección de la avenida de diseño y su correspondiente hidrograma es uno de los puntos más importantes a considerar en el diseño de presas. Más de un tercio de las fallas de presas se dan debido al desbordamiento, y la principal causa es la falta de capacidad de descarga de los vertederos.

Se debe distinguir entre dos valores de caudal asociados a condiciones de operación distintas. La primera es la avenida de diseño, la cual se refiere a la descarga que deberá realizarse bajo condiciones normales de operación y que no debe ocasionar daños a la presa ni al vertedero. La segunda es una avenida para revisión de seguridad (avenida extrema), la cual por lo general está dada por la avenida máxima probable. Bajo estas condiciones la presa, el vertedero y el dissipador de energía trabajan bajo condiciones extremas cercanas a la falla, pero manteniendo cierto margen de seguridad.

Los métodos para el cálculo de avenidas se desarrollaron a partir de registros históricos de avenidas máximas observadas, fórmulas empíricas y regionales, curvas envolventes y análisis de frecuencia de caudales máximos. Actualmente los métodos modernos consisten en análisis de precipitaciones y su transformación a esorrentía. (Novak, 2006).

Existen gran cantidad de métodos para determinar avenidas, los cuales pueden clasificarse en dos categorías (ICOLD (1992) citado en Khatsuria (2005)):

- Métodos basados mayormente en registros de caudal.
- Métodos basados mayormente en registros de lluvia.

2.3.1.1. Métodos basados en registros de caudal

- Método histórico: se basa en la evaluación y análisis de caudales a través de períodos históricos.
- Fórmulas empíricas y regionales: se desarrollaron a partir de relaciones empíricas observadas entre los caudales observados y variables fisiográficas y climáticas de fácil medición, como el área de la cuenca, la intensidad de la precipitación, etc. (Smithers, 2012).

- Curvas envolventes: está basado en los registros de avenidas importantes en ríos localizados en una misma región con cuencas de diferentes áreas. Los caudales se grafican en función de las áreas y se dibuja una envolvente que abarque todos los puntos.
- Análisis de frecuencia de caudales: debido a que la magnitud de la avenida en un determinado sitio es una variable aleatoria, se pueden utilizar métodos estadísticos para predecir las avenidas de diseño para estructuras importantes. La información es una muestra de la población, constituida por avenidas anuales que han ocurrido en el sitio. (Khatsuria, 2005). Debe asignarse una probabilidad de ocurrencia a cada caudal.

Se debe destacar que este análisis supone que los registros de caudales no cambian con el tiempo. Este análisis puede realizarse en un solo sitio, o preferiblemente, a nivel regional.

- Análisis en un solo sitio: se requiere seleccionar una distribución de probabilidad teórica que se ajuste a los datos. Se debe destacar que este método presenta el problema de la imprecisión que puede resultar de realizar extrapolaciones fuera del periodo del registro existente.
- Análisis regional: aunque la información de un sitio sea suficiente para realizar el análisis de frecuencias, resulta necesario utilizar información de otros lugares similares o cercanos al sitio en estudio. Utiliza información de diversos sitios para estimar la distribución de frecuencia en cada uno de ellos. (Hosking & Wallis (1987) citado en Smithers (2012)).

2.3.1.2. Métodos basados en registros de lluvia

Estos están basados en el análisis de datos de precipitación y esorrentía, y son considerados más confiables. Se requieren de registros de precipitación dentro y fuera de la cuenca que permitan determinar la distribución espacial y temporal de misma. Estos métodos poseen la ventaja que dan como resultado el hidrograma completo de la avenida.

- Determinación de la precipitación y avenida máxima probable: una de las definiciones mayormente utilizadas en la determinación de eventos extremos es la avenida máxima probable (AMP). Esta es la avenida esperada a partir de la combinación más severa de condiciones meteorológicas e hidrológicas posibles en

una región. Se calcula utilizando la precipitación o tormenta máxima probable (PMP), que es una estimación del límite físico de máxima precipitación sobre una cuenca, combinada con eventos máximos observados en la región o que puedan ser esperados bajo las condiciones meteorológicas prevalecientes. (Khatsuria, 2005).

Para determinar la PMP existen tres ajustes que se realizan a la información de precipitación observada:

- Maximización de la humedad: la precipitación es aumentada a un valor consistente con la máxima humedad posible en la atmósfera.
- Transposición de tormentas: esto implica trasladar tormentas dentro de una región homogénea considerada significativa para el evento estudiado.
- Desarrollo de envolventes: se seleccionan los valores más altos que puedan ocurrir del grupo de datos.

Una vez obtenida la PMP esta debe ser distribuida cronológicamente en una secuencia lógica para la tormenta. Finalmente la AMP es obtenida de la transformación de la PMP en escorrentía.

La AMP no tiene un periodo de retorno o probabilidad de ocurrencia asociada; esta no puede ser determinada debido a que es un evento de muy rara ocurrencia del cual no se cuentan con registros. (Novak, 2006). La AMP no es un valor fijo y esta debería ser revisada periódicamente.

- Método del hidrograma unitario: este se define como el hidrograma de escorrentía directa resultado de un volumen unitario de lluvia generado uniformemente sobre el área de una cuenca durante un periodo de tiempo especificado.

Estos hidrogramas pueden ser obtenidos de datos y registros de estaciones de medición dentro de la cuenca. Si no se cuentan con registros de caudal, se pueden utilizar hidrogramas sintéticos, tomando en cuenta las características propias de la cuenca.

- Método Gradex: consiste en una simplificación del proceso de precipitación-escorrentía e identifica las características más pertinentes para tratarlas con un modelo estadístico. Una de sus suposiciones básicas es que las funciones de

distribución acumulativa de la precipitación dentro del área de la cuenca varía en un amplio rango de probabilidades. (Khatsuria, 2005).

- Modelación hidrológica: Según Khatsuria (2005) estos métodos modelan los sistemas de los recursos hídricos y se clasifican en dos categorías: determinísticos y estocásticos. Los modelos determinísticos se pueden clasificar en empíricos, conceptuales y físicos.

Los modelos empíricos se basan en relaciones entre las entradas y salidas, directamente o indirectamente utilizando unos cuantos parámetros.

Por su parte, los modelos estocásticos se basan en la premisa de que todos los procesos hidrológicos son más o menos estocásticos en la naturaleza. Los parámetros estadísticos de estos modelos pueden ser obtenidos de registros.

2.3.1.3. Escogencia de la avenida de diseño

La escogencia de la avenida de diseño es un tema que abarca diversas áreas más allá de la hidrología. Esta decisión conlleva una evaluación de aspectos sociales, económicos, políticos, ambientales y técnicos. No existen metodologías o criterios únicos.

En algunos casos las consecuencias de la falla de la presa son demasiado graves, por lo que se debe garantizar protección para eventos extremos máximos. Existen en contraste, otros casos donde cierto nivel de riesgo es permisible.

Para determinar en qué casos se debe utilizar la AMP, existen lineamientos desarrollados por distintas instituciones y países. A manera de ejemplo, a continuación se muestran las recomendaciones que realiza *American Society of Civil Engineers* (ASCE) en el Cuadro 5.

Cuadro 5. Estándares para avenidas por categoría de presa según *American Society of Civil Engineers (ASCE)*

Categoría de presa	Condiciones
1	Presas cuya falla causaría la pérdida de vidas u otras pérdidas sociales o económicas severas, para la cual se utiliza la avenida máxima probable
2	Presas donde las consecuencias no son lo suficientemente grandes para requerir el uso de la avenida máxima probable, y se requiere un análisis detallado para determinar la avenida de diseño
3	Presas normalmente pequeñas cuya falla producirían daños solo al dueño

Fuente: Adaptado de Novak, 2006

Del cuadro anterior se puede observar que se recomienda utilizar la AMP en casos donde hay riesgo de pérdida de vidas humanas o importantes pérdidas económicas. Para casos donde esto no se cumple, se puede utilizar una avenida de menor magnitud.

2.3.1.4. Análisis de riesgos

A pesar del uso casi generalizado de la AMP como avenida de diseño, esta práctica ha sido cuestionada por varias razones, entre ellas, que esta puede variar con el tiempo a medida que los registros meteorológicos contienen mayor cantidad de información. Estos cambios implican que la utilización de la AMP no asegura que el riesgo en una presa sea cero. Además, esta no admite análisis de costos, de beneficios económicos o riesgo. (Stedinger et al, 1996).

Se debe mencionar además que el procedimiento para calcular la AMP es muy conservador. Los estándares de seguridad utilizados en presas no son semejantes a los utilizados en ningún otro ámbito dentro de la sociedad, o incluso para otros aspectos de diseño dentro de las mismas. Por ejemplo, según Lave et al (1990) (citado por Dubler & Grigg, 1996), una presa es de 10 a 1000 veces más propensa a experimentar el sismo de diseño que la avenida de diseño.

Debido a que los procedimientos para el análisis de riesgos incluyen un análisis económico se han convertido en una herramienta importante especialmente en casos donde una reevaluación de la AMP indica que esta no podrá ser soportada por una estructura

existente, pero que se cree que sigue siendo lo suficientemente segura; o para evaluar si se justifica realizar cambios en la misma.

El análisis de riesgos está basado en la idea de que la avenida de diseño apropiada es la que produce los costos mínimos para el proyecto, donde el costo total es la suma del costo de la estructura y los costos esperados debido a una falla de la presa. (Dubler & Grigg, 1996). Este se ha propuesto tanto como una alternativa y un complemento al análisis de la AMP y los estándares comunes de diseño. Sin embargo, es considerado normalmente un complemento, pues aún existen gran cantidad de reservas alrededor de la utilización del método.

El mayor desafío de este procedimiento es cuantificar costos de construcción, el daño que puedan causar grandes inundaciones, la probabilidad de ocurrencia de eventos de diferente magnitud, de forma que su comparación con los costos de construcción, operación y mantenimiento, posibles daños debido a fallas de la presa, beneficios de mitigación de inundaciones y otros servicios de la presa puedan ser evaluados cuantitativamente (Stedinger et al, 1996).

Se debe destacar que se hace necesario realizar una valoración económica de pérdida de vidas humanas, lo cual representa un problema en la aplicación de esta metodología.

2.3.2. Ondas de choque

2.3.2.1. Ondas de interferencia

Estas ondas forman un patrón en la superficie del flujo supercrítico a lo largo del cual se propagan las perturbaciones. Estas ocurren cuando este tipo de flujo es interferido en entradas, cambios de sección, dirección, pendiente, etc. Son estacionarias y su posición depende mayormente de la descarga. Su presencia implica que se debe aumentar el borde libre y la altura de los muros del canal de la rápida. Normalmente se pueden reducir realizando transiciones en la geometría y la pendiente en forma gradual.

Estas ondas normalmente son visibles para descargas pequeñas, no así para caudales altos debido al efecto de la turbulencia. (Vischer & Hager, 1998). La Figura 21 muestra un ejemplo de este tipo de ondas.

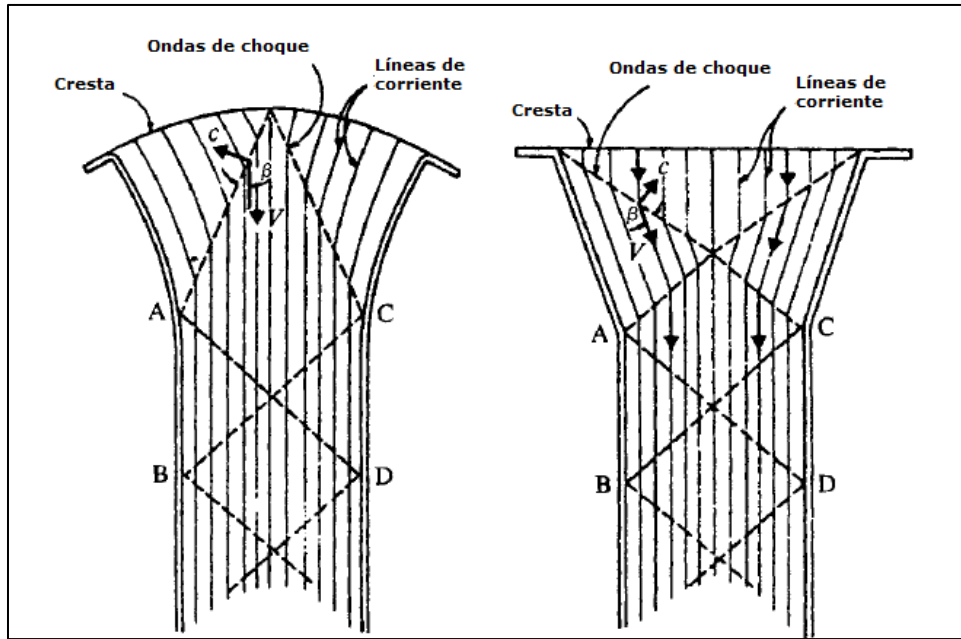


Figura 21. Ejemplo de ondas de interferencia

Fuente: Adaptado de Novak, 2006

Novak (2006) describe la siguiente formulación para obtener la profundidad máxima del flujo en los muros laterales: para una inclinación λ de la onda con respecto a la dirección del flujo y la razón de las profundidades aguas abajo y aguas arriba de la perturbación, d_2/d_1 cercana a 1, $F_{r1} \sin \lambda = 1$. Para valores de d_2/d_1 mayores a 1,

$$F_{r1} \sin \lambda = \left[\frac{1}{2} \frac{d_2}{d_1} \left(\frac{d_2}{d_1} + 1 \right) \right]^{1/2} \quad (19)$$

Sustituyendo $d_2/d_1 = \tan \lambda / \tan(\lambda - \varphi)$ (de las ecuaciones de momentum y continuidad) siendo φ el ángulo de deflexión del muro, resulta en:

$$\frac{\tan \lambda}{\tan(\lambda - \varphi)} = \frac{1}{2} \left[\left(1 + 8F_{r1}^2 \sin^2 \lambda \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (20)$$

Estas ecuaciones se pueden simplificar a las siguientes expresiones:

$$\frac{d_2}{d_1} = \sqrt{2} F_{r1} \sin \lambda - \frac{1}{2} \quad (21)$$

$$\lambda = \varphi + \frac{3}{2\sqrt{2} F_{r1}} \quad (22)$$

Finalmente para obtener a profundidad máxima en el muro d_w (que ocurre aproximadamente a una distancia de $1.75 y_1 Fr_1$ de la deflexión del muro) se puede obtener mediante la expresión:

$$\frac{d_w}{d_1} = 1 + \sqrt{2} Fr_1 \varphi \left(1 + \frac{Fr_1 \varphi}{4} \right) \quad (23)$$

2.3.2.2. Ondas de traslación

Estas ondas se originan bajo ciertas condiciones en la estructura con flujo supercrítico, y como su nombre lo indica, se mueven con el flujo hasta el cuenco disipador. De la misma forma que las anteriores, estas requieren un mayor borde libre.

Pueden ocurrir con pendientes de $0.02 < S < 0.35$ y en canales largos, sin embargo, estas pueden ser evitadas si la razón entre la profundidad del flujo y el perímetro mojado es mayor a 0.1. También pueden evitarse aumentando la rugosidad de la superficie del canal, pero esto hace la estructura más propensa a cavitación. (Novak, 2006).

Así, la mejor forma de evitarlas es mantener la razón profundidad-perímetro mojado mayor a 0.1 para la descarga más alta y aceptar la presencia de estas ondas para caudales más bajos, que no ponen en peligro al cuenco disipador.

2.3.3. Cavitación

La cavitación se define como la formación de burbujas o vacíos dentro de un líquido. Si el vacío está formado por vapor de agua, el fenómeno se denomina cavitación vaporosa. Si el vacío está conformado mayormente por otros gases, se denomina cavitación gaseosa. En el proceso se da el paso del estado líquido al gaseoso a temperatura constante, causado por una reducción de presión. Esta reducción puede darse debido a turbulencia o vórtices en el flujo (Falvey, 1990).

En estructuras hidráulicas, la cavitación vaporosa es normalmente el parámetro más importante. Conforme las velocidades aumentan, el efecto del contenido de gases disminuye.

Si la presión del agua cae por debajo de la presión de vapor se comienzan a formar las cavidades. Cuando estas burbujas son llevadas por el flujo hasta zonas con mayor presión, el vapor rápidamente se condensa y las burbujas implotan. Cuando esto sucede cerca de

una superficie, el violento impacto de las partículas de agua actuando en sucesión a presiones muy altas y por largos períodos de tiempo, puede causar la falla de la estructura.

Las soluciones numéricas de las ecuaciones que gobiernan la dinámica de las burbujas dentro del flujo sugieren que el colapso de una burbuja consiste de fases en las cuales el diámetro de la burbuja decrece, llega a un mínimo y luego vuelve a crecer (fase de rebote). Este proceso se repite durante varios ciclos con el diámetro disminuyendo cada vez más en cada ciclo hasta que alcanza un tamaño microscópico (Falvey, 1990).

Durante la fase de inversión o rebote, se forma una onda de choque. La velocidad de esta onda conforme se mueve desde el punto de colapso de la burbuja, es igual a la velocidad del sonido en el agua. La intensidad de la onda de choque varía inversamente con la distancia desde el punto de colapso.

Para conocer la susceptibilidad de un sistema a cavitarse se utiliza un parámetro adimensional llamado número o índice de cavitación. La expresión general para el índice de cavitación es la siguiente:

$$\sigma = \frac{p_0 - p_v}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (24)$$

Donde:

p_0 : presión absoluta.

p_v : presión de vapor.

ρ : densidad del agua.

V : velocidad del agua.

Realizando un reacomodo de términos y sabiendo que $\gamma = \rho g$ se obtiene la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{H_0 - H_v}{\frac{V^2}{2g}} \quad (25)$$

Donde:

H_0 : carga de presión absoluta.

H_v : carga de presión de vapor.

V : velocidad del flujo.

Desarrollando aún más la ecuación anterior se obtiene la siguiente expresión general para el índice de cavitación en vertederos:

$$\sigma = \frac{d \cos \theta + \frac{d V^2}{g R_c} + H_{at} - H_v}{\frac{V^2}{2g}} \quad (26)$$

$$R_c = \frac{d\theta}{ds} = \frac{(d^2y/dx^2)}{[1 + (dy/dx)^2]^{3/2}} \quad (27)$$

Donde:

d : profundidad del agua.

θ : ángulo entre la tangente del fondo del canal y la horizontal.

R_c : radio de curvatura del fondo del canal, si existe.

H_{at} : carga de presión atmosférica.

H_v : carga de presión de vapor del agua.

V : velocidad del flujo.

Cuando la presión del flujo disminuye debido a un aumento en la velocidad se llega a una condición crítica donde comienza la cavitación. Esta condición se denomina cavitación incipiente. Los valores del índice de cavitación incipiente σ_i para diferentes sistemas difieren notablemente dependiendo de la geometría de los canales de flujo y de la ubicación donde se mide la presión de referencia y la velocidad. Si un sistema opera a un σ por encima de σ_i ($\sigma > \sigma_i$), no presentará cavitación; por el contrario, conforme σ se hace cada vez menor ($\sigma < \sigma_i$), la cavitación será más severa.

Un valor de alrededor de $0.2 < \sigma_i < 0.25$ es considerado cuando se analizan casos para encontrar la velocidad crítica en superficie lisas de concreto. Otra posibilidad es expresar σ_i como una función del factor de fricción de Darcy-Weisbach. (Novak, 2006).

Generalmente se asume que la cavitación se inicia cuando la presión alcanza la presión de vapor del agua, sin embargo, la presencia de otros gases disueltos y partículas en suspensión pueden causar cavitación a presiones mayores.

Según Falvey (1990), a partir de las experiencias con los daños por cavitación ocurridos en la presa de Hoover y Glen Canyon en Estados Unidos, se desarrolló un concepto de

tolerancia muy asociado al acabado de las superficies de concreto en contacto con el flujo. Así, desde el punto de vista constructivo, se definen tolerancias que permitan determinar si la estructura ha sido construida de la forma que se pretendía.

La tolerancia se define como un rango de variación permitido en una dimensión construida en comparación con la dimensión en el diseño. Las tolerancias pueden hacer referencia a una característica estructural o a una característica de la superficie en contacto con el flujo. Estas últimas se consideran las más importantes, ya que las primeras no tienen un efecto significativo en los parámetros de cavitación de una estructura hidráulica (Falvey, 1990).

Los tres tipos básicos de variaciones en la superficie en contacto con el flujo son las siguientes:

- *Offset*: estas se refieren a las variaciones causadas por irregularidades aisladas y abruptas en la superficie, donde la dimensión de la irregularidad perpendicular al flujo es grande en comparación con la dimensión paralela a este. Estas normalmente resultan ser las más críticas.
- Pendiente: estas se refieren a variaciones causadas por irregularidades donde la dimensión paralela al flujo es más grande en comparación con aquella perpendicular al mismo. Las especificaciones para las tolerancias de pendientes aseguran que las variaciones sean lo suficientemente graduales para prevenir que la irregularidad genera cavitación.
- Rugosidad uniformemente distribuida: se refiere a las variaciones que ocurren en un área relativamente grande. En la mayoría de los casos la altura absoluta de la rugosidad uniformemente distribuida puede ser mucho mayor que los *offsets* en una superficie lisa y aun así no generar cavitación. El elemento crítico es la uniformidad de la rugosidad de la superficie.

Las tolerancias para *offsets* y pendientes se observan en el Cuadro 6.

Cuadro 6. Tolerancias para superficies en contacto con el flujo

Tolerancia	Offset (mm)	Pendiente
T1	25	1:4
T2	12	1:8
T3	6	1:16

Fuente: Falvey, 1990

Estas tolerancias pueden ser asociadas con el índice de cavitación del flujo. En el Cuadro 7 se pueden observar dichas especificaciones.

Cuadro 7. Especificaciones de tolerancias para superficies según índice de cavitación

Índice de cavitación	Tolerancia sin aireación	Tolerancia con aireación
>0.60	T1	T1
0.40-0.60	T2	T1
0.20-0.40	T3	T1
0.10-0.20	Revisión del diseño	T2
<0.10	Revisión del diseño	Revisión del diseño

Fuente: Falvey, 1990

Dado que la cavitación es un fenómeno que se da cercano a la superficie del vertedero, debería tomarse en consideración la capa límite y su crecimiento a lo largo de la rápida, en vez de utilizar la velocidad media del flujo. Debido a esto, Echávez et al. (2006) proponen que para el cálculo del índice de cavitación se utilice una velocidad V_k a una distancia k igual a la rugosidad de la superficie. De esta forma se define el índice de cavitación como sigue:

$$\sigma_k = \frac{H_0 - H_v}{\frac{V_k^2}{2g}} \quad (28)$$

Donde

H_0 : carga de presión absoluta.

H_v : carga de presión de vapor.

V_k : velocidad del flujo a una distancia k igual a la rugosidad de la superficie.

A partir de mediciones experimentales en modelos y prototipos de varios proyectos, estos autores proponen la siguiente relación para el cálculo de V_k :

$$\frac{V_k}{\sqrt{2gh'}} = \frac{1.68}{0.33 + \log(s/k)} \quad (29)$$

Donde:

h' : carga medida desde la superficie del agua en el embalse (sin CVA) hasta la superficie del agua en el punto en estudio.

s : longitud a lo largo de la rápida del vertedero.

k : rugosidad de la superficie del vertedero.

A partir del estudio de los daños por cavitación encontrados en diversas presas, Echávez et al. encontraron que el índice de cavitación incipiente es de 1.5, y se recomienda utilizar un valor de 1.7, encontrándose este del lado conservador.

2.3.3.1. Daños por cavitación

Una vez que el daño por cavitación ha alterado sustancialmente el régimen de flujo, otros mecanismos comienzan a actuar en la superficie. Entre ellos se pueden mencionar las altas velocidades que atacan la superficie irregular y la falla mecánica debido a las vibraciones del acero de refuerzo.

Las principales causas del daño por cavitación en una superficie de un vertedero pueden clasificarse en factores estructurales o geométricos tales como un diseño inadecuado, mala alineación del perfil; y rugosidad de la superficie asociada a condiciones que involucran separación del flujo.

Según Falvey (1990) varios factores determinan si el daño ocurrirá o no:

- Causa de la cavitación.
- Localización del daño.
- Magnitud de la velocidad del flujo.
- Contenido de aire en el agua.
- Resistencia de la superficie al daño.
- Tiempo que la superficie estará expuesta.

Si existiera un peligro claro de que se diera daño por cavitación, entonces el diseño o el modo de operación de una estructura particular debe ser cambiado, o deben tomarse otras medidas de seguridad. La forma más frecuente de tratar este problema es la

introducción de aire a las partes propensas a daño, es decir aireación artificial, lo que previene la aparición de presiones bajas.

2.4. Generalidades de las descargas de fondo

Las descargas de fondo son estructuras que se utilizan para la limpieza de sedimentos, durante los desembalses y como vertedero auxiliar, entre otros.

Debido a las altas velocidades que se dan en este tipo de estructura existe la posibilidad de que se dé cavitación y abrasión. Adicionalmente se le debe poner atención a problemas de aireación, flujo de sedimentos, obstrucción de las compuertas debido a escombros o depósitos de sedimentos y vibración de las compuertas. (Vischer & Hager, 1998).

En muchos casos la configuración de las obras de desvío del río puede ser utilizada para determinar la posición y el dimensionamiento de la descarga de fondo. Es práctica común que los túneles de desvío utilizados durante la construcción de la presa se utilicen posteriormente como descarga de fondo.

Según Blind (1985) existen cuatro diferentes arreglos para las descargas de fondo:

- Presas con túnel de desvío: para este se recomienda la instalación de dos compuertas con acceso a través de pozos.
- Túnel de desvío que se utilizará como descarga de fondo y vertedero al mismo tiempo: esto para el caso de los vertederos de embudo (conocidos también como *morning-glory*).
- Descarga de fondo tipo alcantarilla en la fundación de la presa: en este caso la entrada por lo general no es accesible excepto para los niveles mínimos de operación. Las compuertas deben colocarse lo más aguas arriba posible para minimizar la longitud de la alcantarilla que trabajará bajo presión.
- Presas de gravedad con descarga de fondo.

Estos cuatro arreglos se muestran en la Figura 22.

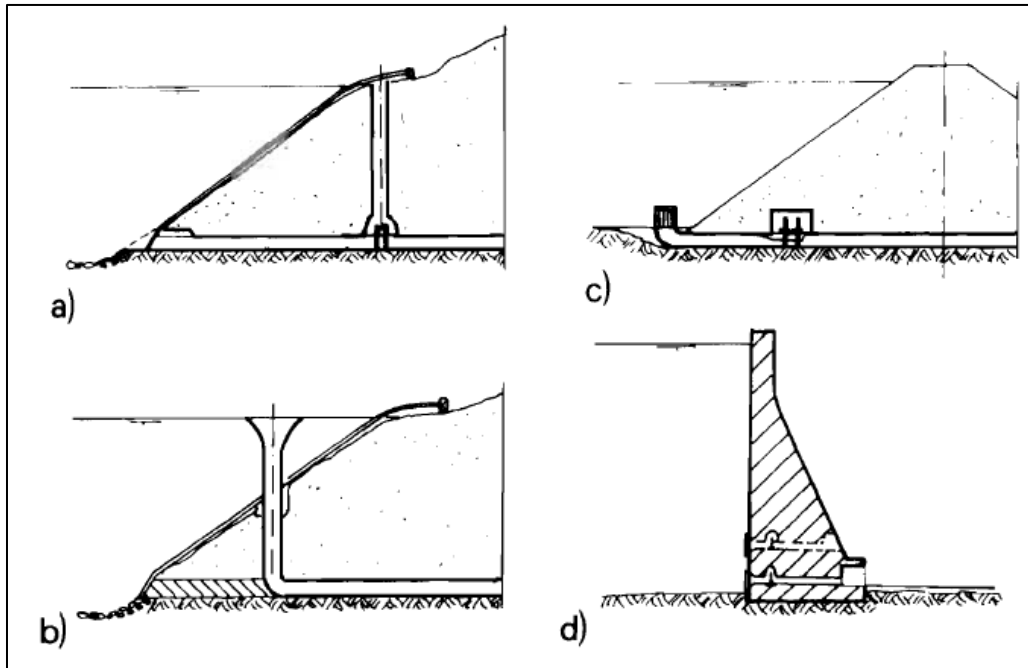


Figura 22. Diversos arreglos para descargas de fondo

Fuente: Vischer & Hager, 1998

La descarga de fondo es una estructura que no debe ser utilizada de forma permanente debido a las condiciones mencionadas de altas cargas, cavitación, abrasión, fuerzas hidrodinámicas y vibraciones. Por esto no se recomienda la operación de la misma para evacuar pequeñas crecientes. Sin embargo, sí debe permitir un desembalse completo de forma segura. Según Blind (1985) su diseño debe contemplar una adecuada capacidad de descarga para otras condiciones de operación además de la ya mencionada.

Dependiendo del tipo de compuertas o válvulas de control y la posición del flujo de salida con respecto al nivel aguas abajo, las descargas de fondo pueden operar bajo presión o a flujo libre en parte de su longitud. La transición de flujo presurizado a flujo libre debe localizarse justo después de las compuertas y requiere suficiente aireación. Bajo esta configuración, la descarga está completamente controlada por las compuertas y se reduce el riesgo de cavitación y vibración de las compuertas.

En el caso de que se trabaje en toda la longitud de la descarga con flujo a presión se logra una mayor descarga y esta depende mayormente de la sección transversal del túnel. La sección de la compuerta influye únicamente en la pérdida de energía que se da en esta.

Como se mencionó previamente, estas estructuras son propensas a tener problemas de aireación. Para túneles cortos, no son necesarios sistemas de aireación adicionales. Por otra parte, para túneles largos en relación con su diámetro un conducto de aireación detrás del sistema de compuertas puede proveer el aire suficiente para garantizar flujo libre a presión atmosférica.

2.4.1. Tipos de compuertas

Típicamente se colocan dos compuertas, una de regulación la cual se utilizará en la operación normal de la descarga de fondo; y otra de seguridad en caso de que la primera sufra problemas o para mantenimiento (conocida como ataguía).

Vischer & Hager (1998) citan los tipos de compuertas más utilizados en las descargas de fondo (Figura 23):

- Compuertas de cuña: estas se mueven de forma vertical y se sellan completamente únicamente cuando la compuerta está cerrada. Una desventaja que presentan son las ranuras de la compuerta, donde se pueden dar corrientes hidráulicas complejas y pueden entrar sedimentos.
- Compuertas de vagón: son las más comunes en las descargas de fondo. Compuertas con ruedas son preferidas para cargas altas pues son menos propensas a la vibración.
- Compuertas radiales o de sector: estas no necesitan ranuras y el sellado de la compuerta es sencillo. Las fuerzas se concentran en el pivote y los esfuerzos se concentran en los estribos. Se debe destacar que igualmente se requiere una la instalación de una ataguía.
- Válvula de chorro hueco: es parecida a la válvula de anillo, pero posee un mecanismo de aireación que dispersa el flujo de salida.
- Válvula de anillo: esta se puede colocar axialmente y tiene un excelente desempeño hidráulico. Esta se puede utilizar para regular o como mecanismo de seguridad para funcionamiento con altas presiones. Adicionalmente, puede ser utilizada como estructura terminal de la descarga de fondo.
- Válvula cónica: el chorro es dispersado de forma significativa y se eliminan los problemas de cavitación debido a la aireación. También, estas pueden ser operadas sin peligro a diferentes grados de apertura.

Es de importancia aclarar que los últimos tres tipos mencionados pueden llegar a tener problemas al operar con grandes cantidades de sedimentos, que pueden causar desgaste y atasco de las válvulas.

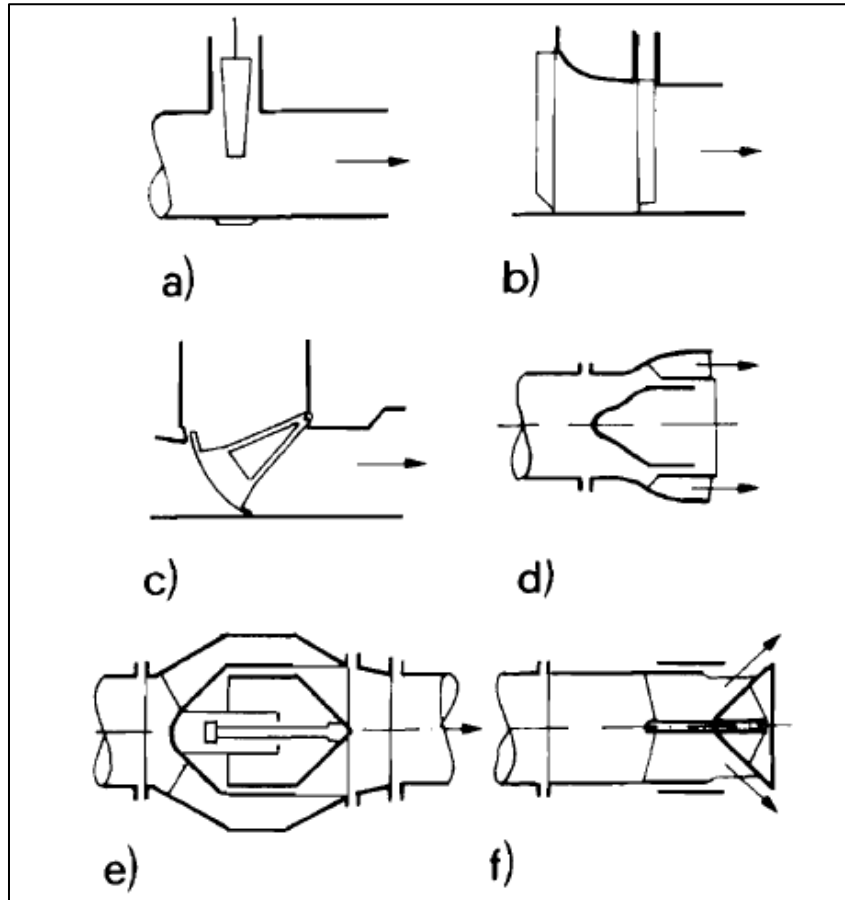


Figura 23. Tipos de compuertas y válvulas utilizadas en descargas de fondo

Fuente: Vischer & Hager, 1998

2.4.2. Capacidad de descarga

Blind (1985) menciona varios puntos que deben tomarse en cuenta a la hora de determinar la capacidad de descarga y la ubicación de una descarga de fondo:

- La necesidad ocasional de incrementar las descargas a través de la estructura.
- El control del nivel del embalse. Si se espera una crecida, la puesta en operación de la descarga de fondo se puede realizar con anticipación.
- En el caso de que exista la posibilidad de que ocurra un daño severo a la presa, por ejemplo, un desembalse rápido puede llegar a ser necesario.

- La utilización de una descarga de fondo eficiente como un vertedero de emergencia adicional contribuye significativamente a la seguridad de la presa.
- Si es necesario realizar trabajos de reparación o mantenimiento dentro de la presa o el embalse, resulta imprescindible que pueda ser descargado el flujo del río que sea necesario.

El flujo a través de las compuertas puede ser libre o sumergido. Para flujo libre, el espacio detrás de la compuerta está lleno con aire con una carga de presión h_a . Si el efluente se realiza a la atmósfera, $h_a=0$. El flujo sumergido en descargas de fondo debe ser evitado.

Basado en la ecuación de la energía, el caudal bajo una compuerta viene dado por (Naudascher (1991) citado por Vischer & Hager (1998)):

$$Q = c_c G B_g [2g(H - H_e - C_c G - h_a)]^{1/2} \quad (30)$$

Donde:

c_c es el coeficiente de contracción.

G es la apertura de la compuerta.

B_g es el ancho de la compuerta.

$H-H_e$ es la carga en la compuerta, con H_e la pérdida de energía en la entrada de la misma.

En la Figura 24 se puede observar con mayor claridad la definición de estos parámetros.

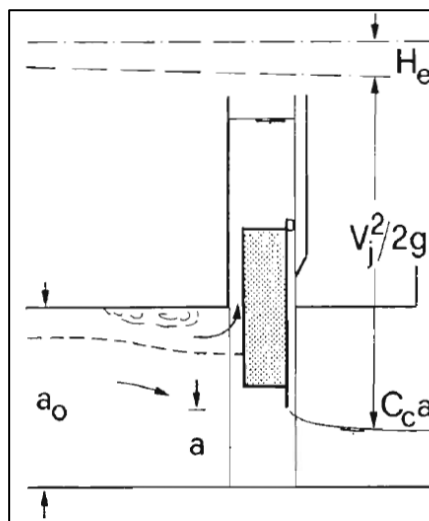


Figura 24. Esquema de definición para los parámetros de la ecuación (49)

Fuente: Vischer & Hager, 1998

El coeficiente de contracción C_c depende del número de Froude del efluente, $F_j = V_j / (g C_c a)^{1/2}$, dado que $F_j < 4$. Para números de Froude altos, como los que se encuentran en estructura con cargas altas, los efectos de superficie libre y de viscosidad pueden no ser tomados en cuenta. Adicionalmente, se puede considerar flujo potencial donde se desprecia el efecto de la gravedad, por lo que la geometría de la compuerta tiene un efecto significativo sobre C_c .

CAPÍTULO 3: GENERALIDADES DE LA PLANTA HIDROELÉCTRICA CACHÍ

3.1. Introducción

Este capítulo pretende ser una breve introducción a los temas que se discutirán más adelante. A continuación se resumirán las características básicas de la P.H. Cachí tales como su ubicación y características básicas de la cuenca, así como el clima propio de la zona.

Posteriormente se realizarán descripciones de las obras existentes, donde se hará referencia con mayor detalle el vertedero y la descarga de fondo por ser de especial interés para este trabajo.

3.2. Información general, ubicación y clima

Como se mencionó, la Planta Hidroeléctrica Cachí fue la tercer central hidroeléctrica instalada por el ICE y fue parte del plan de electrificación nacional propuesto por la institución en 1952. En la Figura 25 se observa una planta general del proyecto, incluyendo embalse, conducción y casa de máquinas.

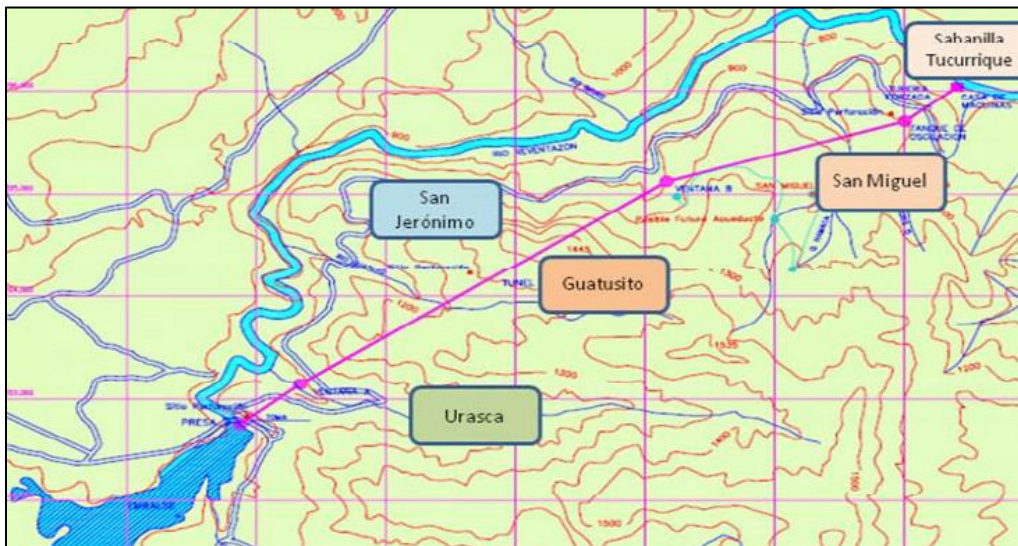


Figura 25. Planta general de la P.H. Cachí

Fuente: ICE, 2009

Los estudios para el proyecto fueron terminados en 1962, los cuales incluyeron instalación de estaciones pluviográficas y limnigráficas, levantamientos fotogramétricos de las zonas de interés, además de investigaciones geológicas y levantamientos topográficos. (ICE, 1962). La construcción comenzó ese mismo año y en 1966 entró en operación la primera unidad y en 1967 la segunda. Posteriormente en 1978, luego de la ampliación de la obra, entró en operación la tercera, dando a la planta una potencia de 100,8 MW. (Fallas, 1998).

Este proyecto representó un reto para el ICE, debido a la escala y al tipo de presa por la que se optó, sin precedentes en el país. Por decisión de la junta directiva de la institución, se delegó la elaboración del proyecto y el asesoramiento en la ejecución de la obra de la presa a una empresa portuguesa llamada *Consultores de Barragens e Aproveitamentos Hidraulicos, Ltda* (COBA) (Serafin et al., 1966). El diseñador de la presa fue el ingeniero Joaquim Laginha Serafin. El resto del proyecto quedó a cargo del cuerpo técnico del ICE.

La presa y el embalse de Cachí se encuentran ubicados en Cartago, cantón de Paraíso, en el valle de Ujarrás, cerca de la población de Cachí. Sus coordenadas en el sistema CRTM05 son: 1087912.637; 521700.071. Esta planta utiliza las aguas del río Reventazón, y es parte del complejo hidroeléctrico RIOCAT, junto con las plantas de Río Macho y Angostura. En la Figura 26 se observa una fotografía aérea del embalse y la ubicación de la cuenca superior del río Reventazón, a la cual pertenece Cachí.



Figura 26. Ubicación de la P.H. Cachí

Fuente: Adaptado de Google Maps y CS Estudios Básicos (ICE), 2015

La subcuenca de Cachí posee un área de 785 km² y cuenta con una topografía muy variada donde predominan los terrenos montañosos con pendientes altas (20%-85%). Presenta elevaciones entre los 910 msnm y los 3451 msnm. La cuenca tiene un índice de compacidad de 1.90, lo que indica que esta tiende a ser alargada.

Los principales ríos que alimentan el embalse son el río Grande de Orosi y el río Navarro, cuyo punto de confluencia se encuentra a una corta distancia aguas arriba de la cola del mismo. Varias quebradas de menor importancia (no cuentan con ningún tipo de medición de caudales) desembocan directamente al embalse, por ejemplo, río Páez, Birrisito, Naranjo, entre otros.

Al poseer elevaciones tan variadas, dentro de la cuenca se pueden observar diversos tipos de climas. La zona alta presenta un comportamiento típico de la Vertiente del Pacífico, mientras que la parte baja posee patrones que se asemejan mayormente a la Vertiente del Caribe. Para el primer caso, se tiene una época seca definida entre los meses de diciembre a abril, mientras que la segunda presenta un patrón más homogéneo de precipitaciones.

En el estudio *Actualización del informe hidrológico del C.P. Cachí* (CS Estudios Básicos, 2015), se especifica que en la cuenca del río Reventazón se pueden presentar los siguientes climas según la clasificación Köppen:

En la parte alta se tiene un clima templado lluvioso (Cw'a): con un invierno boreal de diciembre a abril, seco, las lluvias del mes más lluvioso del verano boreal son por lo menos 10 veces mayores que las lluvias del mes más seco durante el invierno boreal; la temperatura media del mes más frío es inferior a los 18° C, pero superior a los -3°C; el mes más caluroso es cálido con temperaturas sobre los 20°C.

En la parte media se tiene un clima templado húmedo (Cfa): no se define claramente una estación seca; en el mes menos lluvioso la precipitación es de más de 30 mm; la temperatura media del mes más frío es inferior a los 18°C pero superior a los -3°C; los veranos son cálidos y en el mes más lluvioso la temperatura sobrepasa los 22°C.

En la parte baja se tiene un clima tropical lluvioso (Afw): la variación estacional de la lluvia y de la temperatura es mínima, y ambos adquieren valores muy elevados; el mes más frío con temperaturas superiores a los 18°C, la lluvia del mes de menor

precipitación es de 60 mm o mayor. La temporada de lluvia está dividida en dos periodos con una corta temporada de menor precipitación intercalada. (p.32).

El régimen de precipitaciones es muy variado. En la parte sureste de la cuenca no se observa una época lluviosa definida y presenta un comportamiento típico de la Vertiente del Caribe con precipitaciones de alrededor de los 6500-7000 mm anuales.

La precipitación comienza a disminuir hacia el noroeste con un mínimo de 1500 mm anuales en las cercanías del volcán Irazú. La parte sur y suroeste presentan un comportamiento similar en cuanto a la distribución temporal (comportamiento típico de la Vertiente Pacífica), sin embargo, su promedio anual es un poco mayor.

Las temperaturas dentro de la cuenca también tienen un amplio rango de variación, presentando promedios mensuales de 7.2 °C en las zonas más altas, hasta 21 °C en el sitio de presa. Por su parte, la humedad relativa varía entre el 75% en sitio de presa y el 92% en las cercanías del volcán Irazú.

3.3. Estructuras existentes

3.3.1. Presa y embalse

La presa es una estructura de concreto reforzado tipo arco de doble curvatura (también conocida como bóveda). Es la única presa de arco existente en Costa Rica. Tiene una altura máxima de 75 m, donde 68 m sobresalen del lecho del río. La cresta se encuentra en la cota 996 msnm y tiene una longitud total de 148 m (incluyendo los vertederos). Es una de las presas de arco más delgadas del mundo, con 5 m de grosor en la base y 2.5 m en la cresta.

Las secciones horizontales son arcos circulares a tres centros con un espesor constante en el centro en cada cota, y de espesor creciente hacia los estribos (Serafin et al., 1966).

La presa se coló en bloques de 100 m³ y se tienen únicamente dos juntas de construcción grandes con el fin de eliminar el riesgo de apertura de las mismas. Se realizó un control topográfico continuo durante la construcción, que a su vez era el que determinaba la posición de las formaletas (Fallas, 1998).

Se determinó que los esfuerzos máximos de compresión máximos eran de alrededor de los 60 kg/cm², mientras que los de tracción eran de 10 kg/cm² considerando las cargas de

peso propio, presión hidrostática, subpresión en la base, variaciones de temperatura y efectos de inercia debido a sismos. (Serafin et al., 1966).

En la Figura 27 se puede observar una fotografía de la presa.



Figura 27. Fotografía de la presa de Cachi

La presa forma un embalse cuya capacidad al inicio de la operación de la Planta (calculado a partir de un sondeo realizado en 1967) fue de 45.8 hm^3 hasta la cota 990 msnm. El volumen útil del embalse es aquel comprendido entre los niveles de aguas máximo (990 msnm) y mínimo (960 msnm) de operación (NAMO y NAMINO, respectivamente), que para este caso es de 41.5 hm^3 . El nivel de aguas máximo extraordinario (NAME) está en la cota 995 msnm. El volumen para amortiguamiento de avenidas no es posible obtenerlo a partir de los sondeos, pues estos no poseen información a partir de la cota 990 msnm.

Dado que el volumen de amortiguamiento será requerido para cálculos posteriores (Capítulo 4) y se considera que realizar una extrapolación de la curva no es confiable, se utilizó información proporcionada por el Área de Auscultación de Obras (ICE) para obtener la curva hipsométrica del embalse. Esta información contaba, entre otras cosas, con un *raster* de todo el embalse obtenido a partir del sobrevuelo de un *drone* sobre esta zona

durante el desembalse en agosto del 2014. Según las especificaciones técnicas del fabricante este *drone* tiene una precisión de 17.5 cm.

Al comparar la curva obtenida a partir del sondeo del 2015 y la que se extrajo a partir de la información del *raster* se obtuvo una diferencia hasta la cota 990 msnm de 2.7 hm³ (38.5 hm³ según el sondeo, 41.2 hm³ según el *raster*). En términos relativos, 2.7 hm³ representa un volumen pequeño del volumen total del embalse, sin embargo, es un volumen lo suficientemente grande para tener efectos sobre los resultados de los tránsitos a realizar posteriormente.

Ante esta diferencia, se prefirió trabajar con la curva obtenida a partir del *raster* puesto que esta sí posee información entre las cotas 990 y 995 msnm y se considera que presenta una mayor precisión que los sondeos. En la Figura 28 se puede observar la curva obtenida y en Apéndice 1 se pueden observar los valores tanto para volumen como para área.

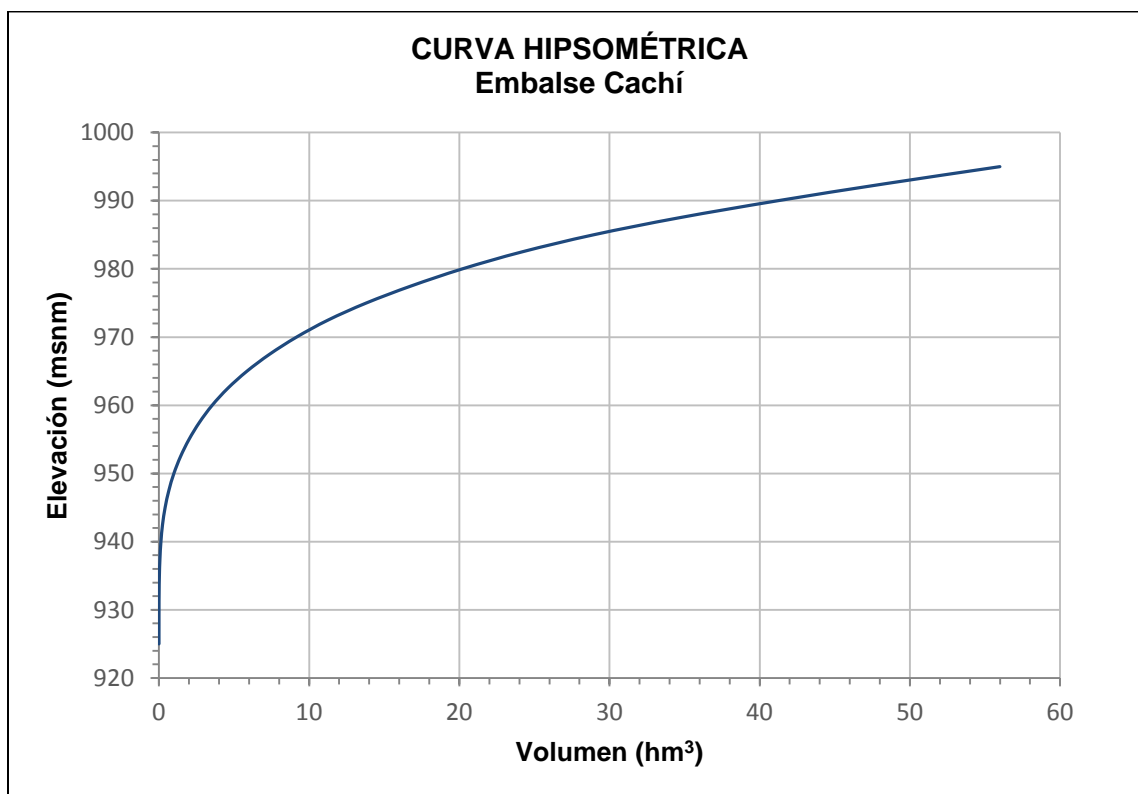


Figura 28. Curva hipsométrica del embalse Cachí

A partir de esta curva se determinó un volumen útil de 37.7 hm^3 , y un volumen de amortiguamiento de avenidas de 14.8 hm^3 . La disminución en el volumen útil es debida a procesos de sedimentación. En la Figura 29 se puede observar el detalle de la curvas de nivel del embalse hasta la cota 995 msnm.

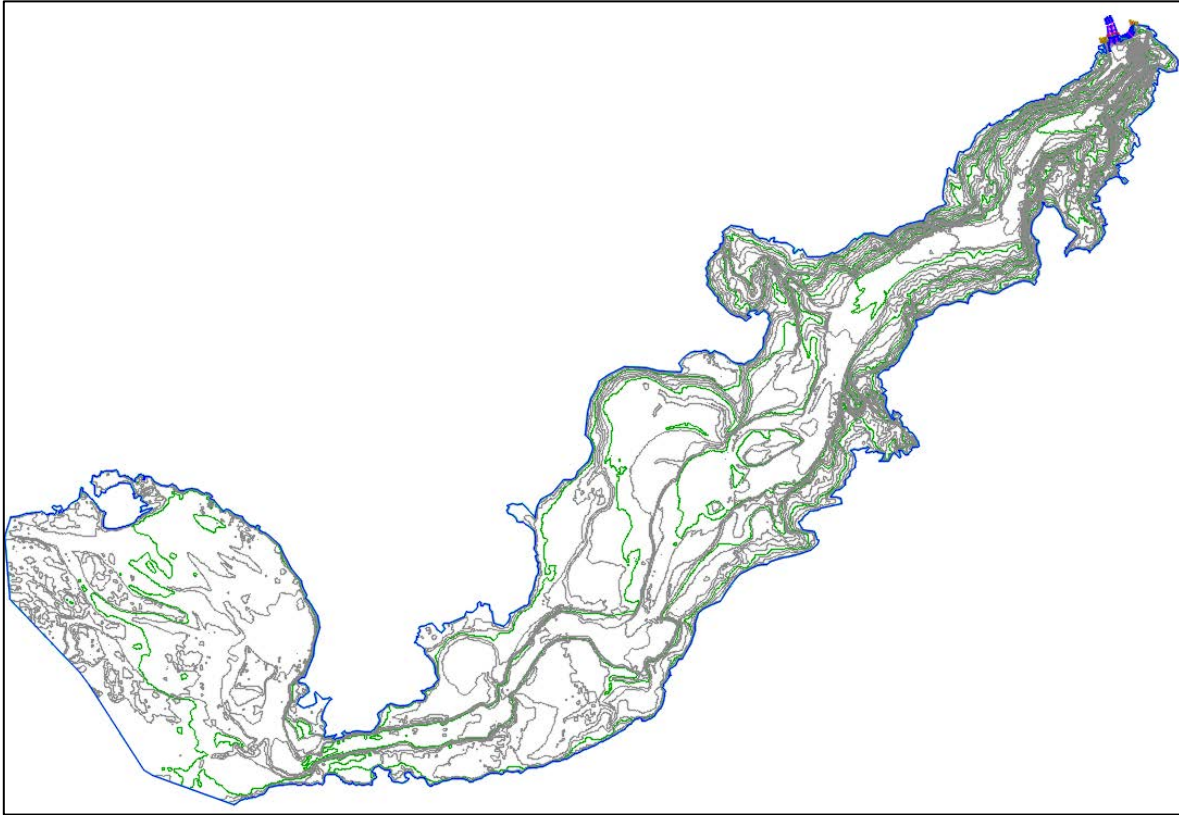


Figura 29. Embalse de la P.H. Cachi

3.3.2. Obras de conducción

La toma de aguas se encuentra en la margen derecha del embalse, también hecha de concreto reforzado. Su entrada tiene una forma abocinada, y tiene un diámetro de 7 m y 91 m de longitud. Cuenta con una capacidad para $70 \text{ m}^3/\text{s}$. Con el Proyecto de Ampliación no fue necesaria la construcción de una nueva toma debido a que esta poseía una prevista para el nuevo túnel. En la Figura 30 se puede observar una vista frontal de la toma donde se observa la prevista para la ampliación (izquierda), y una vista en perfil de la entrada de la toma original.

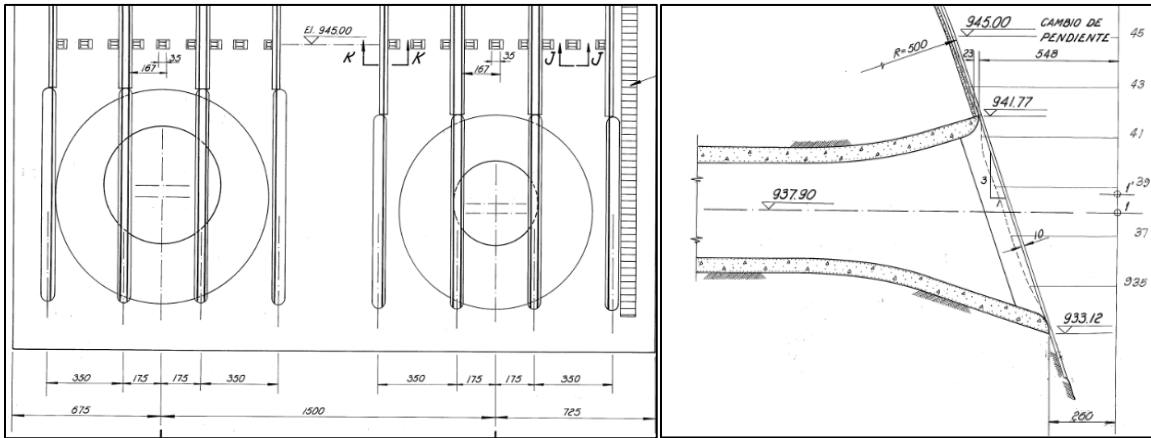


Figura 30. Toma de agua de Cachi

Fuente: Adaptado de Plano 117-16-163, 1965

Aguas abajo de la toma, se tiene el túnel de conducción que lleva el agua desde la toma hasta la tubería de presión. Cuenta con una compuerta al inicio del mismo con el fin de aislarlo de la toma. El túnel tiene una longitud de 6392 m y tiene una sección circular de 3.80 m de diámetro. Con la ampliación de la Planta, se construyó un túnel que corre paralelo al ya existente de 6051 m de longitud y 3.90 m de diámetro. La excavación se realizó utilizando dos ventanas previstas durante la construcción del túnel original. Su caudal de diseño es de $36 \text{ m}^3/\text{s}$, para una velocidad de 3 m/s y este alimentará las unidades 3 y 4 en Casa de máquinas.

En el extremo aguas abajo del túnel original, se encuentra el tanque de oscilación, el cual es subterráneo, de 75 m de profundidad y 16 m de diámetro. Para la ampliación también fue necesario un construir un nuevo tanque de oscilación de tipo orificio restringido de 12 m de diámetro y 74 m de altura, del cual un 98% se encuentra subterráneo.

Finalmente, del tanque de oscilación a casa de máquinas se tiene la tubería de presión. La tubería original es de 585 m de largo con diámetros que varían de 1.70 m a 3.40 m. Con la ampliación también se construyó una nueva tubería forzada paralela a la existente, separadas 9 m, aproximadamente. Posee una longitud de 470 m y diámetros que varían de 1.45 m a 2.90 m. En la Figura 31 se pueden apreciar las dos tuberías de presión y el nuevo tanque de oscilación del proyecto.



Figura 31. Tuberías de presión y nuevo tanque de oscilación de la P.H. Cachí

Fuente: ICE, 2015

3.3.3. Casa de máquinas y transmisión asociada

El edificio de casa de máquinas es una estructura de concreto reforzado que alberga los equipos turbogeneradores, tableros de lecturas y mediciones, oficinas, bodegas, entre otros. Esta se encuentra ubicada en el cantón de Jiménez, distrito de Tucurrique.

Las turbinas son de tipo Francis de eje vertical. La unidad N° 1 entró en operación en mayo de 1966, mientras que la unidad N° 2 en enero de 1967 (32 MW de potencia cada una). Para el año 1978 se completó una ampliación de la obra con la entrada en operación de una tercera unidad de 36.8 MW. Así, la capacidad instalada era de 100.8 MW, con una generación promedio anual de 657.47 GWh (Fallas, 1998).

En el 2004 las unidades 1 y 2 originales fueron reemplazadas debido al deterioro presentado en ellas, por dos unidades de 36 MW cada una.

Con el Proyecto de Ampliación, la casa de máquinas debió ser ampliada para darle cabida a la cuarta unidad de 40 MW.

La subestación elevadora se encuentra contigua a casa de máquinas y a esta se le construyó un módulo adicional para la cuarta unidad generadora. Se determinó que el resto de obras de transmisión tenían la capacidad suficiente para el incremento de

producción. Así, las obras de transmisión asociadas a Cachí son: subestación elevadora Cachí, línea de transmisión Cachí-Río Macho N° 1, línea de transmisión Río Macho N°1-Colima, subestación elevadora Río Macho N°1 y subestación reductora Colima.

La restitución al río Reventazón se realiza por medio de un canal trapecial de 120 m de largo. Para la ampliación ya se tenía una prevista para la restitución de la cuarta unidad.

3.3.4. Vertedero

El vertedero de excedencias se encuentra ubicado en la margen izquierda de la presa y funciona como un estribo de gravedad para el soporte de la bóveda (Serafin et al., 1966). Originalmente se consideró colocar el vertedero sobre la cresta de la presa (lo cual es común en presas de arco), sin embargo, debido a las malas condiciones geológicas de la margen izquierda y a problemas de disipación de energía del chorro se prefirió colocarlo en su posición actual, lo cual resultó beneficioso para ambas estructuras.

Según los estudios hidrológicos que se discutirán más adelante (Capítulo 4), la avenida de diseño del vertedero es de $1165 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que bajo condiciones extremas de operación debía tener a capacidad para descargar $3950 \text{ m}^3/\text{s}$ tomando en cuenta que la descarga de fondo opera en ambos casos con una capacidad de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

La estructura es un vertedero frontal controlado que cuenta con dos canales de 15 m de ancho cada uno, separados por un muro central en toda su longitud. Las rápidas tienen una longitud de alrededor de 80 m. En la Figura 32 se observa la planta y el perfil del vertedero, mientras que en la Figura 33 se pueden observar fotografías de la zona de control y las rápidas.

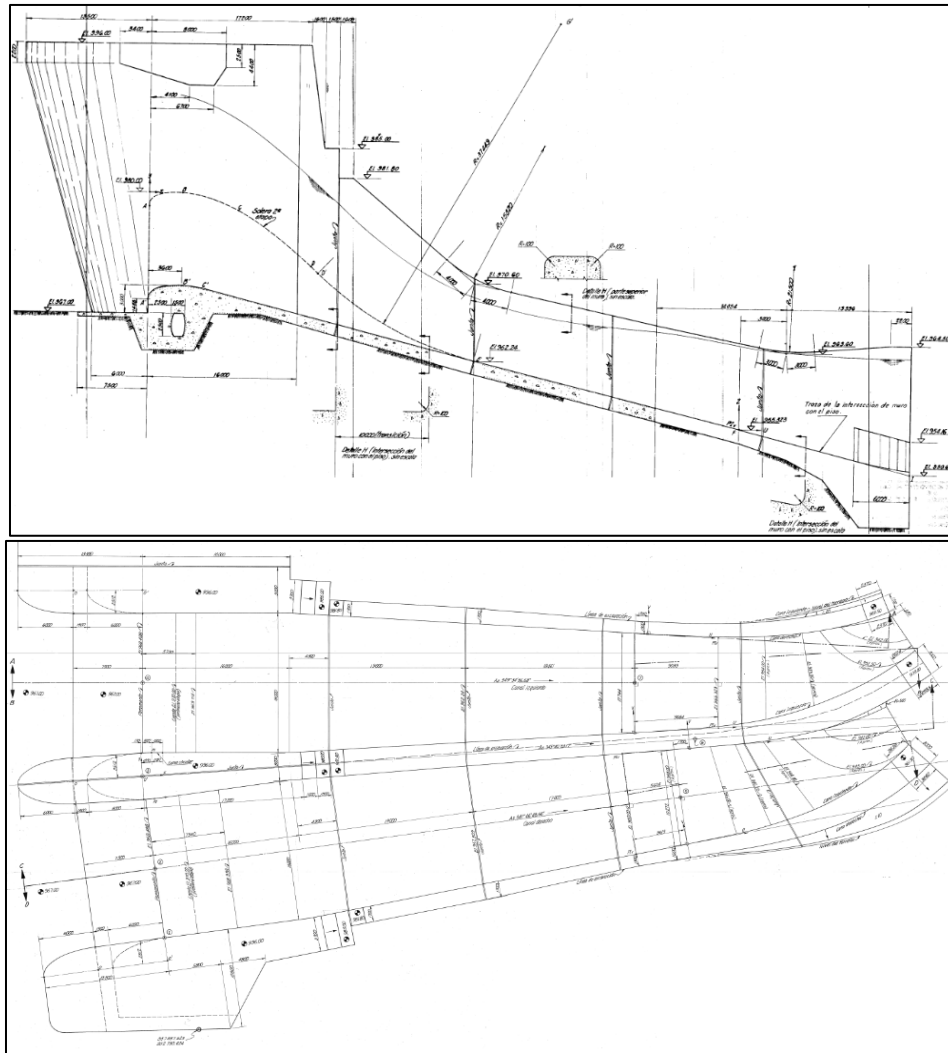


Figura 32. Planta y perfil del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

Fuente: Adaptado de Planos 117-16-98 y 117-11-32, 1964



Figura 33. Fotografías del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

El vertedero cuenta con un pilar intermedio a partir del cual se extiende el muro mencionado. El pilar tiene una geometría en planta similar a la forma estándar Tipo 3 del USACE. Los estribos por su parte presentan una curvatura descrita por una elipse. Una particularidad de los estribos y el pilar es que estos presentan una inclinación en perfil, que se puede observar en la Figura 34, la cual disminuye los efectos de contracción y las perturbaciones en la entrada de la zona de control.



Figura 34. Estribo derecho del vertedero de excedencias de Cachi

Las compuertas que controlan la salida del agua son de tipo radial de 15 m de ancho y 10.61 m de alto. El labio de las mismas se apoya en un punto aguas abajo de la cresta, a una distancia de 2.40 m de la misma y una elevación de 979.643 msnm (35.7 cm por debajo de la cresta).

La cresta se encuentra en la cota 980 msnm y su base en la 967 msnm, con lo que se tiene una altura del paramento aguas arriba (vertical) de 13 m.

En los planos contenidos en el informe de ensayos hidráulicos del proyecto y en los planos de construcción se puede observar que el perfil de la cresta está definido por tres ecuaciones y no por una ecuación estándar (WES o USBR). Estas se muestran a continuación y en la Figura 35 se observa el perfil con los puntos respectivos identificados y el origen de los ejes coordenados.

$$\text{A-B} \quad y = -\frac{(x - 3.600)^4}{115.200} - \frac{(x - 3.600)^3}{57.600} - \frac{(x - 3.600)^2}{15.000} \quad (31)$$

$$\text{B-C} \quad y = \frac{(x - 3.600)^3}{327.410} - \frac{(x - 3.600)^2}{14.420} \quad (32)$$

$$\text{C-D} \quad y = -\frac{(x - 9.600)^3}{10\,368.000} - \frac{(x - 9.600)^2}{32.573} - \frac{(x - 9.600)}{1.990} - 1.836 \quad (33)$$

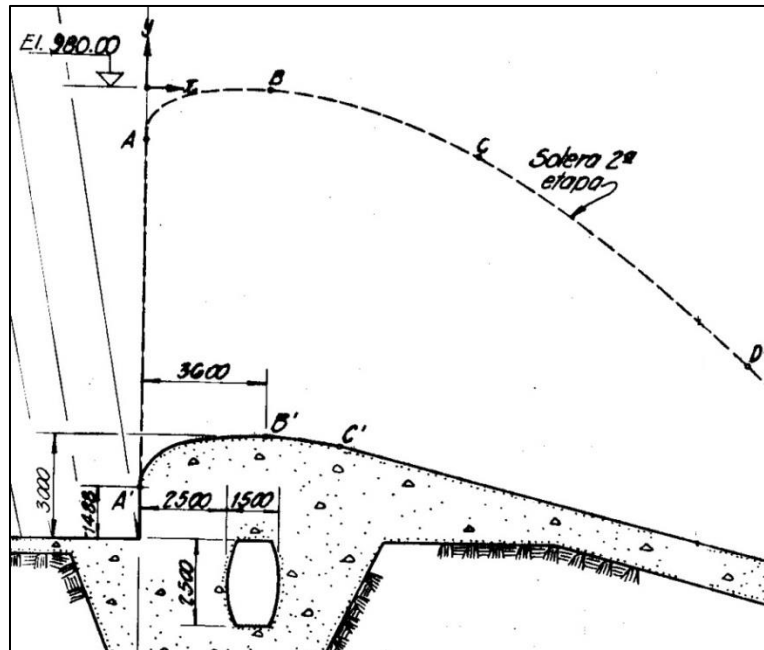


Figura 35. Perfil de la cresta del vertedero de excedencias

Fuente: Adaptado de Plano 117-11-31, 1964

Según el Informe de ensayos hidráulicos, la cresta se define por un perfil Creager para una carga de 12 m sin carga de velocidad de aproximación (Plano 117-14-247, ver Anexo 1). Sin embargo, al revisar otras fuentes e informes más recientes generados por el ICE, se notó que no existe congruencia para el valor de carga de diseño reportado, donde existen tres valores distintos: 10 m, 10.25 m y 12 m. Debido a esto, se graficó el perfil descrito por las ecuaciones anteriores para Cachí con otros perfiles estándar descritos por las ecuaciones (1), (3) y (4) del Capítulo 2 a manera de comparación.

Primeramente se compararon los perfiles WES para $H=10.25$ m y $H=12$ m con el perfil que describen las ecuaciones de Cachí. Estos se muestran en la Figura 36. Se puede observar que el perfil WES para $H=12$ m y el de Cachí son sumamente similares, mientras

que el perfil de $H=10.25$ m sí es distinto, especialmente en el extremo aguas abajo. Con esto se concluye que el perfil se asemeja mayormente a uno con una carga de diseño de 12 m que a uno de 10.25 m.

Finalmente, en la Figura 37 se observa la comparación realizada entre varios perfiles estándar (USBR, WES y Hager). Todos presentan prácticamente la misma forma, a excepción del de Hager que se diferencia un poco en el extremo aguas abajo. Aguas arriba, el perfil de Cachí inicia un poco antes que los demás.

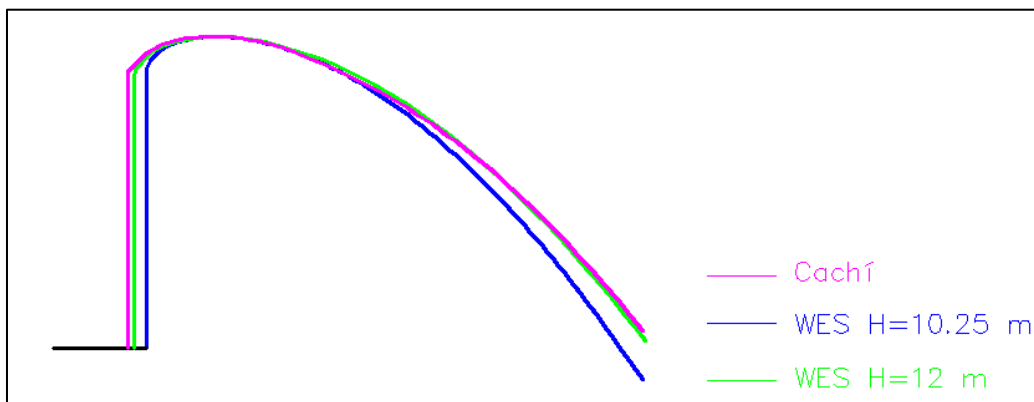


Figura 36. Comparación entre perfiles WES para varias cargas y el perfil de Cachí

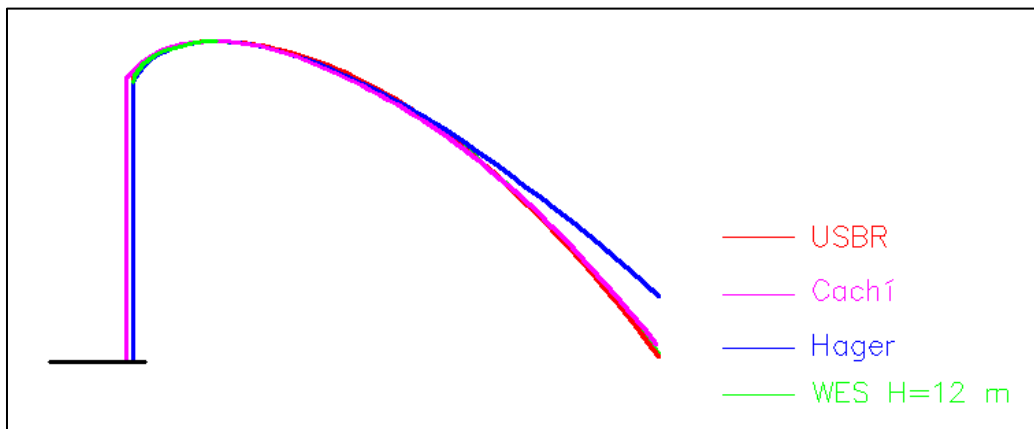


Figura 37. Comparación entre varios perfiles estándar y el perfil de Cachí

Por último, la estructura de salida es un salto de ski que lanza las aguas al cañón del río aguas abajo de la salida de la descarga de fondo, de forma que esta no se ahogue y pierda capacidad. Los deflectores poseen peralte a lo largo de su longitud con el principal propósito de evitar el choque del chorro con alguna de las márgenes (especialmente

margen derecha), y de que la salida de ambos canales se una en el aire como mecanismo de disipación de energía.

3.3.5. Descarga de fondo

Esta estructura fue originalmente uno de los túneles de desvío utilizados durante la construcción de la presa (túnel 1). Tiene 6.50 m de diámetro y 110 m de longitud; como se dijo, su restitución se realiza aguas arriba de la descarga del vertedero.

La entrada tiene forma elíptica en el techo y la pared izquierda con la longitud de los semiejes de la elipse de 5 m y 1.50 m. El fondo es horizontal y la pared derecha se extiende hacia aguas arriba formando una superficie cilíndrica de radio 3.82 m. Así, la entrada no es simétrica en planta ni en perfil. (Laginha et al., 1966)

La sección descrita anteriormente disminuye sus dimensiones hasta constituir una sección rectangular de 5.10 m de ancho por 6.50 m de alto. Es en este tramo donde se tiene la compuerta deslizante (ataguía).

Posterior a esta sección existe una transición de 7.5 m de largo hacia la sección circular del túnel de 6.5 m de diámetro. Luego se cuenta con otra transición de 12 m de largo hasta la sección rectangular de salida de 6.50 m de ancho y 4.30 m de alto. Al final de este tramo se tiene una compuerta radial reguladora.

Toda la descarga de fondo se encuentra blindada en acero, sin embargo, según Laginha et al. (1966), el blindaje es poco robusto y sus anclajes son deficientes especialmente en las paredes de la entrada, la salida y las transiciones.

Adicionalmente, la estructura cuenta con un ducto de aireación justo detrás de la ataguía.

En la Figura 38 se puede observar una vista en planta de la descarga de fondo.

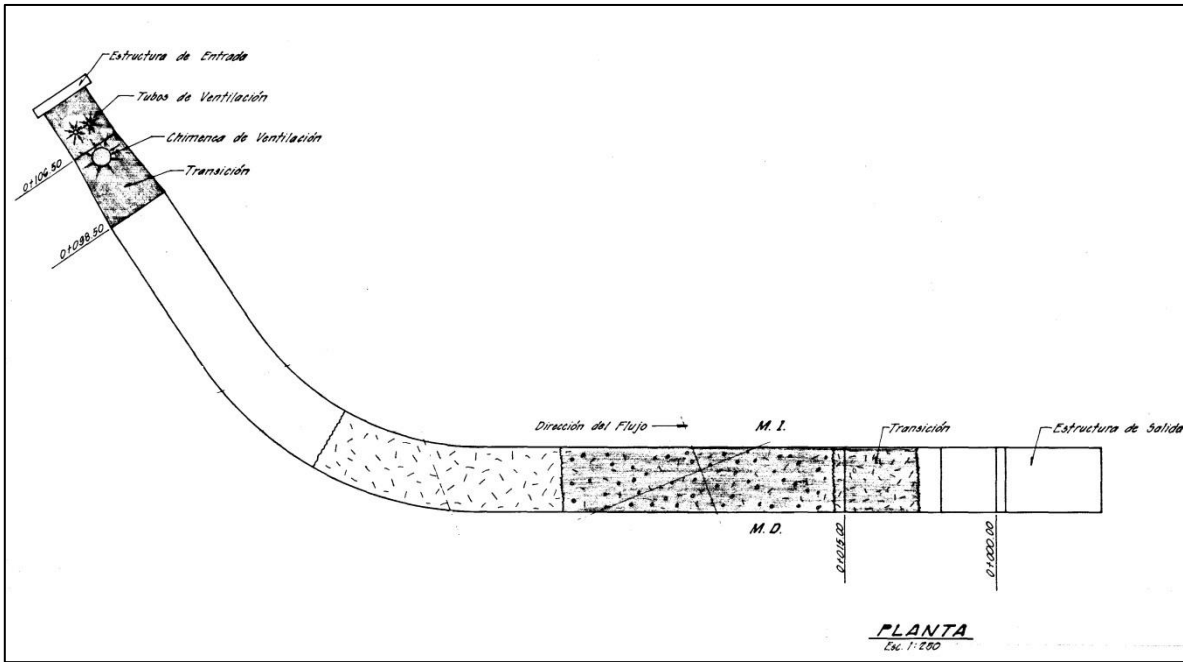


Figura 38. Vista en planta de la descarga de fondo de Cachi

Fuente: Adaptado de Plano 117-8-131, 1972

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

4.1. Introducción

A lo largo de este capítulo se realizará un análisis breve de los estudios hidrológicos realizados para la cuenca definida por el sitio de presa de la P.H. Cachí. Con esto se pretende realizar una comparación entre los estudios realizados en 1962 como parte del estudio de factibilidad del proyecto y la actualización realizada en el 2015.

Se realizará el tránsito de la creciente calculada en 1962 para el esquema original de funcionamiento propuesto (vertedero y descarga de fondo operando simultáneamente). Esto servirá de comparación con los resultados para las condiciones de la avenida actualizada.

Por último, se realizará el tránsito de la avenida actualizada a través del embalse para varias condiciones: vertedero operando solo, vertedero y descarga de fondo operando de forma simultánea y un caso crítico donde solo opera una de las compuertas del vertedero en conjunto con la descarga de fondo. Estos tránsitos permitirán conocer si las obras de alivio tienen suficiente capacidad para evacuar la avenida actualizada sin vertido sobre la presa.

4.2. Estudios hidrológicos

4.2.1. Informe hidrológico de 1962

Para el informe hidrológico realizado en 1962 como parte del estudio de factibilidad del proyecto se contó con una gran limitante en cuanto a falta de información y la utilización de registros de caudales, precipitación y evaporación de pocos años. Es por eso que en la mayoría de los casos fue necesario referenciarse a estaciones fuera de la cuenca.

El área de drenaje determinada para la cuenca del río Reventazón fue de 2037 km², definida desde el punto de confluencia con el río Parismina. En cuanto a la subcuenca definida desde el punto del sitio de presa del proyecto Cachí, esta presenta un área de 919 km². En la Figura 39 se observa el área definida con las estaciones de medición de precipitación y caudal utilizadas para el estudio.

20 m³/s. Finalmente, considerando un período de registro de 12 años, se tiene un caudal promedio anual de 50.55 m³/s en el sitio de presa.

Para el parámetro de precipitación existían 18 estaciones, de las cuales 10 eran de registro automático continuo y ocho eran pluviométricas, las cuales también se pueden observar en la Figura 39. Estas estaban localizadas tanto dentro como fuera de la cuenca y se tenía representación de los diversos climas y regímenes de lluvia dentro de la misma. La longitud de los registros varía entre los 2-39 años. Se debe mencionar que una gran mayoría presentaban discontinuidades en los registros.

Adicionalmente se tomó en cuenta la estación de la ciudad de San José que contaba para ese momento con 76 años de registro, a 30 km de distancia del sitio de presa.

Debido al faltante de información ya mencionado, el promedio de precipitación sobre la cuenca se obtuvo de a partir de un período de 11 años, calculado a partir de 13 estaciones. Utilizando el método de polígonos de Thiessen, la precipitación promedio anual fue de 2007 mm.

Por su parte, la estación de San José presentó un promedio de precipitación anual de 1892 mm. En este estudio se menciona que el clima de San José y el de la zona en que se **encuentra el proyecto caen bajo la misma categoría de clima de "Meseta Central"**. Para la utilización de la información de esta estación se realizó un análisis de curva de doble masa, a partir del cual se determinó que existe una correlación perfecta entre la lluvia presentada en ambos sitios. Esta curva se observa en la Figura 40.

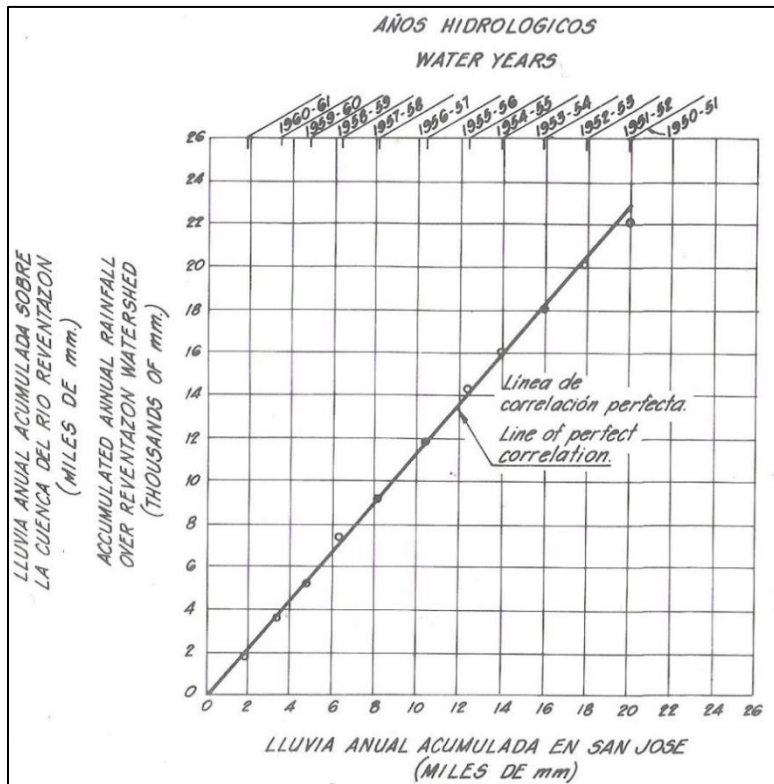


Figura 40. Curva de doble masa para la lluvia en la cuenca del río Reventazón y la ciudad de San José

Fuente: ICE, 1962

La información sobre evaporación era la más escasa. Se tomaron en consideración tres estaciones: Villa Mills, Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas de Turrialba y la de San José. La longitud de los registros variaba de 2- 6 años. Para obtener los promedios se utilizaron las últimas dos estaciones mencionadas. Se obtiene un promedio de 917 mm anuales, que en comparación con los datos de lluvia se traduce en una pérdida anual por evaporación de 131.9 mm y se considera despreciable.

La avenida máxima registrada por la estación 1-A, como se mencionó previamente, fue de 1020 m³/s, la cual fue ocasionada por el huracán Katie en octubre de 1955.

Para el cálculo del hidrograma unitario se estudiaron nueve avenidas con sus respectivas tormentas. Se eligió el que reprodujera de mejor forma la tormenta de 1955. Este se muestra en la Figura 41. Las pérdidas iniciales se estimaron en 7 mm y el índice de infiltración entre 2.6-5.0 mm/h. Este hidrograma es el utilizado para determinar la avenida de diseño y la máxima probable.

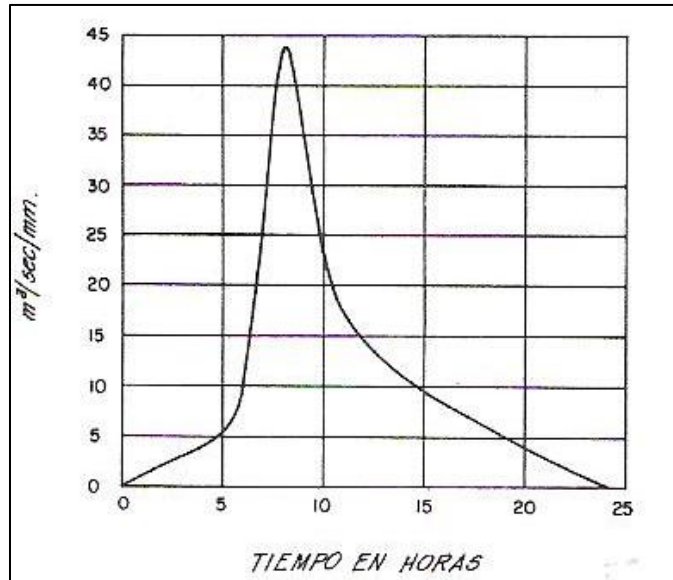


Figura 41. Hidrograma unitario calculado en 1952

Fuente: ICE, 1962

Con el fin de obtener la tormenta de diseño y la máxima probable se utilizaron las envolventes de intensidades máximas de varias estaciones dentro y fuera de la cuenca. Se decidió utilizar la envolvente de San Isidro del General, pues se consideró que esta era la que podía generar condiciones más cercanas a la realidad. La envolvente fue trasladada al sur de la cuenca y se distribuyó de acuerdo a la tormenta de 1955.

Aplicando la tormenta máxima de esta envolvente al hidrograma unitario, considerando pérdidas iniciales de 7 mm, un índice de infiltración de 3.5 mm/h y un caudal base de 50 m³/s, se obtiene un hidrograma para la avenida de diseño con un pico de 2653 m³/s y 56 horas de duración. Esta avenida también se verificó a partir de un análisis de frecuencias utilizando la distribución de Gumbel y para dicho caudal se obtuvo un período de retorno de 750 000 años, lo cual se considera excesivo.

Se realizó el tránsito por el embalse aplicando el método de Puls modificado (USBR). Es importante destacar que en este informe las características básicas del proyecto difieren de las de las estructuras existentes. Se destaca lo siguiente: la presa considerada era de menor altura, siendo esta de 54 m, el volumen útil del embalse se consideró de 10.5 hm³ y la cresta del vertedero se encontraba en la cota 970 msnm. Luego de realizar el tránsito, y tomando como nivel inicial la cota 970 msnm se obtuvo un pico de 2165 m³/s, es decir un amortiguamiento del embalse de 488 m³/s. El nivel del embalse alcanzado es de 976.2

msnm. El hidrograma de salida obtenido se observa en la Figura 42. Se determinó entonces un caudal de diseño para el vertedero de $1165 \text{ m}^3/\text{s}$ y que la descarga de fondo operaría con una capacidad de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ durante la avenida.

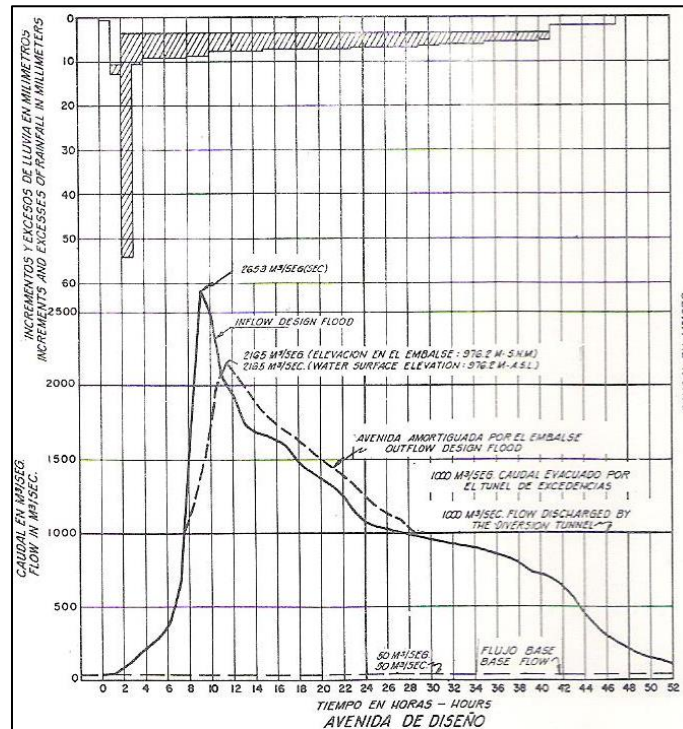


Figura 42. Hidrograma de la avenida de diseño obtenido en 1962

Fuente: ICE, 1962

Por último, para obtener la avenida máxima probable, se desplazó la curva de doble masa de San José multiplicándola por un factor de $484/200$ (relación entre las intensidades máximas de las envolventes de San Isidro del General y San José). Estos valores además fueron multiplicados por un factor de distribución de 0.715.

Considerando las mismas pérdidas iniciales e índice de infiltración y utilizando el criterio del "incremento máximo en la cuarta hora", se aplica la tormenta obtenida al hidrograma unitario para obtener la avenida máxima probable. Este presentó un pico de $6772 \text{ m}^3/\text{s}$ con una duración de 48 horas y un volumen de 214 hm^3 . Al transitarlo por el embalse iniciando en la cota 970 msnm, se obtiene un pico de $4950 \text{ m}^3/\text{s}$, lo cual implica un amortiguamiento de $1822 \text{ m}^3/\text{s}$. Se alcanza un nivel del embalse de 984 msnm. Los hidrogramas de entrada y salida se observan en la Figura 43.

Se debe destacar que no se realiza especial distinción entre la avenida de diseño y la AMP, y se desconoce la forma en que estos caudales fueron utilizados para el diseño de las estructuras.

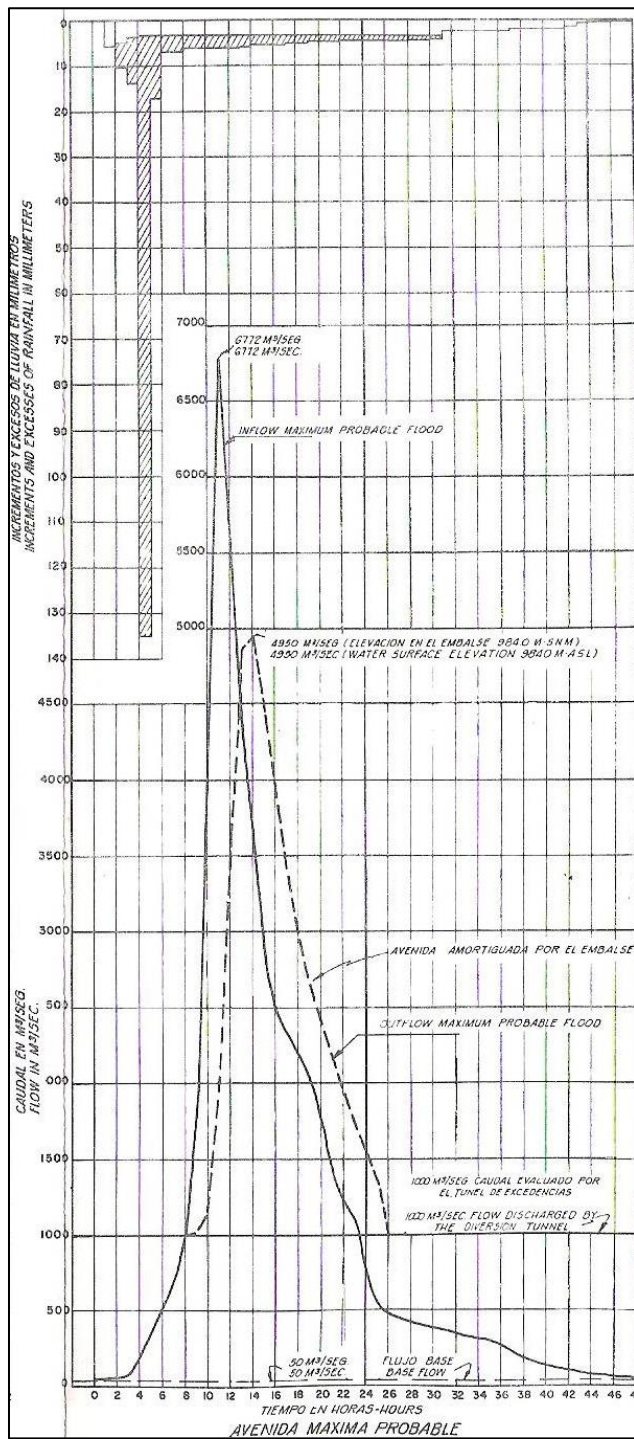


Figura 43. Hidrograma de la avenida máxima probable obtenido en 1962

Fuente: ICE, 1962

En cuanto a la información disponible de caudales, se cuenta con ocho estaciones de medición sobre los ríos Reventazón, Navarro y Grande de Orosi. Las longitudes de registro varían entre los 7-44 años. Las estaciones más valiosas son la estación Palomo en el río Grande de Orosi y la estación Puente Negro, sobre el río Navarro.

Se cuenta con tres series de datos de caudales para el sitio de presa: las estaciones 1-A y 1-B utilizadas en 1962 para realizar el análisis de caudales (1949-1961); la estación 9-06 Cachí (1953-1973) y caudales estimados a partir de la unión de los caudales de las estaciones Palomo y Puente Negro (1965-2014). Se realizó un análisis sobre las tres series con el que se demostró que estas son estadísticamente iguales, de forma que se pueden unir y así contar con período de registro de 65 años. A partir de estas se obtiene un promedio mensual de $53.3 \text{ m}^3/\text{s}$ en el sitio de presa, con un máximo de $159.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y un mínimo de $11.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los caudales máximos instantáneos en el sitio de presa poseen un registro de 20 años, pues las estaciones 1-A, 1-B y 9-06 Cachí no presentan registros más allá de 1971. De esta serie de datos, el máximo caudal registrado es de $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1970, asociado a un sistema de baja presión. Con esta información se realizó un análisis de frecuencias, que resulta en un caudal de $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 10 000 años. Este valor se descarta por considerarse muy bajo.

Para el caso de la precipitación, se tienen disponibles 37 estaciones meteorológicas dentro o cerca de la cuenca. Los promedios de precipitación anual varían significativamente a lo largo de la misma. En la región norte y noroeste se presentan valores de alrededor de los 1500 mm anuales. Hacia el noreste, en sitio de presa este valor aumenta a los 2000 mm. Este valor continúa aumentando hacia el este de la cuenca en la región de Tapantí con valores de 3300 mm por año. En el sureste se encuentran los mayores valores de precipitación, donde los promedios alcanzan valores de 6500 mm a 7500 mm. Conforme aumenta la altitud hacia el sur, la precipitación vuelve a disminuir con valores entre los 2100 mm a 2400 mm.

Los registros de evaporación continúan siendo escasos. Se cuenta únicamente con dos estaciones que miden este parámetro: Cachí Plantel y Cerro de la Muerte. Estas presentan promedios anuales de 1172 mm y 797 mm, respectivamente. Utilizando los coeficientes de

embalse para Centroamérica, se estima que la pérdida anual por evaporación en el embalse es de 923.4 mm/año.

Para el cálculo de la avenida máxima probable, primeramente se calculó la precipitación máxima probable. Se utilizó la información de 25 estaciones meteorológicas, 20 de las cuales se encuentran localizadas dentro de la cuenca con un período entre 1944-2014 (70 años). A partir de esto se identificó un grupo de 12 tormentas severas en la cuenca. El máximo histórico registrado fue el evento de diciembre de 1970, el cual se eligió como evento base a maximizar.

Se calculó un coeficiente de maximización de 2.36, el cual fue aplicado a los dos días de mayor intensidad del evento de 1970 (este tuvo una duración total de 5 días) con lo cual se obtiene la tormenta máxima probable.

Debido a que las estaciones de medición de caudal en sitio de presa no poseen registros más allá de 1971, no se generó un hidrograma unitario actualizado. La principal razón es que se tienen registros de los ríos afluentes, con cuencas que poseen características muy distintas, de forma que las avenidas deberían transitarse a la confluencia y se desconoce cómo estas se podrían combinar. Lo anterior le agrega un grado de incertidumbre mayor a la determinación de la AMP. Por esto, se decidió utilizar el hidrograma unitario determinado en 1962 y aplicárselo a la tormenta máxima probable determinada. Se obtiene el hidrograma de la AMP mostrado en la Figura 45 y el Cuadro 8, la cual posee un pico de 4346 m³/s, una duración de 69 horas y un volumen de 474 hm³.

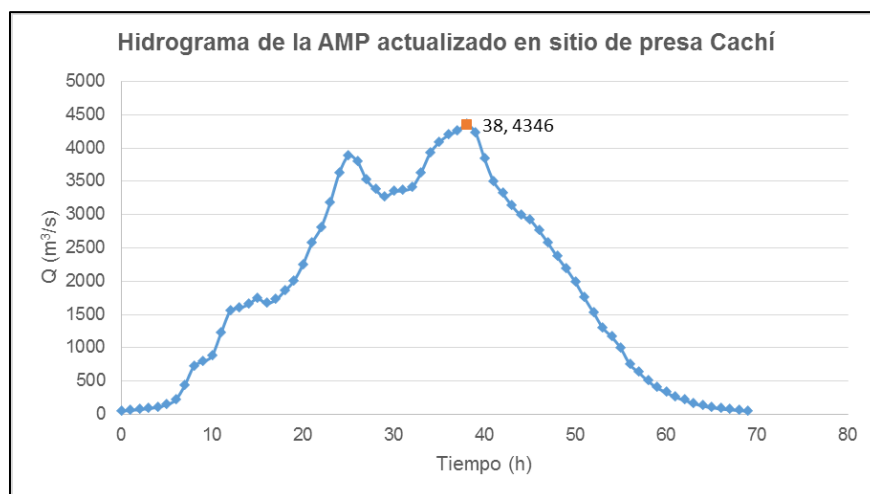


Figura 45. Hidrograma de la AMP actualizada

Fuente: CS Estudios Básicos (ICE), 2015

Cuadro 8. Avenida máxima probable actualizada para la P.H. Cachí

T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)
0	50	18	1852	36	4191	54	1164
1	60	19	2000	37	4254	55	990
2	73	20	2247	38	4346	56	749
3	88	21	2569	39	4229	57	627
4	108	22	2804	40	3835	58	499
5	145	23	3173	41	3496	59	399
6	219	24	3621	42	3315	60	328
7	434	25	3876	43	3134	61	260
8	720	26	3798	44	2990	62	212
9	794	27	3525	45	2920	63	164
10	879	28	3373	46	2759	64	126
11	1224	29	3267	47	2570	65	103
12	1551	30	3342	48	2364	66	81
13	1597	31	3361	49	2184	67	70
14	1648	32	3406	50	1984	68	58
15	1741	33	3624	51	1746	69	50
16	1666	34	3920	52	1527		
17	1719	35	4085	53	1300		

Fuente: CS Estudios Básicos (ICE), 2015

A raíz de la incertidumbre del análisis de frecuencias y la incertidumbre en el cálculo de la AMP se realizó un análisis regional utilizando el programa Tucán. Este análisis se realizó para diversos períodos de retorno, el cual se observa en la Figura 46. Para la cuenca del Caribe, se toma como avenida máxima aquella definida por un período de retorno de 10000 años (conocida como avenida máxima regional, AMR). En el caso de Cachí se tiene un valor pico de la avenida de 4703 m³/s (valor central) con un intervalo del 90% de confianza entre 3447 m³/s - 6411 m³/s. El valor central será el utilizado como la nueva avenida máxima de la planta.

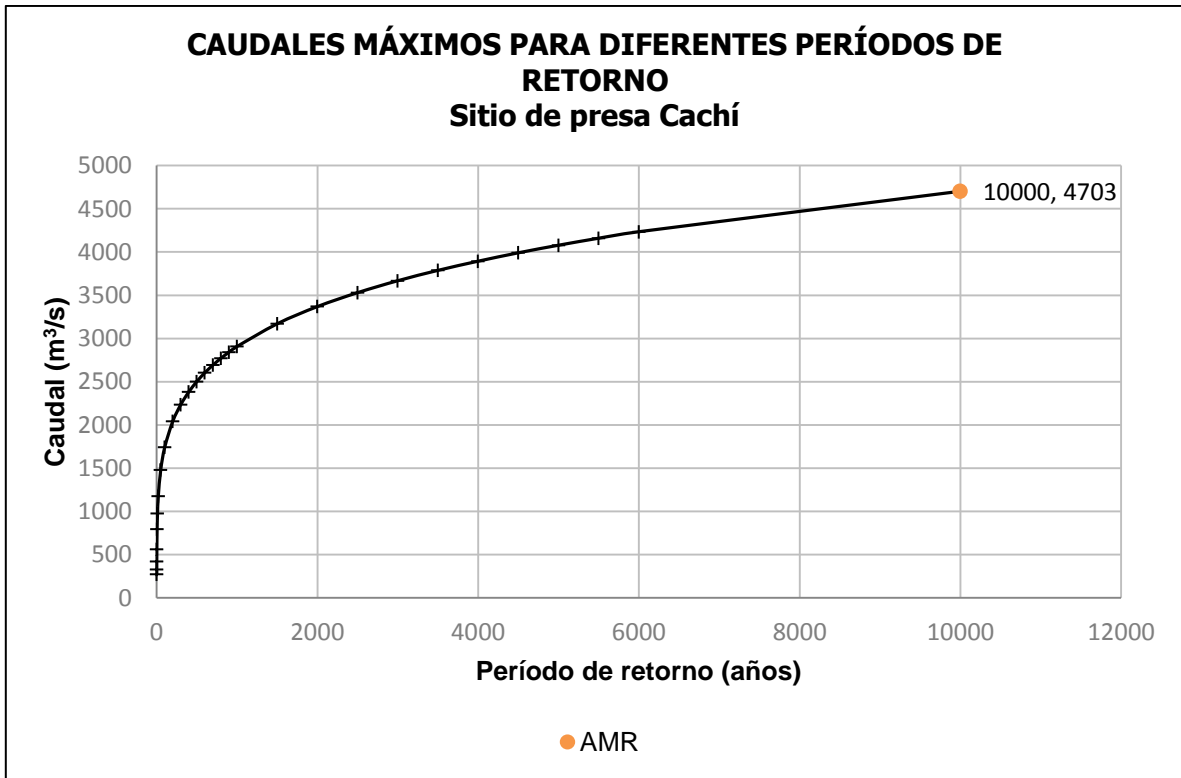


Figura 46. Caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno en el sitio de presa Cachí

4.2.3. Comparación de los estudios hidrológicos

En el Cuadro 9 se muestra un resumen de la principal información extraída de ambos informes hidrológicos.

Cuadro 9. Comparación entre los estudios hidrológicos de 1962 y 2015

Parámetro	Estudio de 1962	Estudio de 2015
Área de la cuenca (km ²)	919	785
Precipitación promedio anual (mm)	2007	2000 (sitio de presa)
Caudal promedio mensual en sitio de presa (m ³ /s)	50.55	53.3
Evaporación promedio anual (mm)	917	923.4
Caudal instantáneo máximo registrado (m ³ /s)	1020	1300
Pico de la avenida de diseño (m ³ /s)	2653	-
Pico de la AMP (m ³ /s)	6772	4346
Duración de la AMP (h)	48	69
Pico de la avenida regional de 10 000 años (m ³ /s)	-	4703
Volumen total de la AMP (hm ³)	214	474

Lo primero que se puede notar del cuadro anterior es que existe una diferencia significativa en el área de la cuenca de 134 km². El área resulta un parámetro significativo para los cálculos hidrológicos, por lo que esta diferencia pueda explicar en parte la disminución de caudales.

Por otra parte, los valores de caudales, precipitación y evaporación parecen haberse mantenido bastante constantes, lo cual indica en primer lugar que a pesar de los cortos registros con los que se calcularon estos parámetros en 1962 se tenía información representativa de la cuenca que permitió estimarlos con bastante certeza.

Segundo, pareciera que no existe un cambio en el clima de la cuenca que se pueda evidenciar en los promedios calculados; es decir, no parece que haya habido un aumento en la precipitación o en la escorrentía de la cuenca. Se aprecia también que el valor de evaporación que en 1962 fue calculado con una estación relativamente lejana al sitio de presa, también representó una aproximación certera. Al compararlo contra el valor obtenido de la estación de Plantel Cachí, se observa que este último es un poco mayor, pero la diferencia es mínima.

En cuanto a caudales instantáneos, se tiene que el máximo registrado fue para la tormenta de diciembre de 1970 (la cual fue la utilizada como base para obtener la TMP) con $1300 \text{ m}^3/\text{s}$. Sin embargo, esta información no es tan representativa, pues el período de registro abarca hasta 1971 en las estaciones que solían estar localizadas en sitio de presa de forma que hay 43 años de registro faltantes en los cuales no es posible saber si se presentó una avenida que haya generado un caudal instantáneo mayor.

Para el informe del 2015 solamente se calcularon las avenidas para eventos extraordinarios, por lo que no se calculó un equivalente a la avenida diseño. Sí resulta importante resaltar el alto valor de amortiguamiento obtenido en 1962. El embalse de Cachí es relativamente pequeño, por lo que se esperan valores de amortiguamiento bajos.

Para la AMP, hubo una reducción de $2426 \text{ m}^3/\text{s}$ en el pico, sin embargo, la duración pasó de 48 a 69 horas. Esto implica que a pesar de la disminución del pico se tiene un incremento en el volumen de agua de la avenida. Las consecuencias de lo anterior deben ser estudiadas con los tránsitos a realizar posteriormente. Nuevamente, se considera que el amortiguamiento obtenido en el tránsito de 1962 ($1822 \text{ m}^3/\text{s}$) es un valor alto para el embalse de Cachí.

Se debe resaltar que lo más ideal hubiera sido generar un hidrograma actualizado, siguiendo el mismo proceso realizado en 1962, donde se comprobó que tan bien reproducía el hidrograma tormentas registradas en la cuenca. Aplicar el hidrograma unitario calculado en 1962 sin conocer cómo se ajusta este a la TMP calculada le agrega aún más incertidumbre al proceso de cálculo asociado a la AMP.

Adicionalmente, en el informe del 2015 se calculó la avenida regional con un valor central de $4703 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 10 000 años. Esta es un método de cálculo de avenidas que ha venido siendo utilizado cada vez más por el ICE. Se tiene el

inconveniente de que no se cuenta con el hidrograma de la avenida, el cual resulta indispensable para realizar los tránsitos por el embalse. Se puede observar que el valor central de la avenida regional es similar al de la AMP, por lo que se decidió utilizar la avenida regional para realizar todos los cálculos posteriores.

Por último, se puede observar la gran diferencia existente en el volumen de las avenidas. La avenida del 2015 tiene un volumen de más del doble de la avenida calculada originalmente. Debido a esto, incluso con una disminución del pico no es posible asegurar que las obras tengan la capacidad de evacuar la avenida.

4.3. Tránsitos de crecientes

A continuación se mostrarán los resultados obtenidos de los tránsitos de crecientes realizados para la AMP de 1962 y para la avenida regional actualizada del 2015. Para realizar estos cálculos, se utilizó el método de Runge-Kutta de tercer orden con un paso de tiempo de 0.5 horas en el primer caso, y de 1 hora en el segundo.

Los insumos necesarios para utilizar este método constan de la curva de capacidad del embalse en términos de área, las curvas de descarga del vertedero y de la descarga de fondo y el hidrograma de entrada de la avenida.

La curva hipsométrica utilizada fue la que se derivó de la información mencionada en el Capítulo 3. Resulta de importancia realizar los cálculos para la curva más reciente con la que se cuenta pues el embalse ha perdido capacidad a lo largo de los años debido a los fuertes procesos de erosión que se han dado en una parte de la cuenca, que finalmente tienen como consecuencia la acumulación de sedimentos en el mismo.

Con respecto a las curvas de descarga del vertedero y de la descarga de fondo, en este Capítulo se utilizarán dos curvas suministradas por el ICE, que representan lo más cercanas a las curvas de descarga originales de ambas estructuras. Esto con el fin de conocer el comportamiento ante las condiciones originales (posteriormente los resultados obtenidos de los tránsitos se revisarán con las curvas de descarga actualizadas).

La curva del vertedero se observa en la Figura 47 y el Cuadro 10. A pesar de que se realizó una amplia búsqueda no fue posible encontrar la curva de descarga libre original de esta estructura. Se cuenta con una curva presentada en un informe del Área de

Hidráulica (ICE) del 2014. Cabe destacar que esta curva no contempla los efectos de las contracciones de pilares y estribos. Además, para construirla se utilizó un valor de carga de diseño de 10.25 m, y como se comprobó en el Capítulo 3, el perfil de la cresta se ajusta mejor a una carga de diseño de 12 m. Por último, se despreció la CVA, y como se verá más adelante, esta sí debe ser tomada en cuenta.

Según esta curva el vertedero tiene una capacidad para descargar 2033 m³/s a la cota 990 msnm, y una capacidad máxima a la cota 995 msnm de 3960 m³/s.

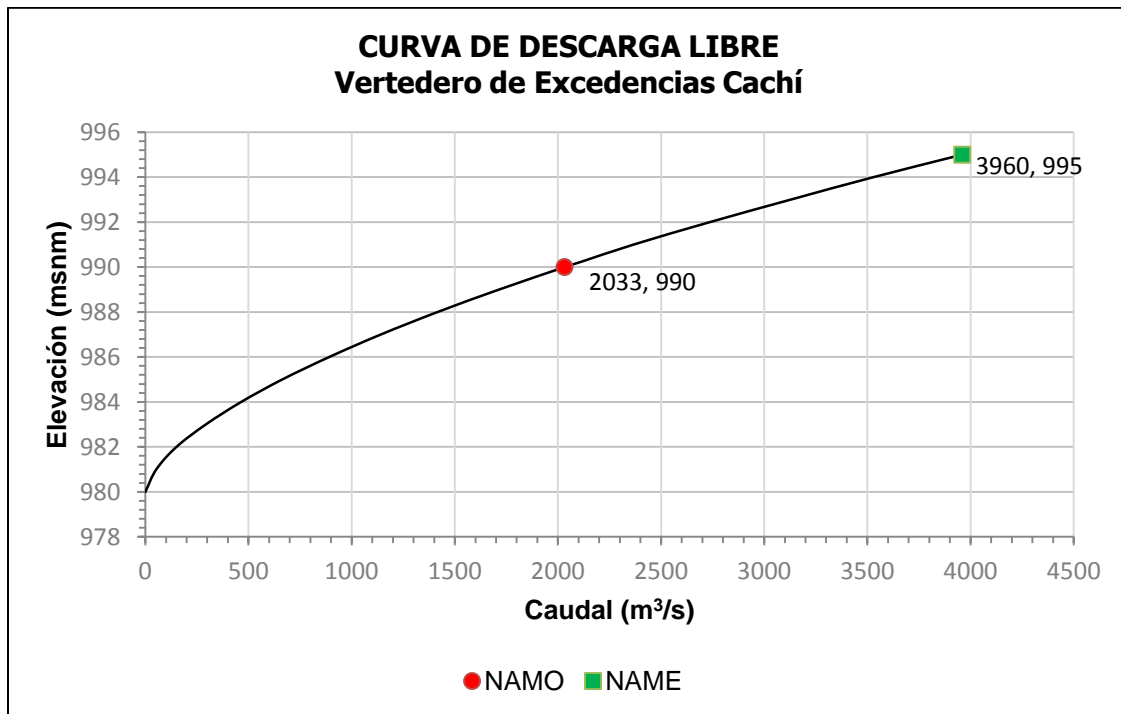


Figura 47. Curva de descarga libre del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí (ICE, 2014)

Fuente: CS Diseño, 2014

Cuadro 10. Curva de descarga libre del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí (ICE, 2014)

Parámetros de diseño					
Altura del paramento aguas arriba P (m)				13	
Carga de diseño sin CVA h_d (m)				10.25	
CVA (m)				0	
Longitud neta de cresta L (m)				30	
Coeficiente de descarga de diseño C_D (adim)				0.687	
Coeficiente de contracción de estribos k_a (adim)				0.0	
Coeficiente de contracción de estribos k_p (adim)				0.0	
Nivel del embalse (msnm)	h (m)	h/h_d	C/C_d	Caudal por un vano (m³/s)	Caudal por ambos vanos (m³/s)
980	0	0.00	-	0	0
981	1	0.10	0.823	27	53
982	2	0.20	0.826	75	151
983	3	0.29	0.875	147	293
984	4	0.39	0.900	232	465
985	5	0.49	0.920	332	664
986	6	0.59	0.940	446	892
987	7	0.68	0.955	571	1142
988	8	0.78	0.970	708	1417
989	9	0.88	0.984	858	1715
990	10	0.98	0.996	1017	2033
990.25	10.25	1.00	1.000	1059	2118
991	11	1.07	1.005	1183	2367
992	12	1.17	1.020	1369	2737
993	13	1.27	1.034	1564	3129
994	14	1.37	1.044	1765	3530
995	15	1.46	1.056	1980	3960

La curva de la descarga de fondo se observa en la Figura 48 y el Cuadro 11 . Esta fue obtenida de un informe generado por COBA (1966) durante una visita realizada debida a los daños ocurridos en la descarga de fondo durante su primera entrada en operación.

Esta tiene una capacidad de 880 m³/s a la cota 990 msnm, y una capacidad máxima a la cota 995 msnm de 933 m³/s.

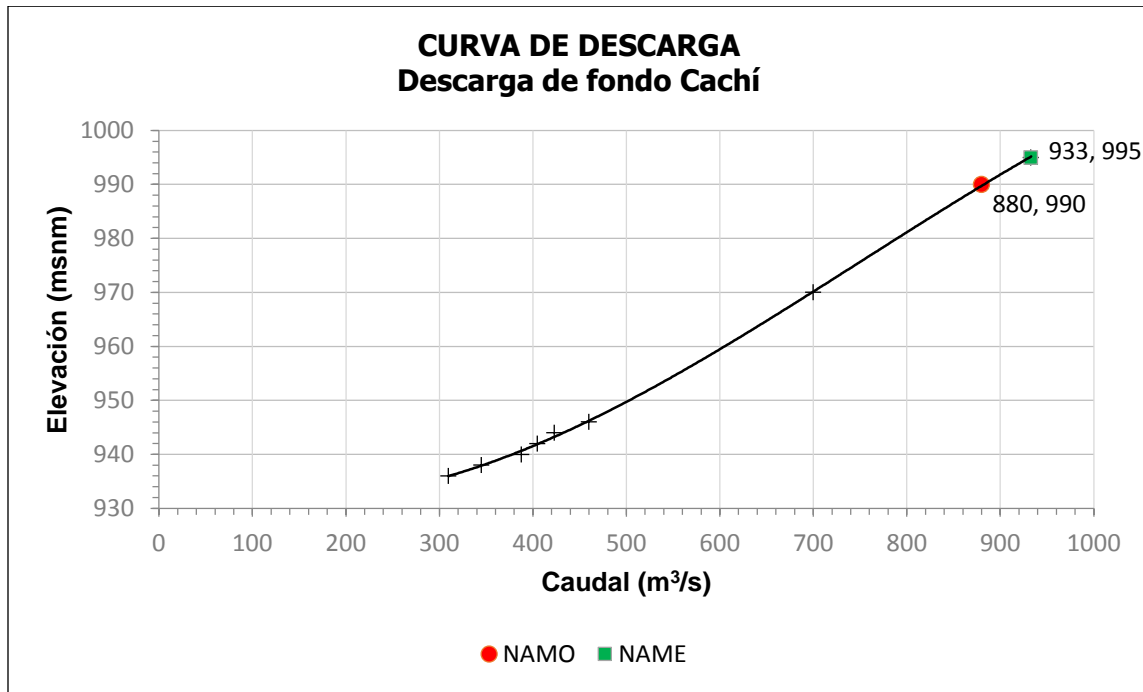


Figura 48. Curva de descarga de la descarga de fondo de la P.H. Cachí (COBA, 1966)

Fuente: Laginha et al., 1966

Cuadro 11. Curva de descarga de la descarga de fondo COBA (1966)

Elevación (msnm)	Q (m ³ /s)
995	933
990	880
970	700
946	460
944	423
942	405
940	388
938	345
936	310

Fuente: Laginha et al., 1966

Para la realización de los tránsitos se hicieron varias suposiciones que deben ser tomadas en cuenta para la interpretación de los resultados:

1. El nivel inicial del embalse será el NAMO, en la cota 990 msnm.
2. **Se utiliza la "regla clásica" de operación de compuertas, donde el** caudal de entrada es igual al caudal de salida, siempre y cuando el nivel del embalse no aumente por encima de la cota 990 msnm.
3. En los casos donde opere la descarga de fondo, se supuso que esta comienza a operar desde el inicio de la avenida en conjunto con el vertedero.

Se estudiaron tres distintos escenarios de operación con el fin de comparar entre sí los resultados obtenidos:

- Vertedero operando solo: se plantea con el fin de saber si es posible prescindir por completo de la descarga fondo durante eventos extremos sin la necesidad de una nueva estructura auxiliar. Esto debido a las posibles implicaciones que podrían haber sobre la descarga de fondo o incluso la presa si la primera entra en operación en condiciones extremas.
- Vertedero y descarga de fondo operando en conjunto: este es el esquema de operación original propuesto en 1962, donde la descarga de fondo debería operar con una capacidad máxima de 1000 m³/s. La capacidad real es un poco menor a este valor. Con el tránsito se espera determinar si el hecho de que la capacidad real sea menor con respecto a aquella propuesta en 1962 tiene implicaciones negativas en el nivel del embalse, así como el efecto del cambio en el pico y el volumen de la avenida.
- Un canal del vertedero y la descarga de fondo operando: este escenario se plantea como una condición crítica donde no fue posible izar una de las compuertas del vertedero.

A continuación se presentan los resultados obtenidos.

4.3.1. Avenida máxima probable de 1962

A manera de comparación con los tránsitos que se presentarán posteriormente, se realiza el tránsito para la AMP estimada en 1962 correspondiente al esquema original de operación propuesto.

Se utilizan las curvas de descarga del vertedero y la descarga de fondo ya presentadas en el apartado anterior.

Por su parte, en el caso de la curva hipsométrica del embalse se sabe que este ha perdido capacidad a causa de la sedimentación. Se cuenta con la curva derivada de sondeos para 1967, sin embargo, como ya se hizo referencia, las curvas obtenidas a partir de este método de medición no poseen información por encima de la cota 990 msnm. Por consiguiente, se decide utilizar la curva derivada del *raster* (Capítulo 3), especialmente porque las partes más altas del embalse sufren menos sedimentación y se puede asumir que el volumen de amortiguamiento de avenidas ha variado de forma poco significativa a lo largo del tiempo.

En la Figura 49 se observan los resultados para este tránsito. En este caso existe un desfase de una hora entre los picos del hidrograma de entrada y salida. El pico del hidrograma de salida en este caso es de 5070 m³/s, correspondiente a un amortiguamiento del embalse de 1752 m³/s.

El nivel máximo alcanzado es de 995.25 msnm, 0.25 m por encima del NAME, y 0.75 m por debajo de la cresta de la presa. Esto implica que bajo este esquema de operación se infringe el NAME, sin embargo, no hay vertido sobre la presa. Dado que este es un evento extremo un aumento del nivel del embalse por encima del NAME podría ser permitido, sin embargo, si este fuera el caso resulta recomendable estudiar las posibles las implicaciones de esta condición sobre la estabilidad de la presa, así como sobre el funcionamiento de las estructuras hidráulicas.

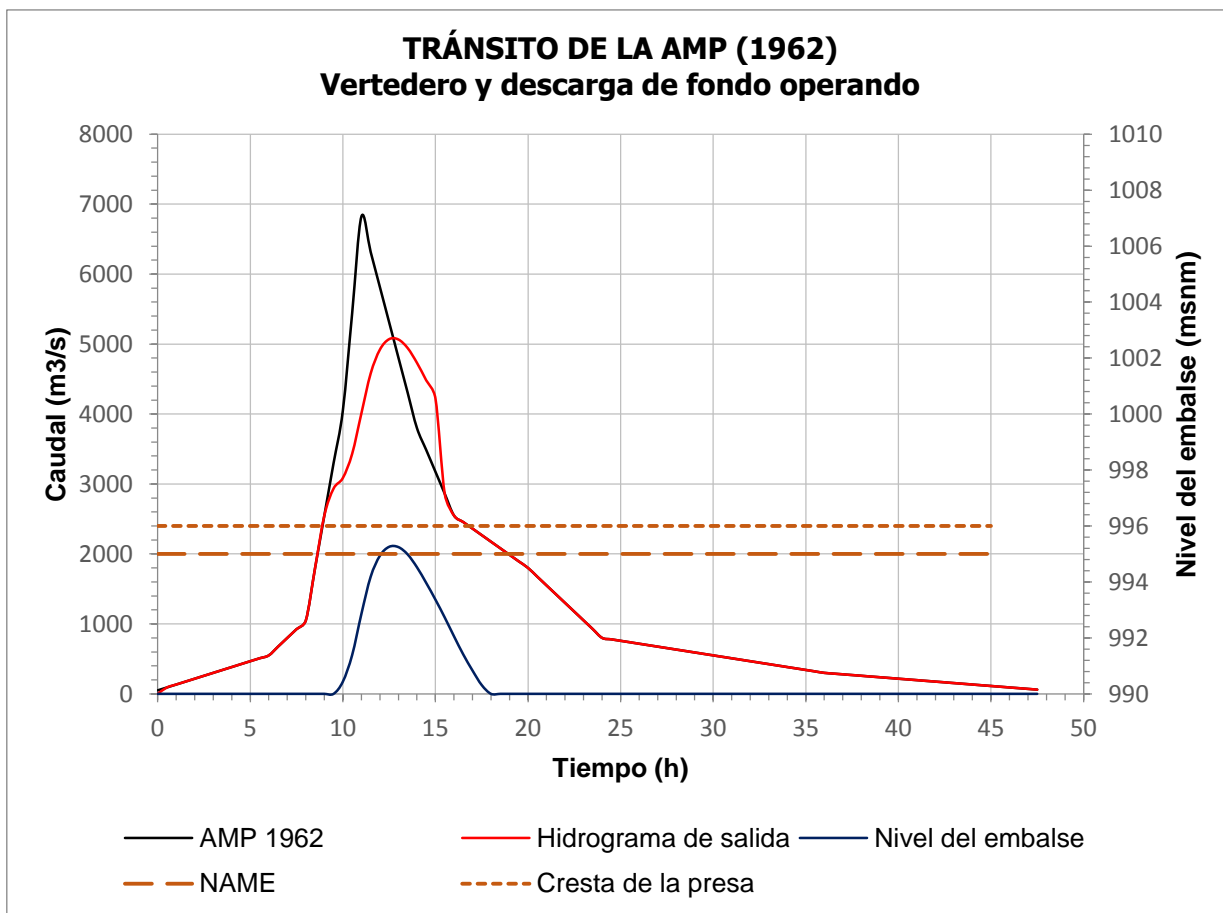


Figura 49. Resultados del tránsito de la AMP de 1962

4.3.2. Avenida máxima regional de 2015

Con los datos mencionados anteriormente para la avenida regional de 10 000 años de período de retorno se realizaron los tránsitos a través del embalse para los escenarios de operación ya mencionados. Estos tránsitos permitirán determinar si el vertedero y la descarga de fondo tienen la capacidad necesaria para evacuar la crecida actualizada.

Dado que el informe hidrológico no presenta el hidrograma de la avenida regional, solamente el pico, y es necesario el primero para poder realizar los tránsitos, se supone que existe una proporcionalidad en las ordenadas de la AMP y el de la AMR. De esta forma se obtiene el hidrograma de entrada que se observa en la Figura 50 y el Cuadro 12.

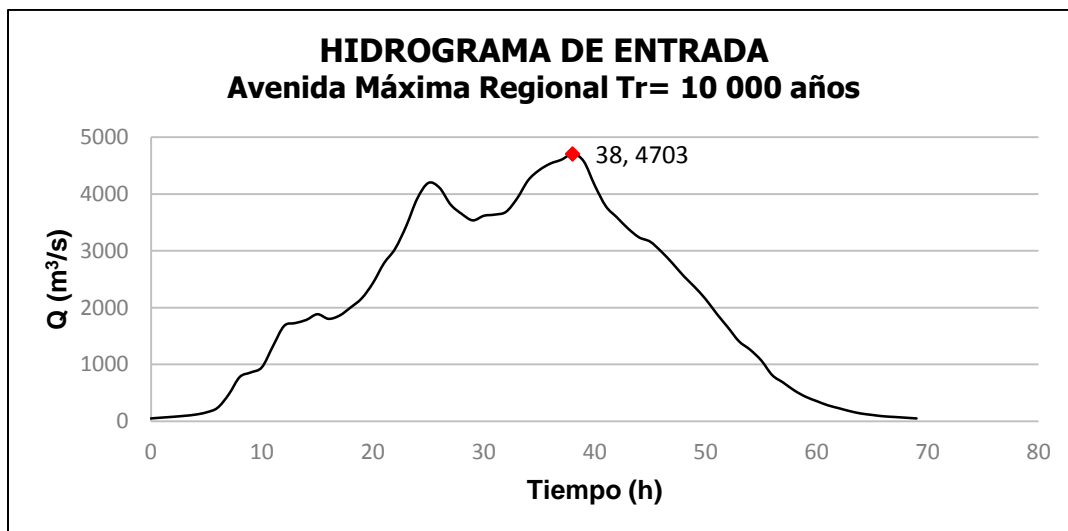


Figura 50. Hidrograma de entrada para la avenida regional con período de retorno de 10 000 años

Cuadro 12. Hidrograma de la avenida regional de 10 000 años de período de retorno

T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)	T (h)	Q (m ³ /s)
0	50	18	2004	36	4535	54	1260
1	65	19	2164	37	4603	55	1071
2	79	20	2432	38	4703	56	811
3	95	21	2780	39	4576	57	679
4	117	22	3034	40	4150	58	540
5	157	23	3434	41	3783	59	432
6	237	24	3918	42	3587	60	355
7	470	25	4194	43	3391	61	281
8	779	26	4110	44	3236	62	229
9	859	27	3815	45	3160	63	177
10	951	28	3650	46	2986	64	136
11	1325	29	3535	47	2781	65	111
12	1678	30	3617	48	2558	66	88
13	1728	31	3637	49	2363	67	76
14	1783	32	3686	50	2147	68	63
15	1884	33	3922	51	1889	69	50
16	1803	34	4242	52	1652		
17	1860	35	4421	53	1407		

4.3.2.1. Escenario 1: Vertedero operando solo

En la Figura 51 se pueden observar los hidrogramas de entrada y salida y el nivel del embalse para este escenario. Como se esperaba, al ser un embalse pequeño, el amortiguamiento del mismo es bajo y el desfase de tiempo entre los hidrogramas es de una hora. El pico del hidrograma de salida es de $4578 \text{ m}^3/\text{s}$, para un amortiguamiento de $125 \text{ m}^3/\text{s}$, que en comparación con la magnitud de la avenida resulta poco significativo.

En cuanto a los niveles del embalse, el nivel máximo alcanzado es de 996.20 msnm , es decir, se encuentra 0.20 m por encima del nivel de la cresta de la presa y 1.20 m sobre el NAME. Lo anterior implica que hay desborde, de forma que el vertedero por sí solo no tiene la capacidad necesaria para evacuar esta avenida.

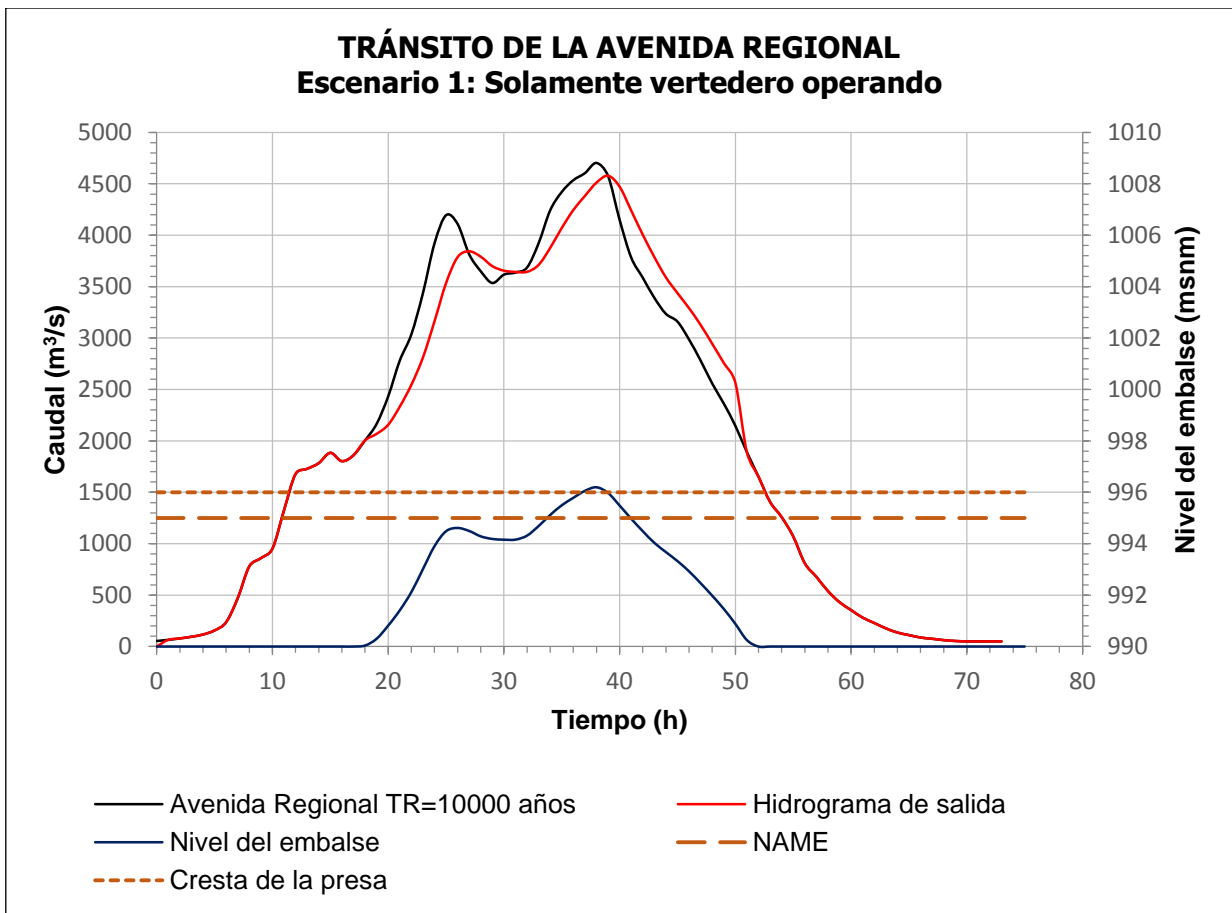


Figura 51. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 1

4.3.2.2. Escenario 2: Vertedero y descarga de fondo operando

En la Figura 52 se pueden observar los hidrogramas de entrada y salida y el nivel del embalse para este escenario. Nuevamente los hidrogramas sufren desfase de una hora. El pico del hidrograma de salida en este caso es de 4542 m³/s, correspondiente a un amortiguamiento del embalse de 161 m³/s. Al igual que en el caso anterior es poco significativo.

Para los niveles del embalse, en este caso se observa una condición mucho más favorable que para el caso anterior. El nivel máximo alcanzado es de 994.10 msnm, 0.90 m por debajo del NAME, y 1.90 m por debajo de la cresta de la presa. Esto implica que bajo este esquema de operación, el cual fue propuesto en el estudio de prefactibilidad del proyecto en 1962, las obras del vertedero y la descarga de fondo operando en conjunto tienen la capacidad de evacuar la avenida.

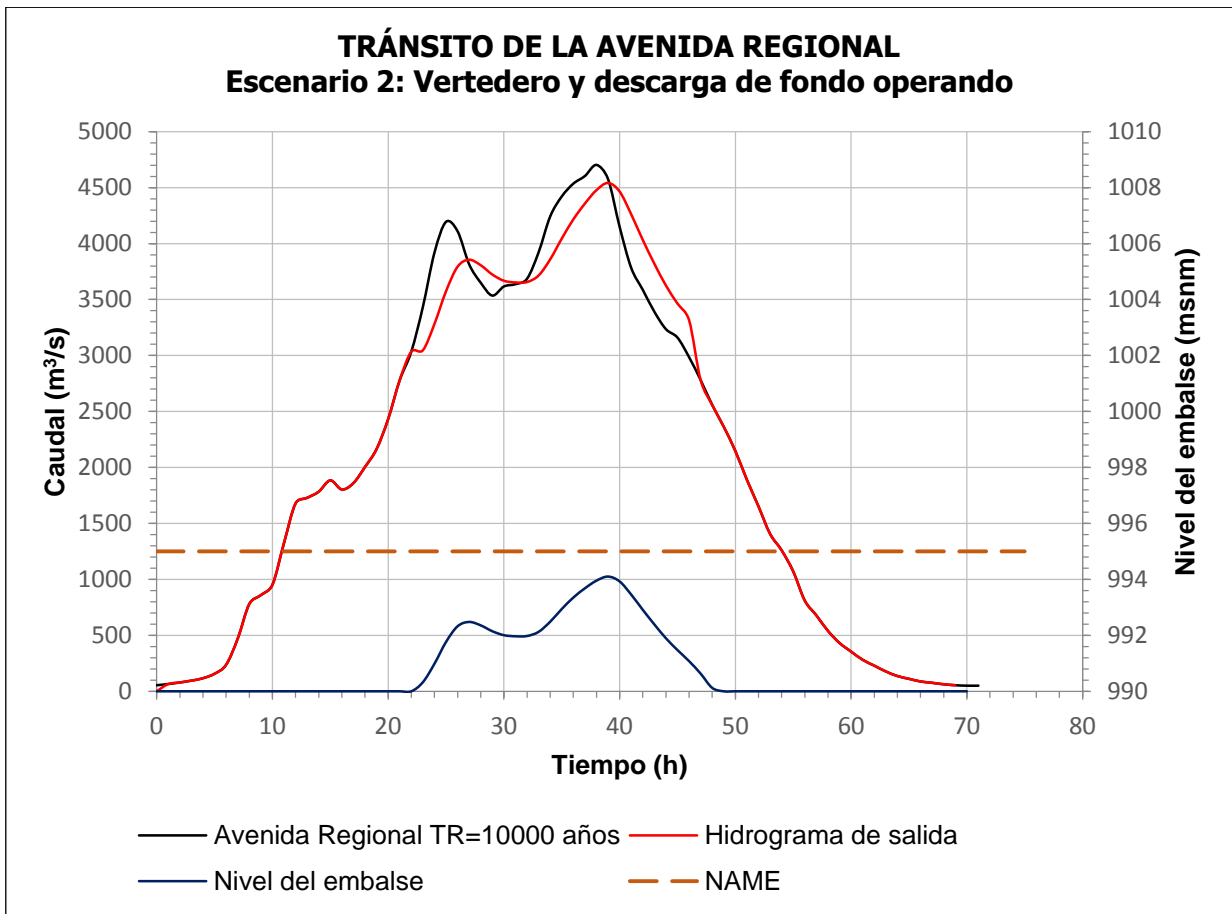


Figura 52. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 2

4.3.2.3. Escenario 3: Un canal del vertedero y descarga de fondo operando

En la Figura 53 se pueden observar los hidrogramas de entrada y salida y el nivel del embalse para este escenario. Como se observa, en este caso el hidrograma de salida presenta una forma bastante distinta los anteriores. Esto sucede debido a que el nivel del agua sube muy por arriba de la cresta de la presa, y el método de cálculo no contempla el vertido sobre la presa.

El nivel máximo del embalse alcanzado es de 1001.12 msnm, 6.12 m por arriba del NAME y 5.12 m por encima de la cresta. Bajo este escenario es posible que ocurra una falla de la presa.

Con estas condiciones es posible notar que la falla de una de las compuertas del vertedero resulta sumamente crítica, puesto que incluso con las restantes estructuras trabajando a su máxima capacidad no es posible evacuar la avenida.

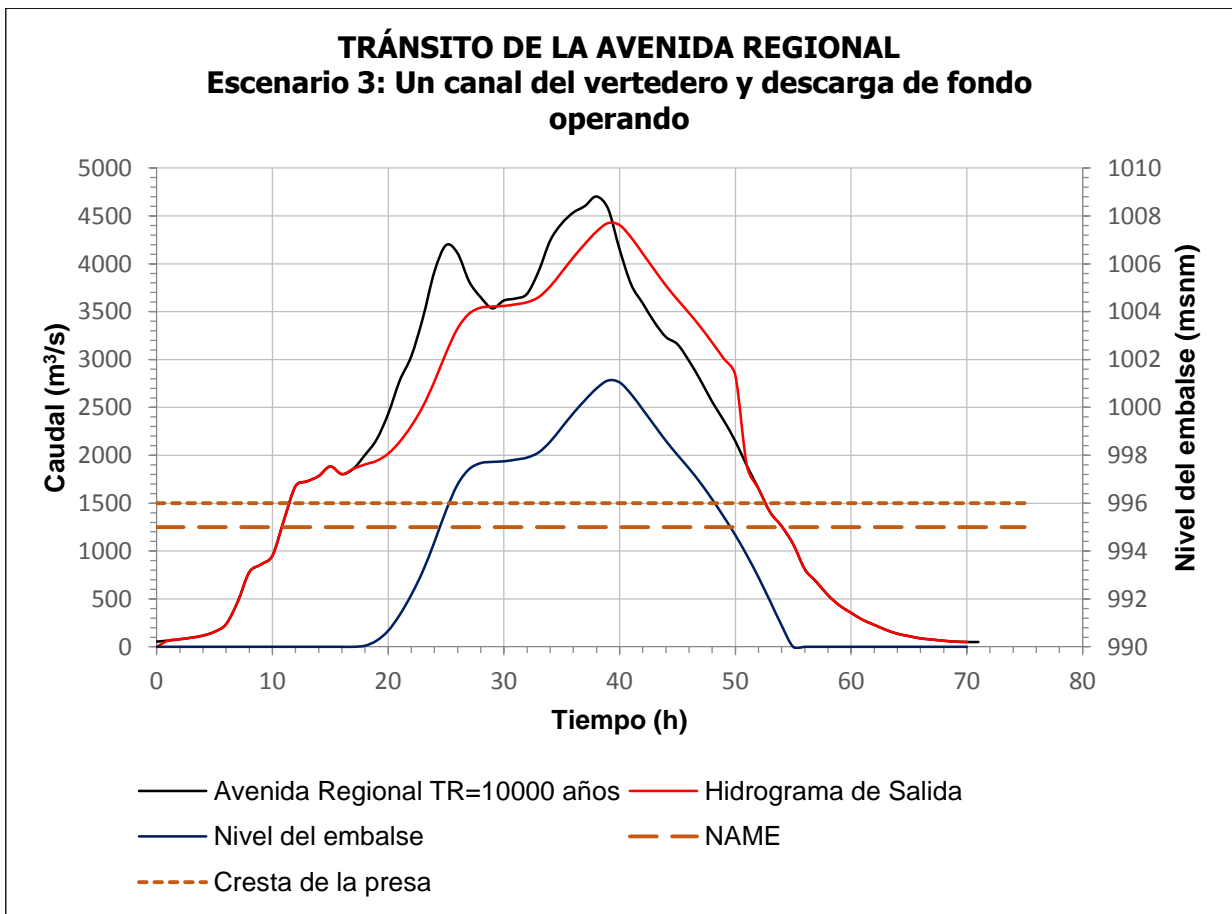


Figura 53. Resultados del tránsito de la avenida regional para el escenario 3

4.4. Análisis de resultados de los tránsitos de crecientes

En el Cuadro 13 se puede observar un resumen de resultados de los tránsitos realizados previamente.

Cuadro 13. Resumen de resultados de los tránsitos de crecientes

AMP 1962	Escenario	Caudal máximo de entrada (m³/s)	Volumen de la avenida (hm³)	Caudal máximo de salida (m³/s)	Nivel máximo del embalse (msnm)	Amortiguamiento (m³/s)
	2	6772	168.8	5070	995.20	1752
AMR 2015	1	4703	414.1	4555	996.15	148
	2			4542	994.10	161
	3			4404	1001.12	278

De estos resultados, la primera información que se debe extraer es que hubo un cambio significativo en la avenida máxima que afecta la forma en que se comporta el embalse durante eventos extremos. La AMP de 1962 presenta un pico muy alto y pronunciado que se alcanza en 11 horas, sin embargo, presenta un volumen relativamente bajo en comparación con la avenida actualizada. Por su parte, la avenida actualizada presenta un pico menor (alcanzado en 38 horas) pero su duración y, por consiguiente, su volumen son mayores.

En vista de que las avenidas poseen duraciones distintas, con el fin de comparar los volúmenes de estas con el volumen de amortiguamiento del embalse se toma como base el caudal de la avenida con un año de período de retorno (Figura 46). De esta forma se obtiene un volumen de 168.8 hm³ para la AMP de 1962, y un volumen de 414.1 Hm³ para la avenida regional. Del Capítulo 3 se recuerda que el volumen de amortiguamiento de avenidas del embalse es de 14.8 Hm³. Por lo tanto, este volumen representa un 8.77% del volumen de la AMP de 1962, y un 3.57% de la AMR.

A partir de estos datos resulta evidente que el volumen de amortiguamiento del embalse es solo un pequeño porcentaje del volumen de las avenidas. También es notable que existe una diferencia importante entre los volúmenes de ambas avenidas, lo cual se

respalda a partir de los amortiguamientos obtenidos: para el escenario 2 para la AMP de 1962 se tiene un valor de 1752 m³/s, mientras que para la avenida regional se tiene un valor de 161 m³/s.

De este análisis es evidente que aunque normalmente se le da mucha más importancia al pico de la avenida, el volumen puede tener más peso en la forma en que el embalse responde a las crecientes. Por esta razón, la forma y duración de los hidrogramas son de vital importancia para este tipo de análisis.

Debe mencionarse que no es posible comparar los resultados obtenidos para la AMP de 1962 con los obtenidos en el informe hidrológico de ese año, ya que para los cálculos realizados en esa época se consideró una presa de menor altura, con el vertedero en la cresta 970 msnm (la cota actual es de 980 msnm) y un embalse de mucho menor capacidad.

En cuanto a los escenarios estudiados, resulta claro que si vertedero y descarga de fondo operan de forma simultánea, a pesar del cambio en las condiciones hidrológicas, es posible evacuar la avenida actualizada. Esto quiere decir que el esquema de operación original resulta válido para la AMR. Se debe destacar para este escenario los resultados obtenidos para la AMP de 1962, donde a pesar de que no se da vertido sobre la presa, sí se supera el NAME por 0.34 m.

Para los otros dos escenarios estudiados se deben mencionar varios aspectos de importancia para efectos de este análisis. No es posible prescindir de alguna de las estructuras de excedencias, ya que habría vertido sobre la presa. Esto quiere decir que si bajo las condiciones extremas de una avenida de esa magnitud alguna de las compuertas del vertedero o de la descarga de fondo no se pudiera izar, o si alguna de estas se obstruyera existe un peligro inminente de desborde de la presa.

Dichos eventos deben ser considerados, ya que durante tormentas de este tipo pueden darse cortes de electricidad o problemas mecánicos en las compuertas. Adicionalmente, el río arrastra objetos que pueden fácilmente bloquear las zonas de entrada de las estructuras de alivio y causar una disminución significativa de su capacidad.

Aunado a esto se debe mencionar que se considera que la descarga de fondo es una estructura vulnerable a cavitación y desgaste al operar bajo cargas altas, que generan velocidades de alrededor de los 30 m/s. Estas velocidades están asociadas a cargas

cercanas a los 45 m ($V = \sqrt{2gH}$). En el caso de Cachí, la diferencia de niveles es de alrededor de los 68 m, por lo que se podría esperar velocidades aún mayores. Normalmente no se recomienda el uso de este tipo de estructuras para evacuar eventos de tal magnitud.

De esta forma, considerando los cambios hidrológicos y la capacidad teórica de las obras de alivio (que será revisada posteriormente) la avenida regional actualizada puede ser evacuada sin vertido sobre la presa si ambas estructuras operan simultáneamente. A pesar de esto, resulta evidente que no se puede prescindir de ninguna forma de alguna de ellas.

Desde un punto de vista de seguridad de presas, esta situación no resulta recomendable. Esto sumado al desconocimiento de las condiciones de operación de la descarga de fondo, y que un daño en esta significaría probablemente sacar la planta de operación para su reparación, representan condiciones a considerar al evaluar la necesidad de una estructura de alivio auxiliar.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE LA OPERACIÓN DE LAS OBRAS DE EXCEDENCIAS

5.1. Introducción

Este capítulo tiene como centro las estructuras de alivio existentes y sus condiciones de operación. Primeramente se realiza una actualización de las curvas de descarga del vertedero, ya que como se vio en el Capítulo 4, no fue posible localizar la curva de descarga libre original de esta estructura y con la que se cuenta no se ajusta a los parámetros de diseño observados en planos y otras referencias. En cuanto a la curva de descarga controlada, existe una calculada en 1978 que se restringe a aperturas pequeñas de las compuertas. Esta curva se actualiza con el método descrito por Hager (1988).

Seguidamente se realiza una revisión y un análisis de los registros de operación de la Planta que permiten conocer, en primer lugar la regla de operación actual de las estructuras de alivio, y en segundo lugar conocer la forma en qué se ha operado durante grandes avenidas que se han presentado en la cuenca. Además se realiza una revisión general de los niveles y caudales máximos presentados en el registro.

Por último, con base en los resultados de los tránsitos se sabe que la descarga de fondo debería utilizarse como vertedero auxiliar durante un evento extremo de la magnitud de la AMR. Aunado a esto, tomando en cuenta también la revisión de los registros de operación, se realiza un análisis de cavitación de la descarga de fondo, con el fin de determinar si es seguro operar esta estructura bajo cargas altas.

5.2. Curvas de descarga actualizadas del vertedero

Como se notó en el Capítulo 4, no se cuenta con la curva de descarga libre original del vertedero. La curva existente fue construida con una carga de diseño que no corresponde con la real y además no se tomaron en cuenta los efectos de contracción de pilares y estribos (coeficiente C_3). Esto justifica la necesidad de actualizar esta curva de descarga, con el fin de utilizar los parámetros que mejor se adecúen a los tomados en cuenta para el diseño original de la estructura.

Por su parte, la curva de descarga controlada existente fue calculada en 1978 con el método propuesto por el USACE en el HDC y contempla únicamente aperturas pequeñas de la compuerta pues está pensada para la regulación de avenidas menores. Actualmente existe el método de Hager (mencionado en el Capítulo 2) el cual da mejores resultados que el del USACE. Aunado a esto, se requiere que la curva de descarga controlada contemple aperturas mayores que permita regular en todo el rango de caudales de operación del vertedero.

5.2.1. Descarga libre

Para esta curva se utilizó el método del USBR (1987) mencionado en el Capítulo 2. Para esto se utilizan la Figura 7, Figura 9 y Figura 8 con el fin de obtener los coeficientes C_0 , C_1 y C_2 , respectivamente. En este caso, dado que la carga de diseño es de 12 m, y la altura del paramento aguas arriba es de 13 m, la relación $P/h_d = 1.08$. Según Chow (1994), se puede desprestigiar la carga de velocidad de aproximación en vertederos altos donde $P/h_d = 1.33$, por lo que para el caso en estudio se debe tomar en cuenta la CVA.

Este vertedero no posee canal de aproximación, por lo que la velocidad puede ser calculada de la siguiente forma:

$$V_{aprox} = \frac{q}{P + h} \quad (34)$$

Donde:

V_{aprox} : velocidad de aproximación.

q : caudal unitario.

P : altura del paramento aguas arriba.

h : nivel de la superficie del agua sobre la cresta del vertedero (carga sin CVA).

Dado que no se conoce el caudal de diseño, se debe realizar un proceso iterativo con el fin de determinar la velocidad de aproximación, que a su vez se requiere para obtener la carga de diseño con CVA y el coeficiente C_0 . Se obtiene una velocidad de aproximación para la condición de diseño de 2.94 m/s, lo que implica una CVA de 0.44 m. Esto quiere decir que la carga de diseño del vertedero es de 12.44 m, para una relación $P/H_d = 1.04$. Del gráfico de la Figura 7 se obtiene un coeficiente C_0 de $2.15 \text{ m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$.

El coeficiente C_7 es igual a la unidad pues el paramento aguas arriba es vertical. El coeficiente C_2 se debe determinar para cada carga específica a partir de la Figura 9. Para la condición de diseño este es igual a la unidad.

Por otra parte, para el cálculo del coeficiente C_3 correspondiente al efecto de pilas y estribos se deben seleccionar los coeficientes de contracción k_a y k_p . Como se hizo referencia en el Capítulo 3, el pilar y los estribos del vertedero de Cachí presentan una inclinación que reduce las perturbaciones en la zona de entrada del mismo, reduciendo a su vez los coeficientes de contracción. Se tiene el problema de que se desconoce cuánto es el efecto de esta inclinación sobre los coeficientes de contracción, así como el efecto global que estos coeficientes puedan tener sobre el caudal de descarga.

Por esto, se realizó un análisis de sensibilidad para determinar cuánto afectan los coeficientes de contracción k_a y k_p sobre el coeficiente C_3 , y a su vez cómo afecta este al caudal descargado.

Se inició realizando un análisis de sensibilidad de una variable para cuantificar el efecto de k_a y k_p sobre C_3 . Los valores de k_a se variaron entre 0.0 y 0.1 (este último es el valor recomendado por el USBR para estribos redondeados, con radios de $0.5H_d$ a $0.15H_d$, con el muro a 90° con la dirección del flujo). Por su parte, para k_p se variaron los valores entre 0.00 y 0.01 (valor recomendado por el USBR para pilas con nariz redondeada). Los valores bases del análisis son $k_a = 0.1$ y $k_p = 0.01$, para los cuales se obtiene un valor de C_3 de 0.909. En el Cuadro 14 y Cuadro 15 se puede observar el resultado de este análisis.

Cuadro 14. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de k_a sobre C_3

Efecto de estribos			
k_a	C_3	Porcentaje de variación k_a	Porcentaje de variación C_3
0.000	0.992	100%	9.1%
0.025	0.971	75%	6.8%
0.050	0.950	50%	4.6%
0.075	0.930	25%	2.3%
0.100	0.909	0%	0.0%

Cuadro 15. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de k_p sobre C_3

Efecto de pilas			
k_p	C_3	Porcentaje de variación k_p	Porcentaje de variación C_3
0.0000	0.917	100%	0.91%
0.0025	0.915	75%	0.68%
0.0050	0.913	50%	0.46%
0.0075	0.911	25%	0.23%
0.0100	0.909	0%	0.00%

Se puede observar que la variación de k_a tiene un mayor impacto sobre C_3 , lo cual es esperable, ya que los valores de k_a son mayores que los de k_p . Adicionalmente, el vertedero de Cachí posee solo una pila, por lo que su efecto es menos significativo que si fueran varias. Por ejemplo, una variación del 25% de k_a representa una variación de 2.3% en C_3 , mientras que para un 25% de variación en k_p , C_3 cambia en un 0.23%.

Un análisis de sensibilidad de dos variables permite observar el efecto de la variación simultánea de k_a y k_p sobre C_3 . Los resultados se pueden observar en el Cuadro 16.

Cuadro 16. Análisis de sensibilidad de dos variables para conocer el efecto conjunto de k_a y k_p sobre C_3

Efecto de pila k_p	Efecto de estribos k_a					
	-	0.000	0.025	0.050	0.075	0.100
0.0000	1.000	0.979	0.959	0.938	0.917	
0.0025	0.998	0.977	0.956	0.936	0.915	
0.0050	0.996	0.975	0.954	0.934	0.913	
0.0075	0.994	0.973	0.952	0.932	0.911	
0.0100	0.992	0.971	0.950	0.930	0.909	

De este cuadro se extrae que para los valores escogidos de k_a y k_p se tiene una variación de C_3 entre 0.909 y 1.000, lo cual implica que dentro de ese rango de coeficientes de contracción, C_3 puede variar hasta en un 10%.

Conociendo los valores mínimo y máximo de C_3 , se procede a realizar un análisis de sensibilidad de una variable del efecto de este coeficiente sobre el caudal descargado. Con los coeficientes previamente determinados ($C_0=2.15$, $C_1=1$, $C_2=1$, $C_3=0.909$) es posible calcular el caudal para la carga de diseño, siendo este 2572 m³/s. Este es el valor base para el análisis de sensibilidad. Los resultados se pueden observar en el Cuadro 17.

Cuadro 17. Análisis de sensibilidad de una variable para conocer el efecto de C_3 sobre el caudal de descarga del vertedero

C_3	Caudal Q (m ³ /s)	Porcentaje de variación C_3	Porcentaje de variación de Q
0.909	2572	0.0%	0.0%
0.919	2601	1.1%	1.1%
0.929	2629	2.2%	2.2%
0.939	2658	3.3%	3.3%
0.949	2686	4.4%	4.4%
0.954	2701	5.0%	5.0%
0.959	2714	5.5%	5.5%
0.969	2742	6.6%	6.6%
0.979	2771	7.7%	7.7%
0.989	2799	8.8%	8.8%
0.999	2827	9.9%	9.9%
1.000	2830	10.0%	10.0%

En vista de que el caudal depende de forma directamente proporcional con el coeficiente C_3 , por lo que los porcentajes de variación serán iguales. Esto implica que una variación del 1% sobre el coeficiente C_3 significa una variación del 1% en el caudal de descarga. Así, dentro del rango de valores escogidos de coeficientes de contracción se puede esperar una variación en el caudal de 257 m³/s, correspondiente a un 10% con respecto al valor original de 2572 m³/s.

De este análisis se puede extraer que las variaciones en los coeficientes de contracción de pilares y estribos que parecen ser pequeñas o poco significativas, pueden generar cambios en el caudal de descarga relativamente grandes. Se debe destacar que no se consideraron valores negativos de k_p , los cuales parecen ser comunes en la práctica cuando se opera

bajo cargas altas. Este efecto ocasionaría un porcentaje de variación en el caudal aún más alto.

Debido a la incertidumbre que se tiene con respecto al efecto real de la inclinación de los estribos y el pilar sobre los coeficientes de contracción respectivos, y estos solamente podrían ser determinados a partir de un modelo hidráulico, se decide utilizar los coeficientes recomendados por el USBR de $k_a = 0.1$ y $k_p = 0.01$. Esta es una decisión conservadora, pues se está limitando la capacidad del vertedero, pero se prefiere en tanto que esto representaría una situación crítica al realizar los tránsitos de crecientes.

Adicionalmente, se decidió mantener los coeficientes de contracción (k_a y k_p) constantes, independientemente de la carga con la que opere el vertedero, a pesar de que en realidad estos sí varían. A pesar de que k_a y k_p no varían, el coeficiente C_3 sí lo hace, pues este depende directamente de la carga.

Con las consideraciones mencionadas previamente, se construye la curva de descarga libre que se aprecia en la Figura 54. En esta se aprecia tanto el nivel de energía como el nivel del embalse para todo el rango de elevaciones considerado hasta el NAME (995 msnm). En el Cuadro 18 se observan los parámetros de diseño mencionados previamente que se utilizaron para construir la curva, junto con los valores obtenidos.

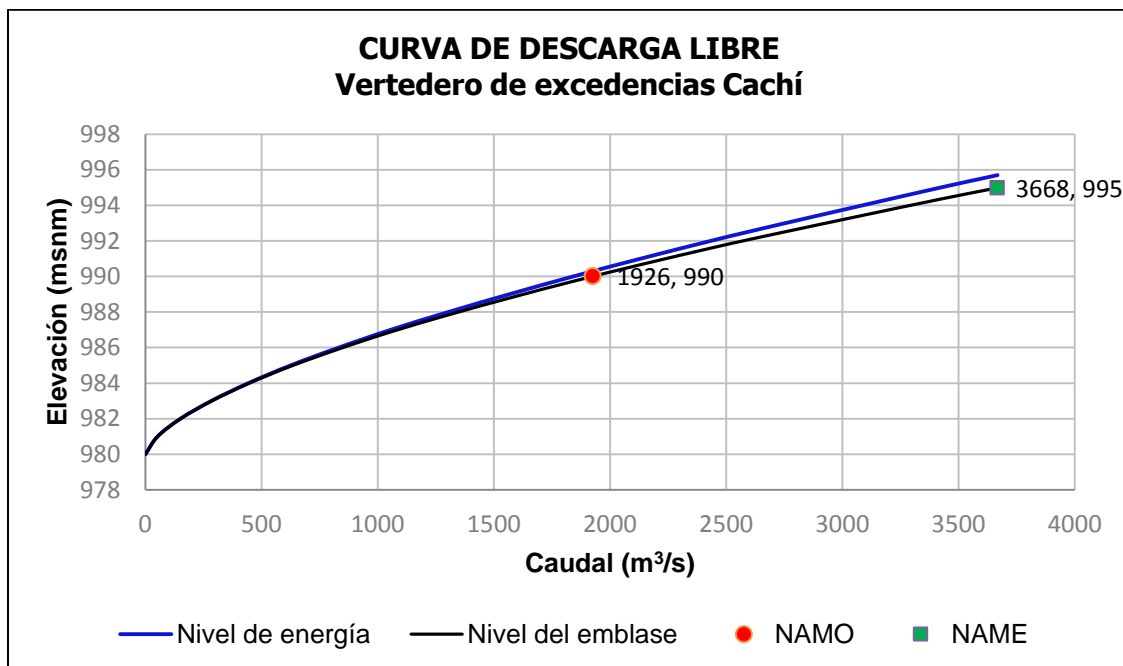


Figura 54. Curva de descarga libre actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

Cuadro 18. Parámetros de diseño y curva de descarga libre actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

Parámetros de diseño						
Altura del paramento aguas arriba P (m)		13				
Carga de diseño sin CVA h_d (m)		12				
CVA (m)		0.44				
Carga de diseño con CVA H_d (m)		12.44				
Longitud neta de cresta L (m)		30				
Coeficiente de descarga de diseño C_D ($m^{1/2} s^{-1}$)		2.15				
Coeficiente de contracción de estribos k_a (adim)		0.1				
Coeficiente de contracción de estribos k_p (adim)		0.01				
Curva de descarga						
Nivel de energía (msnm)	Nivel del embalse (msnm)	H/ H_d	C_1	C_2	C_3	Q (m^3/s)
980.00	980.00	0.00	1.00	0.000	1.000	0
981.00	981.00	0.08	1.00	0.817	0.993	52
982.00	982.00	0.16	1.00	0.839	0.985	151
983.00	982.99	0.24	1.00	0.865	0.978	284
984.00	983.97	0.32	1.00	0.884	0.971	443
985.00	984.95	0.40	1.00	0.900	0.963	625
986.00	985.92	0.48	1.00	0.918	0.956	832
987.00	986.88	0.56	1.00	0.932	0.949	1056
988.00	987.84	0.64	1.00	0.949	0.941	1304
989.00	988.78	0.72	1.00	0.963	0.934	1566
990.00	989.73	0.80	1.00	0.974	0.927	1841
991.00	990.66	0.88	1.00	0.985	0.919	2131
992.00	991.59	0.96	1.00	0.995	0.912	2433
992.44	992.00	1.00	1.00	1.000	0.909	2572
993.00	992.52	1.04	1.00	1.007	0.905	2754
994.00	993.43	1.13	1.00	1.018	0.897	3086
995.00	994.35	1.21	1.00	1.026	0.890	3422
995.70	994.99	1.26	1.00	1.033	0.885	3668

5.2.2. Descarga controlada

Como ya se dijo, para la curva de descarga controlada se utilizó el método de Hager (1988). En el Capítulo 2 se hace referencia brevemente a este método, que propone una ecuación de descarga modificada que, según los resultados obtenidos por Hager, genera una menor dispersión del coeficiente de descarga en contraposición con el método desarrollado por el USACE.

Hager realiza la deducción de las ecuaciones a utilizar a partir de un perfil WES estándar con paramento aguas arriba vertical. De acuerdo a lo descrito en el Capítulo 3, el vertedero de Cachí no presenta un perfil estándar y este se define por las ecuaciones (31), (32) y (33). Por esta razón fue necesario derivar las ecuaciones a utilizar, siguiendo las derivaciones y suposiciones hechas por Hager para el perfil WES.

A continuación se muestran las ecuaciones que se utilizaron para el cálculo de la curva de descarga controlada del vertedero. Para ver la derivación más detallada de las mismas, ver el Apéndice 2. Se debe aclarar que los símbolos representados por mayúsculas han sido normalizados por la carga de diseño (sin CVA).

Perfil de la cresta	$z = \frac{x^3}{327.41} - \frac{x^2}{14.42}$	(35)
Definición del asiento de la compuerta	$(x_s - x_t)^2 + \left[\left(\frac{x_s^3}{327.41} - \frac{x_s^2}{14.42} \right) - z_t \right]^2 = r_g^2$	(36)
Definición del ángulo formado por la tangente a la compuerta	$\tan \alpha = \left(\left[\left(\frac{R_g}{X_l - X_t} \right)^2 - 1 \right]^{-1/2} \right)$	(37)
Definición del ángulo formado por la tangente al perfil	$\tan \theta = \left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right)$	(38)
Ángulo de apertura de la compuerta	$\beta = \theta - \alpha$	(39)
Definición del punto sobre el perfil para una determinada apertura de la compuerta	$\frac{J}{109.137} x_w^2 + \left(1 - \frac{J}{7.21} \right) x_w - x_l = 0$	(40)
Definición de la distancia mínima entre la compuerta y el perfil	$J = z_l - \left(\frac{x_l^3}{327.41} - \frac{x_l^2}{14.42} \right)$	(41)
Definición de la distancia mínima entre la compuerta y el perfil	$G^2 = (X_l - X_w)^2 + (Z_l - Z_w)^2$	(42)

$$\text{Coeficiente de descarga} \quad C_H = 0.908 \left(1 - \frac{\beta}{277}\right) \left(\frac{h}{h_d}\right)^{0.12} \quad (14)$$

$$\text{Carga efectiva} \quad h_e = h + \left(\frac{x_l^3}{327.41} - \frac{x_l^2}{14.42}\right) \quad (43)$$

$$\text{Caudal de descarga controlada} \quad Q = C_H (Gh_D)L\sqrt{2gh_e} \quad (13)$$

Donde:

x_s, z_s : coordenadas del asiento de la compuerta.

x_t, z_t : coordenadas del pivote de la compuerta.

x_l, z_l : coordenadas del labio de la compuerta.

x_w, z_w : coordenadas del punto sobre el perfil de la cresta correspondiente para una determinada posición del labio de la compuerta.

r_g : radio de la compuerta.

α : ángulo formado por la tangente a la compuerta y la horizontal.

θ : ángulo formado por la tangente al perfil y la horizontal.

β : ángulo de apertura de la compuerta.

G, g : menor distancia entre el labio de la compuerta y el perfil de la cresta.

h_e : carga efectiva sobre el sello de la compuerta.

A partir de estas ecuaciones se calcula la curva de descarga controlada actualizada, la cual se muestra en la Figura 55. Estas curvas fueron calculadas para valores de la elevación del labio de la compuerta entre 980 – 990 msnm. La razón por la cual no todas las curvas se calculan hasta la carga máxima (995 msnm), es porque para aperturas pequeñas y cargas altas habría vertido sobre la compuerta. Los resultados se observan en el Cuadro 19. Los valores resaltados en gris corresponden a descarga libre.

Cuadro 19. Curva de descarga controlada actualizada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

Z_i (msnm)	x_i (m)	g (m)	β (°)	Nivel del embalse (msnm)	h (m)	h_e (m)	C_H	Q (m³/s)
980	2.47	0.327	63.8	980.5	0.50	0.84	0.477	19
				981.5	1.50	1.84	0.544	32
				982.5	2.50	2.84	0.579	42
				983.5	3.50	3.84	0.603	51
				984.5	4.50	4.84	0.621	59
				985.5	5.50	5.84	0.636	67
				986.5	6.50	6.84	0.649	74
				987.5	7.50	7.84	0.660	80
				988.5	8.50	8.84	0.670	87
				989.5	9.50	9.84	0.679	93
981	2.17	1.26	70.1	982.0	2.00	2.30	0.547	139
				983.0	3.00	3.30	0.574	174
				984.0	4.00	4.30	0.595	206
				985.0	5.00	5.30	0.611	235
				986.0	6.00	6.30	0.624	262
				987.0	7.00	7.30	0.636	287
				988.0	8.00	8.30	0.646	311
				989.0	9.00	9.30	0.655	334
				990.0	10.00	10.30	0.664	356
				991.0	11.00	11.30	0.671	377
982	2.08	2.218	75.7	983.0	3.00	3.27	0.559	286
				984.0	4.00	4.27	0.578	352
				985.0	5.00	5.27	0.594	402
				986.0	6.00	6.27	0.607	448
				987.0	7.00	7.27	0.619	492
				988.0	8.00	8.27	0.629	533
				989.0	9.00	9.27	0.637	572

				990.0	10.00	10.27	0.646	610
				991.0	11.00	11.27	0.653	646
				992.0	12.00	12.27	0.660	681
				992.5	12.50	12.77	0.663	699
				984.5	4.50	4.77	0.572	530
				985.5	5.50	5.77	0.586	598
				986.5	6.50	6.77	0.597	660
				987.5	7.50	7.77	0.608	720
				988.5	8.50	8.77	0.617	776
				989.5	9.50	9.77	0.625	830
				990.5	10.50	10.77	0.633	882
				991.5	11.50	11.77	0.640	932
				992.5	12.50	12.77	0.646	981
				993.5	13.50	13.77	0.652	1028
				985.5	5.50	5.78	0.571	743
				986.5	6.50	6.78	0.583	846
				987.5	7.50	7.78	0.593	922
				988.5	8.50	8.78	0.602	994
				989.5	9.50	9.78	0.610	1063
				990.5	10.50	10.78	0.618	1130
				991.5	11.50	11.78	0.624	1194
				992.5	12.50	12.78	0.631	1256
				993.5	13.50	13.78	0.636	1316
				994.5	14.50	14.78	0.642	1375
				987.0	7.00	7.32	0.575	1074
				988.0	8.00	8.32	0.584	1164
				989.0	9.00	9.32	0.592	1249
				990.0	10.00	10.32	0.600	1331
				991.0	11.00	11.32	0.607	1410
				992.0	12.00	12.32	0.613	1487
				993.0	13.00	13.32	0.619	1561
				994.0	14.00	14.32	0.625	1633
				995.0	15.00	15.32	0.630	1703

986	2.47	6.220	94.1	988.0	8.00	8.38	0.571	1349
				989.0	9.00	9.38	0.579	1466
				990.0	10.00	10.38	0.587	1562
				991.0	11.00	11.38	0.593	1654
				992.0	12.00	12.38	0.600	1743
				993.0	13.00	13.38	0.605	1830
				994.0	14.00	14.38	0.611	1914
				995.0	15.00	15.38	0.616	1996
987	2.76	7.255	98.1	989.5	9.50	9.96	0.570	1735
				990.5	10.50	10.96	0.577	1842
				991.5	11.50	11.96	0.583	1945
				992.5	12.50	12.96	0.589	2046
				993.5	13.50	13.96	0.595	2143
				994.5	14.50	14.96	0.600	2237
				995.0	15.00	15.46	0.602	2283
988	3.13	8.307	102.0	990.5	10.50	11.09	0.564	2075
				991.5	11.50	12.09	0.571	2190
				992.5	12.50	13.09	0.576	2302
				993.5	13.50	14.09	0.582	2410
				994.5	14.50	15.09	0.587	2516
				995.0	15.00	15.59	0.589	2568
989	3.60	9.379	105.9	991.5	11.50	12.25	0.558	2403
				992.5	12.50	13.25	0.564	2558
				993.5	13.50	14.25	0.569	2677
				994.5	14.50	15.25	0.574	2793
				995.0	15.00	15.75	0.576	2850
990	4.17	10.478	109.8	992.8	12.80	13.78	0.552	2855
				993.0	13.00	13.98	0.553	2881
				993.5	13.50	14.48	0.556	2945
				994.0	14.00	14.98	0.558	3009
				994.5	14.50	15.48	0.561	3071
				995.0	15.00	15.98	0.563	3133

5.2.3. Corrección de los tránsitos de crecientes

Una vez actualizadas las curvas de descarga, se recalculan los tránsitos de crecientes presentados en el Capítulo 4 con el fin de conocer el efecto que puede tener la disminución de la capacidad del vertedero.

Nuevamente se utiliza la regla clásica de operación de compuertas. En el Cuadro 20 se puede observar un resumen de los resultados obtenidos para los tránsitos realizados con la curva de descarga libre actualizada del vertedero de excedencias. En este caso no se presentan los hidrogramas de entrada y salida, y los niveles del embalse de forma gráfica pues las diferencias en los valores con respecto a los tránsitos del Capítulo 4 son pequeñas y no se aprecian en los gráficos.

Cuadro 20. Resumen de resultados de los tránsitos de crecientes realizados con la curva de descarga actualizada del vertedero

AMP 1962	Escenario	Caudal máximo de entrada (m³/s)	Volumen de la avenida (hm³)	Caudal máximo de salida (m³/s)	Nivel máximo del embalse (msnm)	Amortiguamiento (m³/s)
	2	6772	168.8	4941	995.85	1881
AMR 2015	1	4703	414.1	4520	997.17	183
	2			4515	994.78	188
	3			4394	1002.51	309

Como es de esperarse, los caudales máximos de salida en todos los casos son menores en comparación con los resultados del Capítulo 4. De la misma forma, los niveles máximos del embalse alcanzados son mayores en todos los casos. Se deben destacar los casos de los escenarios 1 y 3 para la AMR donde el aumento del nivel con respecto a los resultados anteriores es de más de un metro en ambos casos. Esto implica que la reducción de casi 300 m³/s de capacidad en la curva del vertedero hasta la cota 995 msnm genera una acumulación importante de la avenida en el embalse que puede llegar a implicar un aumento del nivel de hasta 1.34 m en el caso más crítico. Esto también es lo que genera que los amortiguamientos sean mayores.

A pesar de esto se debe destacar que para el escenario 2 de la AMR el nivel del embalse se sigue manteniendo por debajo del NAME, por lo que para el esquema original de operación la avenida sí puede ser evacuada sin problemas.

5.3. Revisión de los registros de operación

Con el fin de conocer la forma en que ha operado la Planta a lo largo de su historia se solicitaron los registros de operación, registros de avenidas y niveles máximos del embalse.

Estos registros permiten conocer cuáles son los caudales máximos que han entrado al embalse en comparación con las avenidas máximas calculadas por el Área de Hidrología, así como la forma en que se han operado las obras de excedencias durante este tipo de eventos. Los registros digitales entregados presentan información entre los años 1977 a 2015 con un faltante de cinco años dentro de ese período (1979, 1982, 1988, 2001 y 2005).

Adicional a la información proporcionada por el Centro de Producción Cachí, se conversó con uno de los operadores de la Planta sobre cuál es la regla de operación seguida durante avenidas. Esta se puede comparar con la regla de operación supuesta para los tránsitos realizados en el Capítulo 4 (regla clásica) y con la nueva regla de operación a proponer en el Capítulo 6.

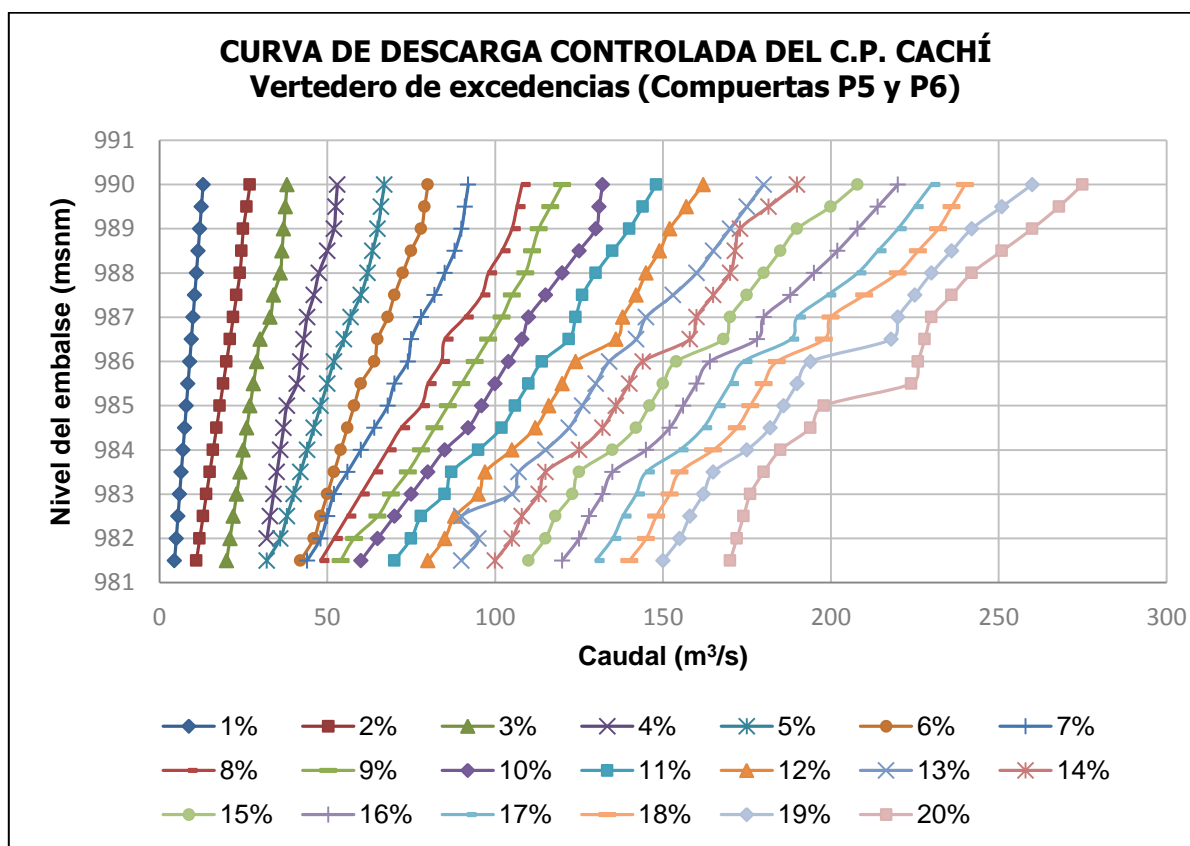
5.3.1. Regla de operación actual de la P.H.Cachí

Como se dijo, se conversó con uno de los operadores de la planta que tiene alrededor de 15 años de trabajar en ella. Él explicó de forma resumida la manera en que se procede en caso de avenidas. Se debe mencionar previamente que las compuertas de regulación del vertedero son denominadas P5 y P6 (canal derecho e izquierdo, respectivamente), mientras que la ataguía de la descarga de fondo es denominada P1, y la compuerta radial reguladora P2. Las compuertas P3 y P4 corresponden a la toma de agua.

Primeramente, si el embalse se encuentra por debajo del NAMO (990 msnm), no se realiza ninguna clase de regulación. Una vez que el embalse ha alcanzado la cota 990 msnm se comienza a regular con las compuertas del vertedero. El porcentaje de apertura de la compuerta se decide con base en los caudales entrantes al embalse y el caudal de generación. Los caudales entrantes se conocen a partir de las mediciones de las

estaciones de Navarro y Palomo, a las cuales la Planta tiene acceso en tiempo real. Por su parte, los caudales de generación son dados por Casa de Máquinas.

La diferencia entre el caudal entrante y el caudal de generación representa el caudal que debe ser evacuado del embalse. Para determinar la apertura de la compuerta correspondiente, los operadores utilizan una tabla que presenta los datos de apertura, nivel de embalse y caudal de descarga de las compuertas P5 y P6. El gráfico que se genera a partir de esta tabla se muestra en la Figura 56.



Si el caudal de entrada sigue en aumento y no se puede mantener el nivel del embalse, se pide autorización al Coordinador del Centro de Producción para operar la descarga de fondo. Según el operador, la compuerta P1 normalmente se encuentra abierta (esto implica que no se debe proceder a llenar el conducto de la descarga de fondo antes de operar la compuerta P2).

Al igual que para las compuertas del vertedero, el operador dispone de una tabla con los datos de apertura, nivel de embalse y caudal de la descarga fondo. Al graficar esta tabla, se obtiene el gráfico de la Figura 57. Se debe mencionar que la tabla que se encuentra en la Planta presenta caudales para aperturas del 10% y 20%, además de las aquí mostradas.

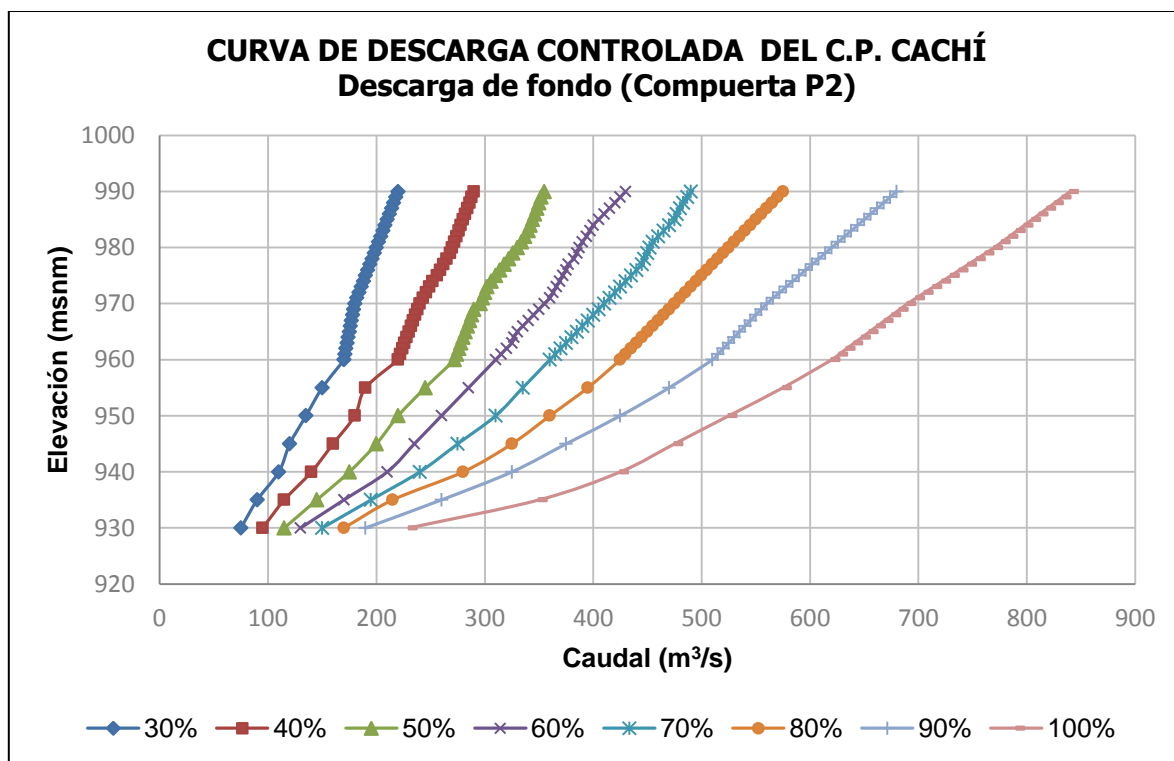


Figura 57. Curva de descarga controlada de la descarga de fondo de Cachí para aperturas de hasta el 100% utilizada por los operadores de la Planta

A partir del caudal calculado se determina el porcentaje de apertura de la descarga de fondo. De acuerdo con el operador, esta no se opera más allá de un 30% de apertura (220 m³/s), pues los caudales más allá de esta apertura resultan muy altos y por lo general las avenidas no son tan grandes, y no requieren descargas de esta magnitud. La descarga de fondo solamente se opera al 100% de apertura durante los desembalses, con

niveles del embalse por debajo de la cota 980 msnm (por debajo de la cresta del vertedero).

Se debe destacar que la generación no se detiene durante las avenidas. También se debe mencionar que si alguna de las estaciones medidoras de caudal falla, la operación se guía a partir de los niveles del embalse.

A partir de lo descrito anteriormente se puede deducir que la regla de operación utilizada es similar a la regla clásica de operación de compuertas de manera que ambas se basan en los caudales de entrada al embalse para determinar el caudal de salida que debe ser evacuado por las obras de excedencias. Sin embargo, las compuertas del vertedero no se operan más allá del 20% (alrededor de un 10% de la capacidad total del vertedero), por lo que esta estructura nunca llega a operar de forma libre.

Otro aspecto notorio es que no se operan las compuertas del vertedero en forma conjunta, siempre se opera una o la otra, pero no de forma simultánea. Este procedimiento puede justificarse dado que cada compuerta tiene su propio canal, sin embargo, no resulta conveniente para el mecanismo de disipación de energía, que depende mayormente del choque de los chorros.

Al observar la Figura 56, se puede observar que esta presenta una gran cantidad de discontinuidades a lo largo de las curvas de descarga para un mismo porcentaje de apertura, lo cual es especialmente notorio para las aperturas más grandes. Además todas las curvas inician en una misma elevación (981.5 msnm), lo cual no es lo común para las curvas de descarga controlada, ya que conforme aumenta la apertura, las cargas más pequeñas no tocan la compuerta y vierten libremente.

Por su parte, la Figura 57 presenta una tendencia más cercana a la esperada, no obstante, también se observan discontinuidades en estas curvas, especialmente para los porcentajes de 30%, 40% y 50%.

5.3.2. Avenidas máximas registradas

En el Informe Hidrológico de 2015 se presenta un listado de los eventos extremos de precipitación ocurridos en la cuenca. Estos fueron utilizados para realizar el cálculo de la AMP. A partir de esta información se buscan los mismos eventos en los registros de operación de la Planta con el fin de conocer cuáles fueron los caudales máximos

registrados, así como la forma en que se operaron las compuertas y los caudales descargados por cada una de estas.

Los eventos máximos en la cuenca se muestran en el Cuadro 21. De esta lista, el evento 1 fue el mayor registrado.

Cuadro 21. Listado de eventos máximos de precipitación ocurridos en la cuenca de la P.H. Cachí

Evento	Fecha de ocurrencia	Caudal máximo (m³/s)
1	02/12/1970 – 04/12/1970	-
2	31/03/2003 – 02/04/2003	359
3	07/11/2004 – 09/11/2004	845
4	08/01/2005 – 09/01/2005	-
5	15/01/2006 – 16/01/2006	-
6	27/05/2008 – 29/05/2008	1069
7	17/11/2008 – 25/11/2008	865
8	26/11/2008 – 28/11/2008	
9	03/02/2009 – 07/02/2008	515
10	10/01/2010 – 3/01/2010	413
11	11/01/2011 – 15/01/2011	178
12	16/09/2011	-

Fuente: Adaptado de CS Estudios Básicos (ICE), 2015

Como se indicó previamente, se cuenta con un registro de operación de 1977-2015 con los años faltantes de 1979, 1982, 1988, 2001, 2005 y los meses de enero y febrero de 2006. Esto implica que los eventos 1, 4 y 5 no se pueden encontrar en los registros con los que se cuentan. Adicionalmente, el evento 12 sucedió durante un desembalse por lo cual no se fue necesario realizar regulación de caudales, y la información de este no resulta de importancia para el presente análisis. Así, se cuentan con ocho eventos de los doce presentados en el informe.

Se debe destacar que para los años previos al 2006, los registros no presentan tanto detalle como para los años posteriores. Por esta razón, los eventos 2 y 3 presentan mucha menor información que el resto.

A continuación se realiza una breve descripción de cada uno de estos eventos:

- Evento 2 (31/03/2003 – 02/04/2003): el caudal máximo de entrada al embalse registrado fue de 359 m³/s el día 1° de abril. El nivel máximo alcanzado fue la cota 986.61 msnm (el nivel inicial se encontraba en la cota 972.50 msnm). Con respecto a la operación de las estructuras de alivio se tiene únicamente que la descarga de fondo operó el día 1° de abril con una apertura del 30%, para un caudal de salida de 198 m³/s, y no hubo descarga por el vertedero.
- Evento 3 (07/11/2004 – 09/11/2004): el caudal máximo registrado para este evento se dio el día 8 de noviembre con un valor de 845 m³/s. El nivel máximo alcanzado en el embalse fue de 988.58 msnm. El caudal se reguló únicamente utilizando la descarga fondo, la cual operó con caudales entre los 210 m³/s y los 820 m³/s (no se reporta el porcentaje de abertura correspondiente).
- Evento 6 (27/05/2008 – 29/05/2008): el caudal máximo de entrada registrado se dio el día 29 de mayo con un valor de 1069 m³/s, que coincide con un nivel del embalse de 988.69. El nivel del máximo alcanzado del embalse fue la cota 989.50 msnm, en el mismo día. Dado que cuando la avenida ingresó al embalse este se encontraba alrededor de la cota 987 msnm, la regulación no comenzó hasta el día 28 de mayo cuando los niveles se comenzaron a acercar al NAMO. La regulación se inició con la descarga de fondo con una apertura del 30% (219 m³/s), poco después entró en operación la compuerta P5 con un porcentaje de apertura inicial del 10% (132 m³/s). Los caudales máximos de salida fueron de 353 m³/s (50% de apertura) para la descarga de fondo, y 260 m³/s (20% de apertura) de la compuerta P5 del vertedero. El caudal total máximo descargado fue de 612 m³/s.
- Eventos 7 y 8 (17/11/2008 – 28/11/2008): debido a que estos dos eventos sucedieron en fechas consecutivas se tiene un solo hidrograma de entrada donde no se distingue el inicio del segundo evento. Este hidrograma presenta dos picos con caudales máximos de entrada registrados de 707 m³/s y 865 m³/s (22 y 23 de noviembre, respectivamente). El nivel del embalse máximo alcanzado fue de 989.99 msnm y se da en días posteriores al evento de precipitación, el 30 de noviembre. El nivel del embalse asociado a los picos mencionados fue de 989.64 msnm y 989.82 msnm, respectivamente.

La operación de compuertas se comenzó el día 18 de noviembre con la compuerta P5, y ese mismo día entra en operación la descarga de fondo. Estas dos

compuertas operan tanto de forma alternada como conjunta a lo largo del evento. Hacia el 28 de noviembre, estas compuertas se cierran y entra en operación la P6 hasta el 1° de diciembre. Este es el único evento en el que en algún punto entran en operación todas las compuertas de regulación, aunque no de forma simultánea. Los caudales máximos de salida fueron de 428 m³/s (60% de apertura) para la descarga de fondo, 214 m³/s (16% de apertura) por P5 y 183 m³/s (15% de apertura) por P6. El caudal máximo descargado de forma conjunta fue de 575 m³/s.

- Evento 9 (03/02/2009 – 07/02/2008): el hidrograma de este evento presenta cuatro picos de más o menos la misma magnitud, siendo el mayor el último de una magnitud de 515 m³/s, para un nivel del embalse correspondiente de 989.53 msnm el día 7 de febrero. El nivel máximo alcanzado durante fue 990.24 msnm el día 4 de febrero, día en que también comenzó la operación de compuertas. Entró en operación primeramente la compuerta P6 y posteriormente la descarga de fondo, y estas operaron tanto de forma simultánea como individual a lo largo del evento. El caudal máximo descargado por cada estructura fue de 320 m³/s (45% de apertura) para la descarga de fondo y de 225 m³/s (17% de apertura) para la compuerta P6. El caudal máximo total descargado fue de 387 m³/s.
- Evento 10 (11/01/2011 – 15/01/2011): el caudal máximo de entrada fue de 413 m³/s, que corresponde a un nivel del embalse de 989.28 msnm el día 11 de enero. El nivel máximo del embalse alcanzado es de 990.07 msnm el día 15 de enero. Durante esta avenida solamente se operó la compuerta P6, alcanzando un caudal de 240 m³/s con una apertura del 18%.
- Evento 11 (11/01/2011 – 15/01/2011): el caudal máximo de entrada fue de 178 m³/s, asociado a un nivel del embalse de 989.65 msnm el día 14 de enero. El nivel máximo del embalse alcanzado fue de 990.10 msnm el día 12 de enero. La operación de compuertas inició la noche del 11 de enero. Durante este evento solamente operó la compuerta P6 con aperturas pequeñas, siendo la más grande de 7% para un caudal máximo descargado de 93 m³/s.

En la Figura 58 y la Figura 59 se pueden observar los hidrogramas de entrada y salida (para cada compuerta y el caudal total de salida) de los dos eventos más grandes de la lista anterior (evento 6 y eventos 7 y 8).

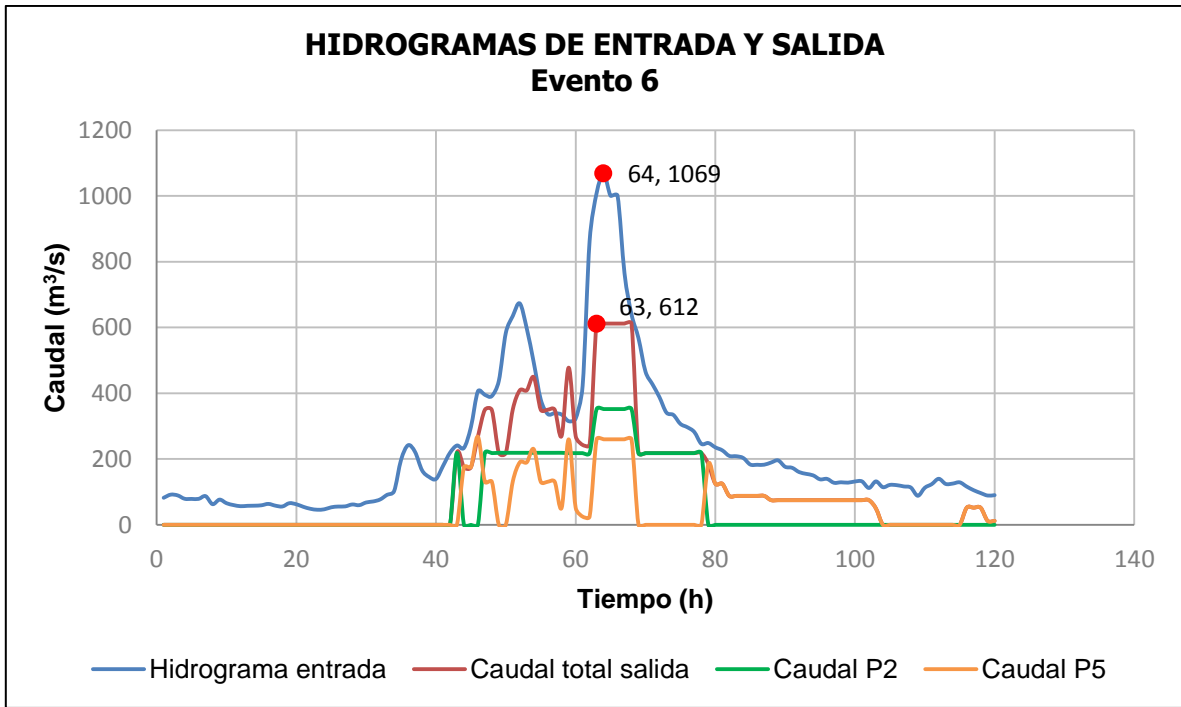


Figura 58. Hidrogramas de entrada y salida según los registros de operación para el evento 6 (mayo 2008)

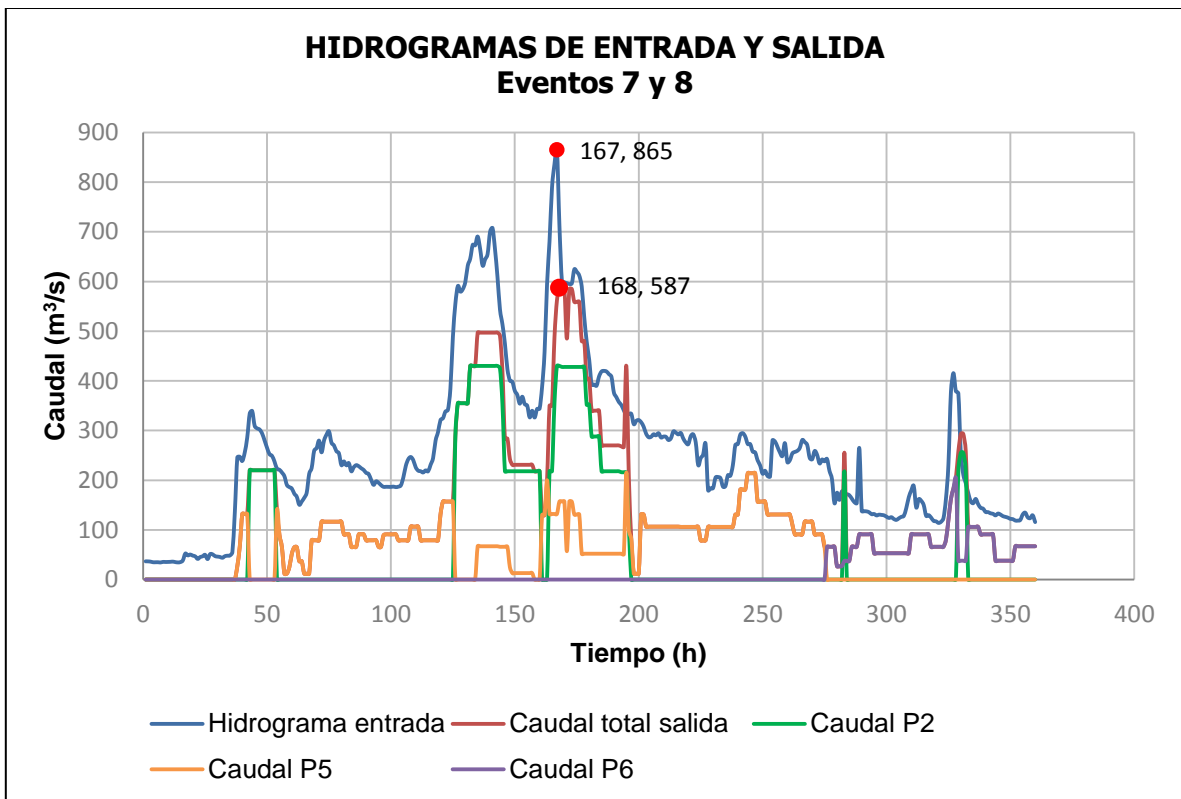


Figura 59. Hidrogramas de entrada y salida según los registros de operación para los eventos 7 y 8 (noviembre 2008)

De la información descrita anteriormente se pueden realizar varias deducciones en cuanto a la operación general de la Planta, especialmente en comparación con la regla de operación mencionada.

Primeramente se debe destacar que las compuertas del vertedero parecen nunca operar de forma simultánea. Incluso durante el evento 7 y 8 donde operaron todas las estructuras de alivio de la Planta, el momento en que se cerró la compuerta P5, la P6 se abrió. En contraste, la descarga de fondo sí opera de forma conjunta con estas compuertas. Normalmente resulta más recomendable que las compuertas del vertedero se operen de forma conjunta por dos principales razones: mejorar las condiciones de aproximación y debido al mecanismo de disipación de energía, donde se requiere de los chorros de ambos canales para que este funcione apropiadamente.

Se observa también que normalmente el vertedero no llega hasta la apertura del 20% antes de que la descarga de fondo comience a operar. Incluso existe un caso donde esta entra en operación un poco antes que el vertedero. Además se nota que de todos los casos analizados, solamente en dos se prescinde del uso de esta estructura. Esto indica que la descarga de fondo, más que como vertedero auxiliar, actúa como un vertedero complementario que es utilizado frecuentemente.

En cuanto a la apertura de las compuertas, se observa que en acuerdo con lo descrito por el operador, la apertura máxima a la que se operan las compuertas del vertedero es de un 20%. Por el contrario, la descarga de fondo sí ha operado a aperturas mayores al 30% mencionado por el operador. El caso más claro es el evento 6 donde la descarga de fondo operó a una apertura del 60%.

Resulta importante resaltar que los niveles del embalse en la mayoría de los casos estudiados se mantienen por debajo del NAMO. Sin embargo, al realizar un análisis de todo el registro de los niveles máximos históricos se tiene que aunque los promedios por mes se encuentran siempre por debajo de la cota 990 msnm, existen una gran cantidad de casos particulares donde se excede este valor, y además que se tuvieron niveles mayores que durante las crecientes mencionadas. Cabe destacar el valor máximo del registro de 991.56 msnm con fecha del 15 de setiembre de 1981, asociado a un valor de caudal de 460 m³/s. Desafortunadamente para esta creciente no se tiene información sobre caudales descargados.

En cuanto a niveles se debe agregar que durante las mayores avenidas, por lo general este se encuentra por debajo del NAMO al iniciar la creciente. Esto ha permitido generar cierto amortiguamiento de los caudales pico y no se ha requerido que las estructuras de alivio evacúen caudales de gran magnitud, que implicaría aperturas de las compuertas mayores a las que en realidad han sido necesarias.

Por su parte, en cuanto a caudales, para los casos estudiados el valor máximo es el del evento 6 de 1069 m³/s. Al estudiar el registro completo de caudales máximos históricos, se tiene que este valor es excedido solamente una vez, el 29 de setiembre del mismo año (2008), que se presenta un valor de 1271 m³/s. Observando los registros con más detalle, se tiene que hay un aumento significativo en el caudal del río Navarro (lo cual es indicado por los operadores en el registro). Esta avenida ocurrió durante el proceso de llenado posterior a un desembalse, por lo que el nivel se encontraba en la cota 981.68 msnm (apenas 1.68 m por encima de la cresta del vertedero). A pesar de esto, se puso en operación la descarga de fondo con una apertura del 30% por dos horas. El tercer evento de mayor magnitud tampoco se encuentra en la lista dada por el informe hidrológico; este se dio en agosto de 1981 y presentó un caudal de 987 m³/s.

Resulta importante destacar que en cuanto a caudales, en algunos casos las avenidas mencionadas previamente no resultan los eventos máximos de cada año respectivo. Esto se debe a que los eventos señalados en el informe se refieren a eventos máximos de precipitación. Dado que la escorrentía depende además de las condiciones atmosféricas, de las condiciones de humedad del suelo y las condiciones de la cuenca previas al evento, es posible que valores de precipitación menores a los de los eventos señalados en el informe hidrológico hayan generado valores de escorrentía mayores si se presentaron bajos valores de abstracciones iniciales y de infiltración en el suelo.

Por último, de la serie de caudales máximos resulta evidente que nunca se ha alcanzado un caudal tan siquiera cercano a las avenidas máximas calculadas en ambos informes hidrológicos, lo cual es esperable. Se observa que en la mayoría de los años el caudal máximo se encuentra entre los 300 m³/s y 500 m³/s. Estas avenidas poseen un período de retorno 1 a 2 años.

5.4. Análisis de cavitación de la descarga de fondo

Como se pudo apreciar en el Capítulo 4 a partir de los resultados de los tránsitos de crecientes, resulta evidente que la única forma de evacuar la AMR es operar vertedero y descarga de fondo en conjunto. Es decir, la descarga de fondo debe cumplir una función de vertedero auxiliar durante avenidas de gran magnitud que obligan a operar esta estructura con cargas de alrededor de los 65 m-70 m.

Adicionalmente, como fue posible observar de los registros de operación, a través de los años la descarga de fondo ha operado como un vertedero complementario. En casi todos los casos estudiados esta evacuó caudales relativamente altos con niveles del embalse cercanos a la 990 msnm.

Con base en estos resultados, resulta indispensable determinar si resulta apropiado operar esta estructura bajo condiciones extremas. Según la fórmula de Torricelli, para una carga de 65 m (nivel del embalse en la cota 990 msnm) se podrían obtener velocidades que rondan los 36 m/s. Normalmente se considera que para velocidades arriba de los 30 m/s es altamente probable que se presenten problemas de cavitación.

Dadas estas condiciones, se realiza un análisis de cavitación para la descarga de fondo para diversas condiciones que se detallarán más adelante con el fin de determinar la vulnerabilidad de la estructura.

5.4.1. Geometría de la descarga de fondo

El aspecto más importante que se debe conocer para realizar este análisis es la geometría de la estructura, ya que de esta dependen las pérdidas locales y por fricción del conducto. A su vez, estas determinan la capacidad de descarga y las velocidades que se desarrollan en ella.

Como se detalló anteriormente en el Capítulo 1, no se cuenta con un plano hidráulico de la descarga de fondo o perfiles longitudinales de la misma. Es por esto que fue necesario utilizar otros planos (estructurales o de ubicación), junto con documentos que dieran descripciones de la geometría. Así, se utilizaron los planos 117-16-67 (117-7-67), 117-7-360, 117-8-131, 117-13-13, 117-13-14 y 117-15-86, en conjunto con el informe de Laginha, Oliveira & Norais (1966).

A partir de la información contenida en los documentos anteriores, es posible deducir la planta general de la descarga de fondo mostrada en la Figura 60 . Aquí se muestran las longitudes de cada una de las estructuras y tramos que componen la totalidad de la obra. Estas longitudes son las que se utilizan en el análisis posterior. Los números que se observan en esta figura se usan luego al identificar las diversas partes de la descarga de fondo y plantear las ecuaciones para realizar los cálculos de pérdidas en el conducto.

La descripción de las partes de la descarga de fondo se realizó en el Capítulo 3.

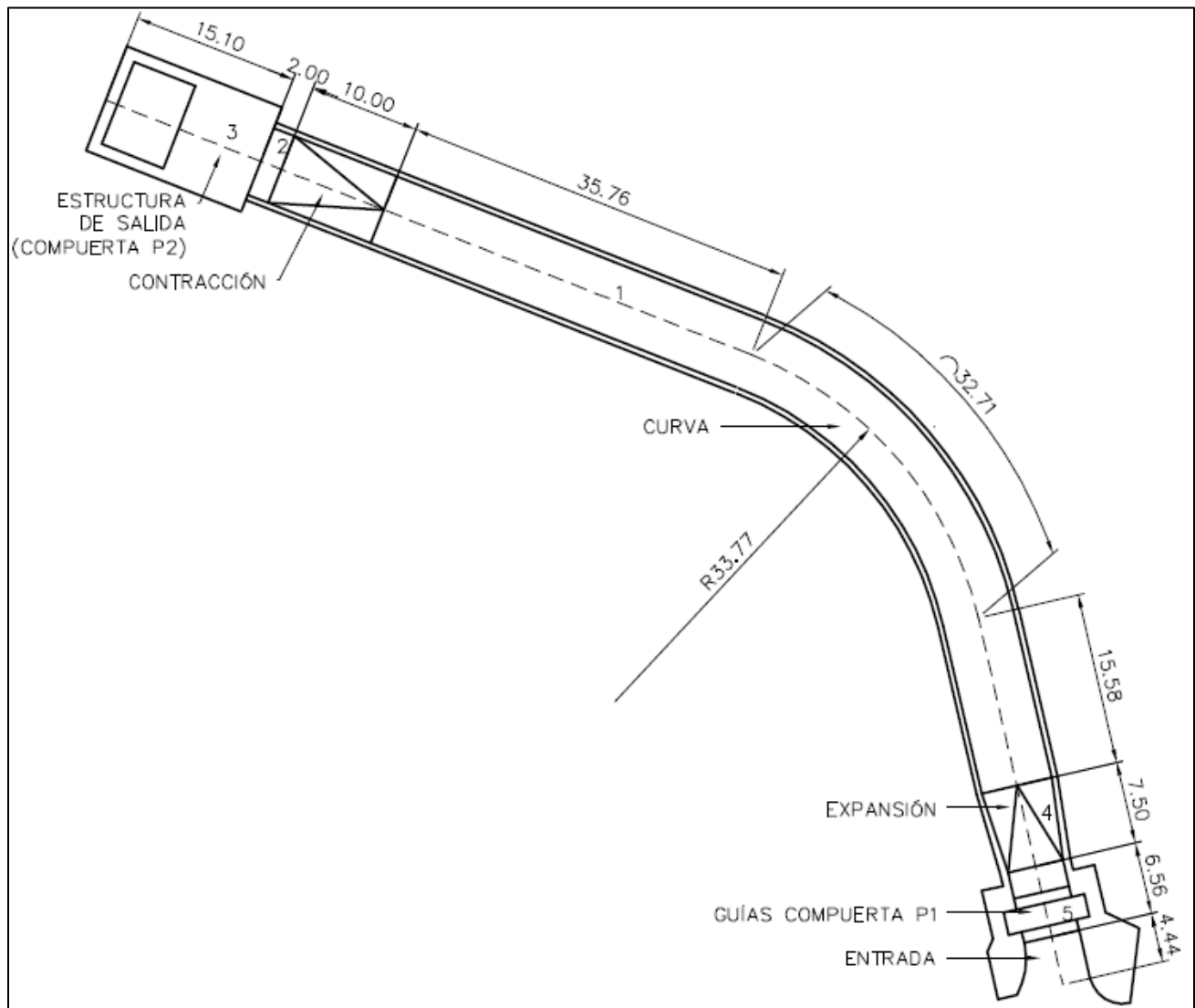


Figura 60. Planta general de la descarga de fondo deducida a partir de planos e informes del ICE

Las secciones transversales de cada uno de los tramos fueron tomadas de los mismos planos y se pueden observar en la Figura 61.

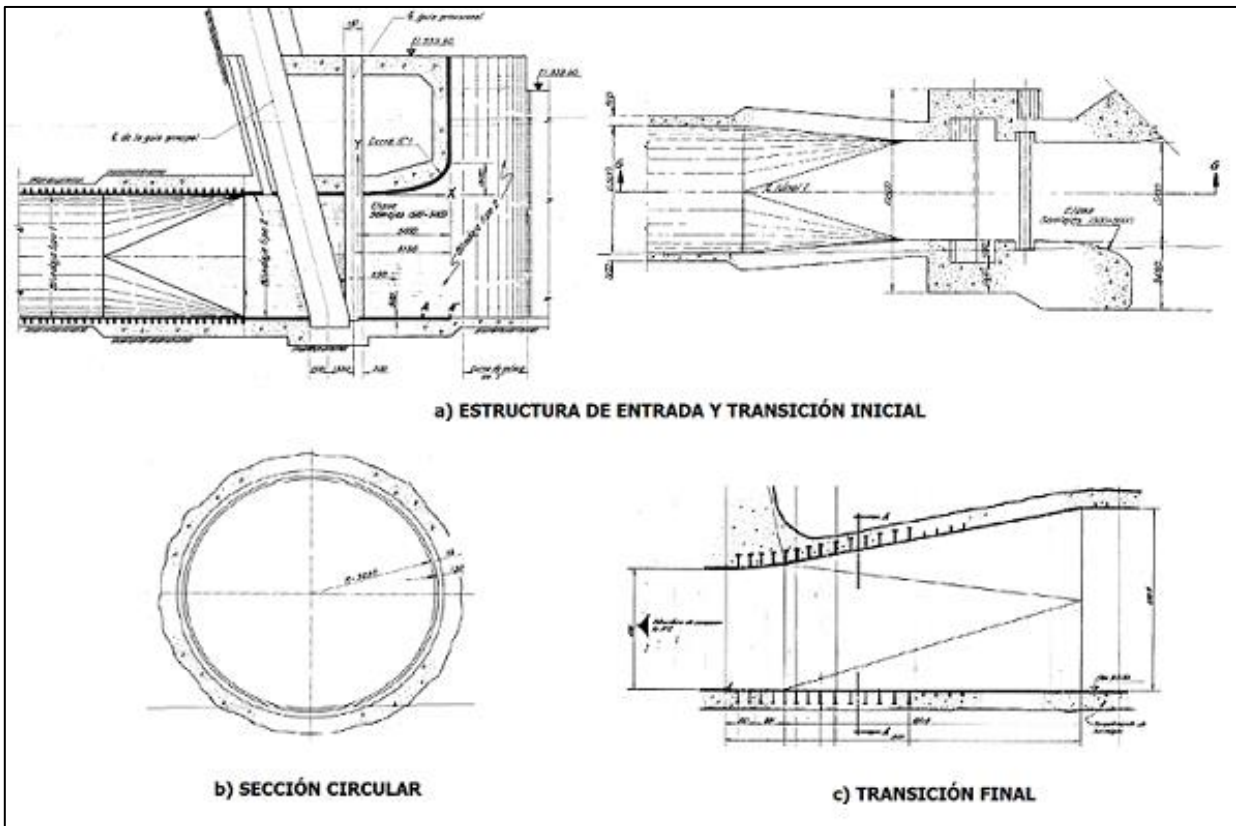


Figura 61. Secciones de la descarga de fondo

Fuente: Adaptado de planos 117-13-13 (1963), 117-13-14 (1963), 117-15-86 (1965)

Se debe destacar que la información extraída de planos, a pesar de ser de años distintos, está en congruencia con la geometría indicada en el informe de COBA (Laginha, Oliveira & Norais) de 1966. Este último se considera la fuente más confiable en lo que se refiere a la descarga de fondo por haber sido elaborado por los diseñadores en una fecha cercana a la construcción del proyecto.

5.4.2. Cálculo de índices de cavitación

Realizando una revisión de la geometría de la descarga de fondo y utilizando como referencia los valores de caudales dados por la curva de descarga de la Figura 48 (tomada del informe de COBA) se puede realizar un análisis previo con el fin de saber cuál zona de la estructura puede ser propensa a cavitación.

Tomando el caudal a la cota 990 msnm se tiene un valor de 880 m³/s. Esto implica que para la sección circular de 6.5 m de diámetro se obtendría una velocidad de 26.5 m/s. La sección rectangular donde se localiza la compuerta P1 tiene la misma área, y por lo tanto

la misma velocidad. A pesar de ser un valor alto, a estas velocidades no se espera que se presente cavitación.

Por otra parte, para la sección rectangular de salida sí se tiene una contracción en el área (sección de 4.3 X 6.5 m), de forma que la velocidad en este tramo sería de alrededor de los 31.5 m/s. Debido al cambio de geometría que se da en la transición previa y a la disminución del área, se va a generar una caída de presión en esta zona. Además, esta zona al estar justo antes de la salida, no presenta aireación natural, como sucede a la salida de la compuerta. Todas las condiciones antes descritas podrían generar problemas de cavitación en esta zona. Por ello, los índices de cavitación van a ser calculados para la sección mencionada.

Dado que lo que se busca es determinar si resulta adecuado o no utilizar la descarga de fondo como vertedero auxiliar, primeramente se realiza un análisis para un nivel del embalse de 990 msnm, sabiendo que si existen problemas para este nivel, los habrá para cargas mayores. El caso crítico se va a dar para el 100% de apertura, sin embargo, también resulta útil conocer el comportamiento del índice de cavitación para otros porcentajes de apertura de la compuerta.

El primer paso para realizar los cálculos respectivos consiste en determinar el caudal para el caso en estudio. A pesar de que se cuenta con el caudal para el 100% de apertura, se decide repetir el cálculo con el objetivo de verificar el caudal de la curva presentada por COBA y además para que exista congruencia con el resto de los cálculos.

Para obtener el caudal asociado a un determinado nivel del embalse se sigue el procedimiento descrito por el USBR (1987), que consiste en el cálculo de las pérdidas que se dan a lo largo del conducto en estudio. Para esto es necesario determinar coeficientes de pérdida local y además factores de fricción para las distintas secciones involucradas.

En cuanto a pérdidas por fricción, se consideran tres tramos distintos para cada una de las secciones transversales existentes. El tramo 1 (L_1) contempla los tramos con sección circular y además la transición inicial. Debido a que el área de las secciones aguas arriba y aguas abajo de dicha transición son iguales, no se considera una pérdida local debido a que la velocidad no varía. Por esta razón se decide tomar en cuenta esta transición como parte de L_1 y considerar únicamente pérdidas por fricción.

El tramo 2 (L_2) contempla los 2 m posteriores a la contracción de sección rectangular de 6.5 m de ancho y 4.3 m de alto (sección donde se calculará el índice de cavitación). El tramo 5 (L_5) toma en cuenta el segmento inicial de sección rectangular de 5.1 m de ancho y 6.5 m de alto que abarca desde las guías de las compuerta P1 hasta la transición inicial.

Cabe destacar que en vista de que las secciones para los tramos L_2 y L_5 son rectangulares, se calcula un diámetro equivalente con el fin de poder utilizar la fórmula de Darcy - Weisbach para obtener los factores de fricción. Se supone una rugosidad absoluta del conducto de $k = 0.05$ mm para el acero. El resumen de las características geométricas de cada uno de los tramos mencionados se muestra en el Cuadro 22.

Cuadro 22. Resumen de las características geométricas para cada uno de los tramos de la descarga de fondo considerados para las pérdidas por fricción

Tramo	Geometría	Longitud (m)	Diámetro equivalente (m)	Área (m ²)
Tramo 1 (L_1)	Circular D= 6.50 m	58.9	6.50	33.2
Tramo 2 (L_2)	Rectangular B=6.5 m H=4.3 m	2.0	5.18	28.0
Tramo 5 (L_5)	Rectangular B=5.1 m H=6.5 m	6.6	5.72	33.2

Las pérdidas locales consideradas son las siguientes: entrada, guías de la compuerta P1, curva, contracción, compuerta P2 (en los casos en que opere con aperturas parciales) y salida. Estas se definen en función de la carga de velocidad en la sección correspondiente y un coeficiente de pérdida local. Estos coeficientes normalmente son determinados a partir de experimentos de laboratorio, por lo que se obtienen de tablas o gráficos en diversas referencias. En el Cuadro 23 se observan los coeficientes de pérdida local utilizados junto con las referencias de donde fueron obtenidos.

Cuadro 23. Coeficientes de pérdida local utilizados

Pérdida	Valor utilizado	Referencia
Entrada	$K_e = 0.05$	USBR (1987). Tabla 10.1 (g). p.458
Guías de compuerta P1	$K_{g6} = 0.1$	USBR (1987). p. 460
Curva	$K_b = 0.056$	Sotelo (1997). Figura 8.16a. p.(303-304)

Contracción	$\text{Si } \varphi < \tan \frac{\sqrt{gD}}{v} \Rightarrow K_c = 0.1$ $\text{Si } \varphi > \tan \frac{\sqrt{gD}}{v} \Rightarrow K_c = 0.17$	Sotelo (1997). Tabla 8.5. p.301
Apertura parcial compuerta P2	$K_{g3} = \frac{1}{C_{dg}^2} - 1$	Fórmula de Dandekar & Sharma (2009). p.274 C_{dg} de HDC 320-3
Salida	$K_v = 1$	USBR (1987). p.460

Con los valores indicados en los cuadros anteriores se procede a obtener una ecuación para el cálculo del caudal basada en el procedimiento descrito por el USBR (1987). Así:

$$H_T = h_L + h_v \quad (44)$$

Donde:

H_T : carga total medida desde el embalse hasta el centro de la vena contracta a la salida del conducto.

h_L : pérdidas totales del sistema.

h_v : carga de velocidad la salida.

Las pérdidas totales pueden ser expresadas en términos de las velocidades de cada una de las secciones. Para simplificar la ecuación resultante las velocidades se expresan en función de la relación de áreas de las secciones, y la velocidad de una sección determinada de la siguiente forma:

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{a_1}{a_x}\right) \frac{V_1^2}{2g} \quad (45)$$

En este caso se toma como sección 1 el tramo circular. El resto de la numeración se observa en la Figura 60. A partir de las ecuaciones (49) y (50) se puede llegar a la siguiente expresión:

$$H_T = \frac{V_1^2}{2g} \left\{ \left(\frac{a_1}{a_5}\right)^2 \left[K_e + K_{g6} + \frac{f_5 L_5}{D_5} \right] + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 \left[K_c + \frac{f_2 L_2}{D_2} \right] + \left(\frac{a_1}{a_3}\right)^2 \left[K_v + K_{g3} \right] + \left[K_B - K_c + \frac{f_1 L_1}{D_1} \right] \right\} \quad (46)$$

Donde:

V_1 : velocidad en la sección circular.

a_1 : área da la sección circular.

a_2 : área de la sección rectangular correspondiente a L_2 .

a_3 : área de la vena contracta.

a_5 : área de la sección rectangular correspondiente a L_5 .

$f_{1,2,5}$: factores de fricción de tramos L_1 , L_2 y L_5 , respectivamente.

$D_{1,2,5}$: diámetros equivalentes de tramos L_1 , L_2 y L_5 , respectivamente.

Finalmente, tomando el término entre llaves como K_L , se puede obtener el caudal a partir de las siguientes expresiones:

$$H_T = K_L \frac{V_1^2}{2g} \quad (47)$$

$$Q = a_1 \sqrt{\frac{2gH_T}{K_L}} \quad (48)$$

Así se obtiene el caudal y las velocidades en cada sección. Conociendo la velocidad en el tramo 2, se puede calcular la presión P_2 a partir de la ecuación de la energía. Con estos parámetros, a partir de la ecuación (25) es posible obtener el índice de cavitación correspondiente. Se toma la presión de vapor a 20 °C igual a 0.24 m y la presión atmosférica a 1000 msnm igual a 9.14 m.

Estos cálculos se realizaron para porcentajes de apertura de la compuerta entre el 50%-100%. Los resultados se observan en el Cuadro 24.

Cuadro 24. Resultados del análisis de cavitación para porcentajes de apertura de la compuerta P2 entre el 50% y 100% para el nivel del embalse de 990 msnm

H_T (m)	Porcentaje de apertura	C_{dg}	Caudal (m^3/s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_5 (m/s)	P_2 (m)	σ
67.43	50%	0.722	361	10.9	12.9	25.9	10.9	55.85	7.60
67.21	60%	0.728	434	13.1	15.5	25.9	13.1	51.24	4.90
67.00	70%	0.735	506	15.2	18.1	25.9	15.3	45.80	3.28
66.78	80%	0.755	586	17.7	21.0	26.2	17.7	38.73	2.12
66.57	90%	0.800	687	20.7	24.6	27.3	20.7	28.48	1.22
66.35	100%	0.000	907	27.3	32.5	32.5	27.4	0.16	0.17

Como se observa en los resultados anteriores, para el porcentaje de apertura del 100% se tiene un índice de cavitación de 0.17, lo cual está por debajo del valor mínimo

recomendado de 0.20. Esto indica que efectivamente al operar la descarga de fondo con niveles cercanos al NAMO y un 100% de apertura se presentarán problemas de cavitación en la sección justo aguas arriba de la compuerta.

Por otra parte, al realizar el cálculo considerando aperturas parciales de la compuerta, se observa que hay un aumento notorio del índice de cavitación y de la presión en el conducto. Esto ocurre debido a que al presentarse una apertura parcial, se presenta una pérdida en la compuerta que depende de forma inversa con el coeficiente de descarga. Es decir, a mayor el coeficiente de descarga, menor es la pérdida en la compuerta. El coeficiente de pérdidas posee un valor de 0.56 para la apertura del 90% y aumenta hasta 0.92 para la apertura del 50%. Lo anterior implica que para este último caso se da una pérdida de casi una carga de velocidad.

Esta pérdida implica una disminución importante en el caudal descargado. Por ejemplo, a un 50% de apertura de la compuerta se descarga un tercio del caudal obtenido al 100% de apertura. El decremento del caudal genera una disminución de las velocidades, un aumento en la presión del conducto, y por consiguiente un aumento del índice de cavitación.

Con base en esta información se puede concluir que para cargas altas (iguales o superiores al NAMO) resulta inconveniente operar la descarga de fondo con aperturas del 100%, pues se generaría cavitación en el tramo aguas arriba de la compuerta P2. A pesar de esto, si la compuerta se opera a aperturas parciales, este riesgo se reduce sustancialmente.

Lo anterior implica que la descarga de fondo no debe ser operada como vertedero auxiliar. No obstante, admite ser utilizada para la limpieza de sedimentos, utilizando corrientes de densidad durante avenidas, lo cual normalmente conlleva la operación de la compuerta a diferentes aperturas.

Ante estos resultados, resulta conveniente determinar también cual es la carga máxima admisible para que la descarga de fondo opere con una apertura de la compuerta del 100% de forma segura. Se realizó un proceso iterativo para encontrar el nivel del embalse que corresponde con esta condición, tomando 0.25 como valor mínimo permitido del índice de cavitación. Además, para confirmar los resultados obtenidos, se realiza el cálculo

pertinente para un nivel del embalse de 992.5 msnm y 995 msnm. Los resultados se observan en el Cuadro 25.

Cuadro 25. Resultados del análisis de cavitación para porcentaje de apertura de la compuerta P2 de 100% niveles del embalse de 986 msnm a 995 msnm

Nivel del embalse (msnm)	H_T (m)	Caudal (m³/s)	V₁ (m/s)	V₂ (m/s)	V₃ (m/s)	V₅ (m/s)	P₂ (m)	σ
986.0	62.35	880	26.5	31.5	31.5	26.5	4.15	0.26
990.0	66.35	907	27.3	32.5	32.5	27.4	0.16	0.17
992.5	68.85	924	27.9	33.1	33.1	27.9	-2.34	0.12
995.0	71.35	941	28.4	33.7	33.7	28.4	-4.83	0.07

Del proceso iterativo se obtiene que la carga máxima a la cual se puede operar la descarga de fondo sin que se generen problemas de cavitación es de 62.35 m, correspondiente a un nivel del embalse de 986 msnm. Por otra parte, se observa que para cargas por encima del NAMO el índice de cavitación continúa disminuyendo, al igual que las presiones, de forma que incluso para los casos estudiados se presentan presiones negativas en el conducto.

Así se termina por confirmar que la descarga de fondo no debe operar con aperturas del 100% y niveles del embalse por encima de la cota 986 msnm, por lo que su uso como vertedero auxiliar debe ser eliminado.

CAPÍTULO 6: DISEÑO PRELIMINAR DEL VERTEDERO AUXILIAR

6.1. Introducción

Con base en los resultados obtenidos previamente, se realiza el diseño hidráulico preliminar de un vertedero auxiliar que permita prescindir del uso de la descarga de fondo durante eventos extremos y aumentar la capacidad total de la presa.

A lo largo de este capítulo se detallan las diversas opciones consideradas al escoger el tipo de vertedero a utilizar, así como las razones por las cuales algunos de ellos fueron descartados.

Se presentan las consideraciones y parámetros de diseño tomados en cuenta para los dos diseños preliminares que fueron escogidos a partir de los predimensionamientos previos, así como las dimensiones obtenidas.

A partir de estos diseños, se realiza una comparación económica tomando en cuenta los costos aproximados de los materiales para su construcción. El vertedero que presentó un menor costo es el que se eligió entre ambas opciones.

Por último se presentan otras consideraciones de diseño tomadas en cuenta y los planos del vertedero elegido.

6.2. Predimensionamientos de diversos tipos de vertedero

Debido a la ubicación de las estructuras de Cachí, el cauce del río y la topografía existente en el sitio de presa, el lugar con mayor espacio para albergar una nueva estructura es la margen izquierda, una corta distancia aguas arriba del vertedero actual. Se tiene el inconveniente de que en este caso la rápida debe atravesar la carretera (Ruta 224) y el camino que da acceso a la base de la presa, los vertederos y la descarga de fondo.

Con el fin de sustituir el uso de la descarga de fondo, se escogió como caudal de diseño un valor de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual es un poco mayor a la capacidad máxima de la descarga de fondo. Al ser un vertedero de emergencia se prefiere (siempre y cuando sea posible), desde un punto de vista de seguridad, que este sea libre. Con este objetivo, la cresta del

vertedero debería estar en la cota 990 msnm (NAMO). Al optar por un vertedero controlado la cresta puede encontrarse por debajo de esta cota.

Debido al poco espacio disponible y con la intención de minimizar los costos de esta estructura se realizaron predimensionamientos básicos de vertederos no convencionales normalmente utilizados en casos donde es necesario ampliar la capacidad de una presa ya existente.

Se tomaron en cuenta las opciones de un vertedero en abanico, un vertedero de laberinto, un vertedero lateral, la modificación de las crestas del vertedero existente, un vertedero frontal libre y otro controlado. A continuación se detalla el procedimiento seguido en cada uno de los casos mencionados.

6.2.1. Vertedero en abanico

El predimensionamiento del vertedero en abanico se realizó de acuerdo a los parámetros dados por la Comisión Federal de Electricidad de México (1981) y Sotelo (1994). La geometría de este tipo de vertederos se observa en la Figura 62. Los parámetros de diseño se obtienen de la Figura 63, los cuales provienen de reglas empíricas obtenidas a partir de modelos hidráulicos y experiencias de operación.

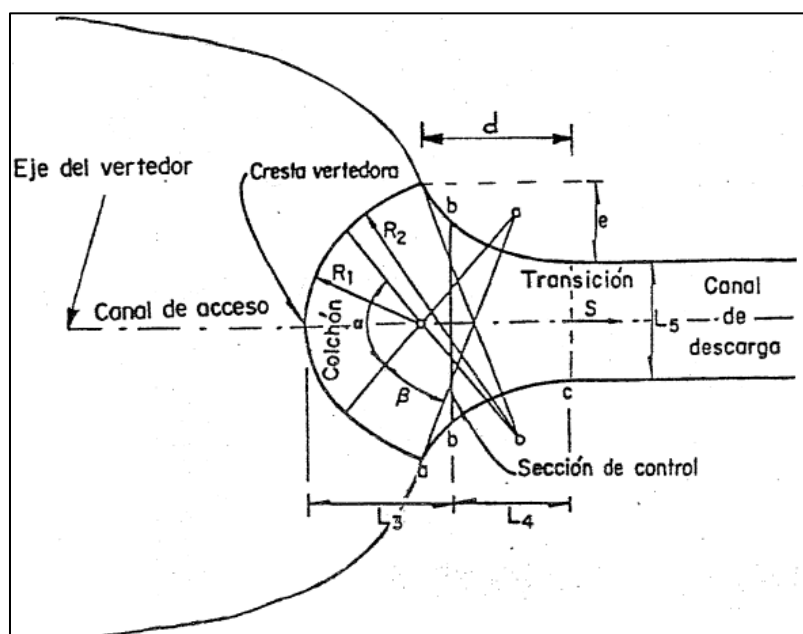


Figura 62. Geometría básica de un vertedero en abanico

Fuente: Sotelo, 1994

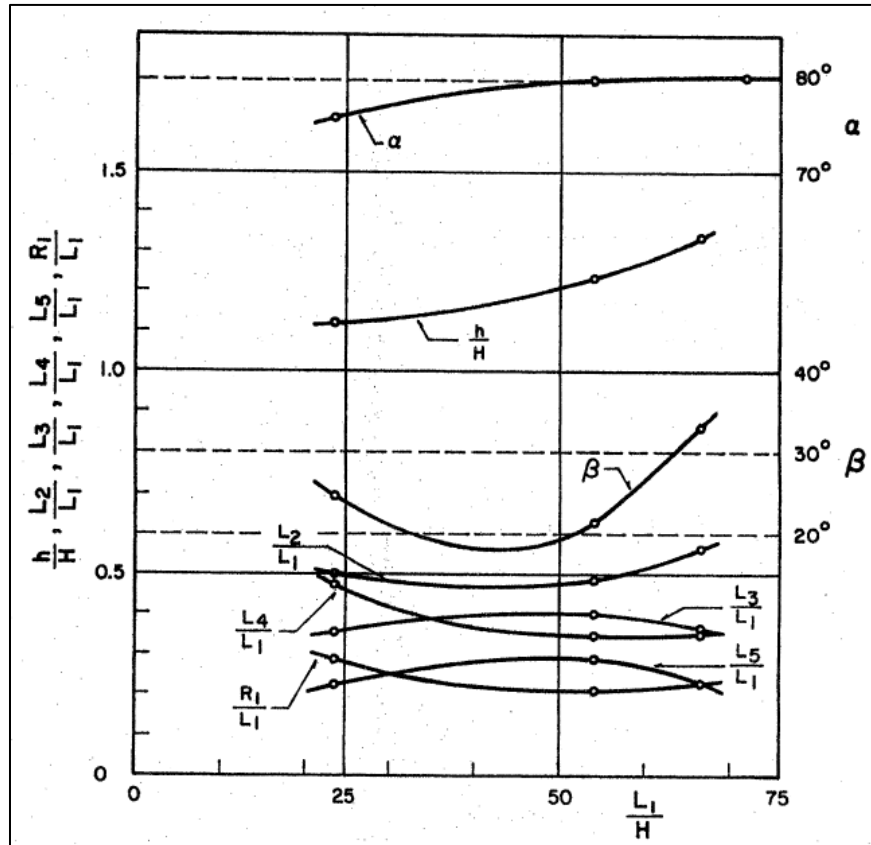


Figura 63. Parámetros geométricos para un vertedero en abanico

Fuente: Sotelo, 1994

Para un caudal de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, una carga de 5 m y un coeficiente de descarga supuesto de 2, despejando de la ecuación (5) del Capítulo 2, se obtiene una longitud de cresta L_{1A} de 44.7 m. Para utilizar el gráfico de la Figura 63 se requiere de la relación L_{1A}/h , que en este caso es de 8.9. Como se observa, este parámetro queda fuera del rango de la gráfica.

Se escoge entonces una carga de 3.5 m que implica una longitud de cresta de 76.4 m y una relación L_{1A}/h_A de 21.8. Las dimensiones obtenidas a partir de la gráfica se pueden observar en el Cuadro 26.

Cuadro 26. Dimensiones del vertedero en abanico

Parámetro	Dimensión
L_{2A}	38 m
L_{3A}	27 m
L_{4A}	38 m
L_{5A}	15 m
R_{1A}	23 m
R_{2A}	51 m
h_A	3.9 m
α_A	75°
β_A	26°
e_A	21 m
d_A	42 m

Se puede observar en el cuadro anterior que las dimensiones obtenidas al disminuir la carga son demasiado amplias, por lo que se requeriría de un espacio sumamente extenso para ubicar esta estructura. Debido a esto, se descarta el vertedero en abanico como una opción viable para el vertedero auxiliar.

6.2.2. Vertedero de laberinto

En cuanto al vertedero de laberinto se utilizó de referencia a Khatsuria (2005), que a su vez cita a otros autores que desarrollaron fórmulas y gráficos para el dimensionamiento básico de este tipo de vertederos. En la Figura 64 se puede observar la geometría básica de un vertedero de laberinto.

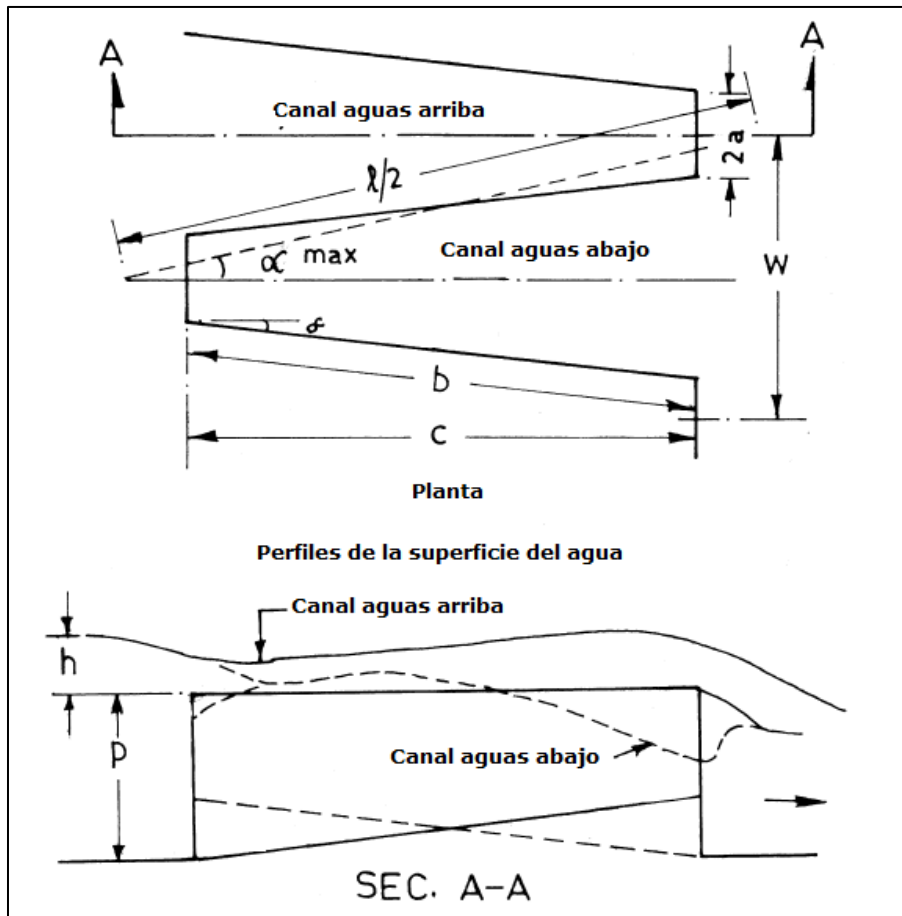


Figura 64. Geometría básica de un vertedero de laberinto

Fuente: Adaptado de Khatsuria, 2005

Como se dijo, Khatsuria menciona varios autores que han propuesto fórmulas, gráficos y procedimientos para determinar las dimensiones básicas de vertederos en laberinto, sin embargo, se resalta que el diseño final debe probarse extensivamente con modelos hidráulicos.

Los cálculos para el predimensionamiento se realizaron para los diversos métodos propuestos con el fin de tener un rango de valores en cuanto a las posibles dimensiones del vertedero. Se presenta a continuación de forma resumida el procedimiento y los resultados para uno de los métodos a partir del cual se determinó la geometría.

Los parámetros que deben ser definidos de forma previa son el caudal de diseño Q_L , la carga de diseño h , la altura del vertedero p_L y el ancho total de la cresta W . Las formas triangulares en planta tienen un mejor desempeño hidráulico. La escogencia del número

de ciclos, las longitudes a , b y w dependen de las condiciones del sitio. Los siguientes valores son recomendados para el prediseño de estas estructuras:

- $0.2 < h/p_L < 0.6$
- $\alpha_L/\alpha_{Lmax} > 0.75$
- $3 < l/w < 8$
- $w/p_L > 2$

Las metodologías expuestas se basan en la determinación del factor l/w denominado longitud de magnificación. Según Hay & Taylor (1970), la descarga de un vertedero de laberinto Q_L puede ser relacionada con la descarga de un vertedero hipotético de cresta lineal Q_N del mismo ancho W . Estos autores desarrollaron gráficos que permiten relacionar los valores de h/p_L y Q_L/Q_N con la longitud de magnificación a partir de las gráficas en la Figura 65. Así:

$$Q_N = C_{dL} W h^{1.5} \quad (49)$$

$$C_{dL} = 1.77 + 0.22 \frac{h}{p_L} \quad (50)$$

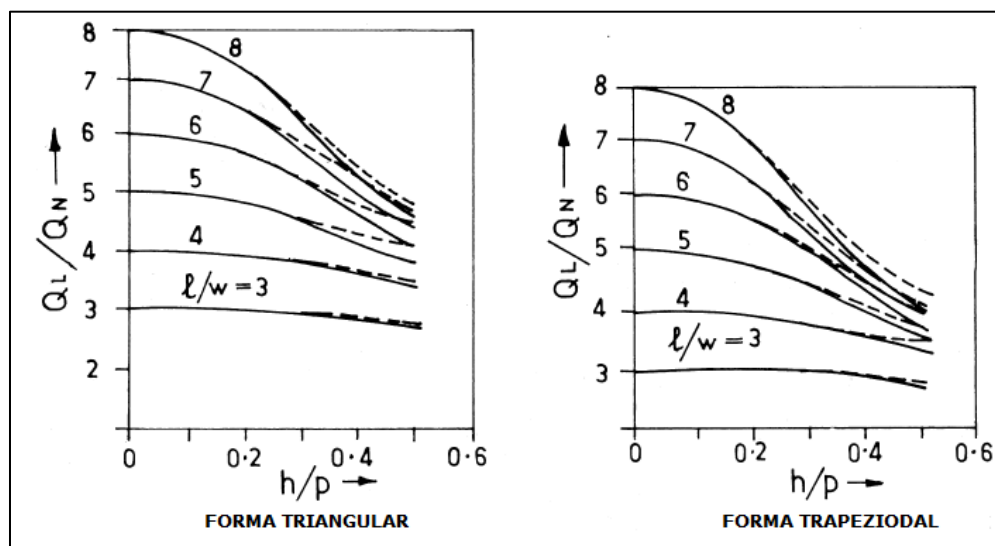


Figura 65. Gráficos para determinación del parámetro l/w de un vertedero de laberinto según Hay & Taylor (1970)

Fuente: Adaptado de Khatsuria, 2005

Se comenzó utilizando valores de $h= 5$ m y $p_L= 4$ m, sin embargo, para estas características tanto la relación de caudales como h/p_L quedan fuera de rango en todos los

gráficos presentados. Se decide entonces disminuir la carga de diseño y aumentar la altura del vertedero. En el Cuadro 27 se muestran los parámetros utilizados.

Cuadro 27. Parámetros de diseño para el vertedero de laberinto

Parámetro	Valor
Q_L	1000 m ³ /s
ρ_L	8 m
W	20 m
h	4 m
h/ρ_L	0.50
C_{dL}	1.88
Q_N	301 m ³ /s
Q_L/Q_N	3.32

Con estos parámetros y los gráficos de la Figura 65 se obtiene una relación l/w de 3.5. Para los otros métodos utilizados se tienen valores de 5, 4.2 y 7. Tomando un valor de 5 y eligiendo preliminarmente 2 ciclos se obtienen las dimensiones mostradas en el Cuadro 28. Se puede observar que la longitud de las "teclas" es bastante amplia y el ángulo entre ellas es pequeño. Además la relación w/ρ_L no cumple con los valores recomendados.

Cuadro 28. Dimensiones del vertedero de laberinto

Parámetro	Dimensión
l	50 m
b	25 m
w	10 m
α_{max}	11.5°
w/ρ_L	1.25

Después de realizar varias iteraciones variando los parámetros iniciales no fue posible para las condiciones del sitio con las que se cuenta obtener un dimensionamiento satisfactorio de forma que se cumpliera con todas las recomendaciones de diseño y que no se obtuvieran dimensiones excesivamente grandes. Adicionalmente, se debe destacar que al comparar estos parámetros con dimensiones de vertederos de este tipo que han sido

construidos alrededor del mundo, es posible observar que estos generalmente presentan dimensiones y crestas amplias, así como bajos caudales de diseño. Debido a esto, se descarta el vertedero de laberinto como opción para el vertedero auxiliar.

6.2.3. Vertedero lateral

Este tipo de vertedero se analiza a partir de las ecuaciones que definen el flujo espacialmente variado y su principal criterio de diseño es la sumergencia de la cresta, la cual debe ser menor que $2/3 H_d$. La longitud de la cresta se obtiene de la misma forma que para el vertedero en abanico. Suponiendo un coeficiente de descarga de 2.18, para un caudal de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y una carga de diseño de 5 m se obtiene una cresta de 41 m de longitud. Se define una sección de control al final del canal colector a partir de una grada de 0.5 m de alto. A partir de la profundidad crítica en esta sección se calcula la curva de remanso hacia aguas arriba del canal. Se supone un canal trapezoidal con una base de 10 m de ancho y taludes con pendiente de 0.50:1

La profundidad del agua al inicio del canal es de 13.1 m. Con la elevación del fondo en la cota 979 msnm y la cresta en la 990 msnm, se tiene una sumergencia de 2.51 m sobre la cresta, siendo la máxima permitida de 3.33 m. Dado este resultado, el ancho se reduce a 9 m, para lo cual se tiene una sumergencia de 3.03 m.

Así, este vertedero requeriría un canal de 41 m de largo, 9 m de ancho en la base y 15 m de profundidad. Además, para cumplir con el coeficiente de descarga de 2.18 se requiere un paramento aguas arriba de la cresta de 10 m de alto.

Nuevamente las dimensiones son muy amplias. Aunado a esto, este tipo de vertedero no es apto para caudales altos, y además se recomienda que se utilice en sitios que presenten una buena geología debido a las vibraciones que genera la caída del agua en el canal y el cambio de dirección. Para el caso del vertedero auxiliar, el caudal es relativamente alto, y no se conoce con mayor grado de detalle la calidad de la roca en el sitio escogido para la ubicación del vertedero. Adicionalmente, se tiene el inconveniente de que sería necesario generar una curva al final de este canal que permitiera encauzar el agua hacia la rápida. Debido a estas razones, el vertedero lateral también es descartado.

6.2.4. Modificación de las crestas existentes

Esta opción está siendo muy utilizada especialmente en países europeos en casos donde para cumplir con parámetros de seguridad de presas, o donde la avenida máxima ha aumentado se requiere aumentar la capacidad del vertedero existente. (Yang & Cederström, 2007). Normalmente esta solución implica disminuir la elevación de la cresta y cambiar las compuertas del vertedero.

Se estudiaron dos casos posibles: la primera es la de modificar ambas crestas de forma que se disminuya la elevación de las dos a una misma cota; la segunda es mantener una de las crestas de la forma en que se encuentra actualmente y modificar únicamente una de ellas para alcanzar la capacidad deseada. De acuerdo a Yang y Cederström (2007) esta parece por lo general ser una opción más económica.

Con base en los resultados de los tránsitos para el escenario 2 del Capítulo 4, se tiene un valor base sobre cuál debe ser la capacidad necesaria que debe tener el vertedero para evacuar la avenida.

Se determinó que para lograr la capacidad necesaria para descargar los 4703 m³/s de la avenida regional por el vertedero, modificando ambos perfiles era necesario bajar la cresta 3.5 m de la cota 980 msnm hasta la 976.5 msnm. Esto considerando una carga de diseño de 14 m (990.5 msnm), equivalente a un caudal de 3025 m³/s. Bajo condiciones extremas el vertedero operaría con una carga de 18.5 m (995 msnm) para un caudal de 4731 m³/s. Esta capacidad es suficiente para evacuar la avenida alcanzando un nivel del embalse de 994.47 msnm.

Por otra parte, si se modificara solamente una de las crestas, esta se requeriría mover de la elevación 980 msnm hasta la 973 msnm, es decir se debe disminuir la altura en 7 m. Esta cresta tendría una carga de diseño de 17 m (990 msnm). Bajo condiciones extremas la carga sería de 22 m (995 msnm). La capacidad combinada de ambos canales hasta el NAME sería de 4665 m³/s. Esta capacidad resulta suficiente para evacuar la avenida regional alcanzando un nivel máximo de embalse de 994.62 msnm.

Pareciera que modificar solamente una cresta no resultaría conveniente pues sería necesario disminuir el paramento en más de la mitad de su altura original y se requeriría que esta cresta opere con cargas muy altas. Además se desconoce cómo esto afectaría las condiciones de aproximación al vertedero.

Como ya se dijo, optar por la modificación de las crestas implica un cambio de compuertas. Este cambio puede a su vez conllevar una modificación en los muros que soportan estos mecanismos. Para el caso de Cachí, estos muros son postensados. Dado que esta es una estructura de muchos años, existe una gran incertidumbre en cuanto a las resistencias de los concretos y el estado general de la estructura, tanto de las crestas como de los muros. Así, no se conoce con certeza los efectos que podrían tener estas modificaciones, o si incluso podrían llegar a ser nocivos para la estabilidad de la estructura.

Desde el punto de vista hidráulico, resultaría necesario estudiar cómo la modificación de las crestas afecta al flujo sobre la rápida, así como sus posibles consecuencias sobre la descarga. Adicionalmente resultaría de importancia una revisión del funcionamiento de los saltos de ski como disipadores de energía. Es posible que estos efectos solo puedan ser estudiados a partir de un modelo hidráulico.

Debido a la incertidumbre asociada a esta opción, la complejidad asociada y la falta de información referente a este tema, se decide descartar la modificación de las crestas como una opción para lograr el aumento de la capacidad del vertedero.

6.2.5. Vertedero frontal

Dado que los vertederos no convencionales no resultan una opción viable para la construcción de un vertedero auxiliar, se opta por realizar el diseño preliminar de dos vertederos frontales: uno libre y otro controlado. Estos vertederos son los más estudiados, por lo que se cuenta con una mayor cantidad de información y de parámetros de diseño.

Se determinó que para el vertedero controlado se requiere una cresta de 16 m de largo, mientras que para el vertedero libre se requiere una cresta de 42 m de largo. A continuación se detalla el procedimiento seguido para el diseño de estas dos estructuras.

6.3. Definición de la geometría de los diseños preliminares

A continuación se detalla el proceso seguido en el diseño preliminar hidráulico de los dos vertederos escogidos. Se siguió un mismo alineamiento horizontal preliminar para ambos vertederos el cual se muestra en la Figura 66. Posteriormente se realizaron algunos cambios que serán mostrados más adelante.



Figura 66. Alineamiento horizontal preliminar elegido para el vertedero auxiliar

Se debe destacar que para realizar los dimensionamientos previos de las diversas partes del vertedero se utilizó el método sugerido por el USACE (1990) para el cálculo de las pérdidas de energía debidas al desarrollo de la capa límite turbulenta. Posteriormente estas profundidades son verificadas y corregidas con el cálculo de los perfiles de la superficie del agua a partir de la resolución de la ecuación de flujo gradualmente variado.

6.3.1. Canal de aproximación

Se decidió que ambos vertederos tuvieran un canal de aproximación, al contrario del vertedero actual especialmente debido a la necesidad de construir la obra en seco sin necesidad de sacar de operación la planta. La longitud de los mismos fue elegida con la intención de que fuera posible utilizar el talud natural al inicio del canal como un dique y además que se tuviera suficiente espacio para la movilización de maquinaria y materiales en este espacio.

Para el vertedero libre se tiene un canal trapecial de 38 m de largo, 42 m de base, taludes con pendiente 0.50:1 y 14 m de altura, y con pendiente horizontal. La profundidad de

aproximación al cimacio es de 13 m para una velocidad de 1.59 m/s (carga de velocidad de 0.129 m).

Para el vertedero controlado se tiene igualmente un canal trapecial de 45 m de largo, 16 m de base, taludes con pendiente 0.50:1 y 17 m de altura, y pendiente horizontal. La profundidad de aproximación al cimacio es de 16 m para una velocidad de 2.60 m/s (carga de velocidad de 0.345 m).

6.3.2. Zona de control

Para determinar la geometría del cimacio, primeramente resulta necesario definir las cargas de diseño de los vertederos y la altura e inclinación del paramento aguas arriba.

Al definir estos parámetros se puede obtener un coeficiente de descarga para la carga de diseño del cimacio a partir de los gráficos desarrollados por el USBR (1987) como el mostrado en la Figura 7 del Capítulo 2. Obteniendo este coeficiente, a partir de la ecuación (5) es posible obtener la longitud de cresta.

Así, se determinó para el vertedero libre una carga de diseño de 5 m con la cresta en la cota 990 msnm y un paramento aguas arriba vertical de 8 m de alto. Se obtiene así un coeficiente de descarga de 2.162 que finalmente se traduce en una longitud efectiva de cresta de 41.4 m. Para tomar en cuenta los efectos de contracción de los estribos se escoge una longitud total de cresta de 42 m.

Por su parte, el vertedero controlado tiene una carga de diseño de 10 m con la cresta en la cota 985 msnm, un paramento aguas arriba vertical de 6 m de alto. Se obtiene un coeficiente de descarga de 2.111 para una longitud efectiva de cresta de 15.0 m. Para tomar en cuenta los efectos de contracción de los estribos se escoge una longitud total de cresta de 16 m.

En ambos casos se definió la geometría del cimacio a partir de los perfiles estándar WES mencionados en el Capítulo 2. Para un paramento vertical los parámetros de la ecuación toman los valores de $K_2=2$ y $n_2=1.85$, por lo que las ecuaciones que definen los perfiles de la cresta de estos vertederos son las siguientes:

$$\text{Libre} \quad X^{1.85} = 7.855 Y \quad (51)$$

$$\text{Controlado} \quad X^{1.85} = 14.189 Y \quad (52)$$

En el Cuadro 29 y el Cuadro 30 se observan las coordenadas de los perfiles de la cresta de ambos vertederos.

Cuadro 29. Coordenadas del perfil de la cresta del vertedero libre

x (m)	y (m)
0.00	0.00
0.50	0.04
1.00	0.13
1.50	0.27
2.00	0.46
2.50	0.69
3.00	0.97
3.86	1.55

Cuadro 30. Coordenadas del perfil de la cresta del vertedero controlado

x (m)	y (m)
0.00	0.00
0.50	0.02
1.00	0.07
1.50	0.15
2.00	0.25
2.50	0.38
3.00	0.54
3.50	0.72
4.00	0.92
4.50	1.14
5.00	1.39
5.50	1.65
6.00	1.94

El perfil aguas arriba de la cresta está definido por tres arcos cuyos radios se calculan con base en la carga diseño. Estos radios se observan en el Cuadro 31.

Cuadro 31. Radios de los arcos que definen el perfil aguas arriba de la cresta de ambos vertederos

Radio	Vertedero libre	Vertedero controlado
R1 (m)	2.5	5.0
R2 (m)	1.0	2.0
R3 (m)	0.2	0.4

Por último, los radios de los estribos fueron definidos con base en el ancho del talud desde la base hasta la primera berma de la excavación. Así, el radio externo de los estribos del vertedero libre es de 7 m, mientras que para el vertedero controlado son de 8.5 m.

6.3.3. Curva cóncava

Esta curva es la que une la zona de control con el primer tramo de la rápida de pendiente constante. Según el USBR (1987), para este tipo de curva se debe cumplir el siguiente criterio:

$$R_{cc} \geq 5d_e \quad (53)$$

Donde:

R_{cc} : radio mínimo para la curva cóncava.

d_e : profundidad del agua a la entrada de la curva.

Para el vertedero libre, la profundidad al final de la zona de control es de 2.43 m, para lo cual se escogió una curva de 12 m de radio cuyo arco tiene una longitud de 6.53 m.

Por su parte, para el vertedero controlado la profundidad al final de la zona de control es de 5.20 m, con lo cual se escogió una curva de 26 m de radio cuyo arco tiene una longitud de 12.50 m.

6.3.4. Contracción

Dadas las condiciones de caudal y carga necesarias del vertedero auxiliar se tiene el problema de que se cuenta con cargas bajas (en especial para el caso del vertedero libre) y un caudal relativamente alto. Esto genera longitudes de cresta muy amplias, para las que si se mantuviera el mismo ancho a lo largo de toda la rápida resultaría en costos muy elevados. Adicionalmente, el espacio con el que se cuenta es muy reducido.

Debido a lo anterior, se diseñaron contracciones que permiten reducir el ancho del canal presente en la zona de control hasta uno menor que se mantiene a lo largo de toda la rápida.

El ancho del canal de la rápida se escogió de forma que tuviera dimensiones similares al del vertedero existente. Los canales de este tienen un ancho de 15 m y cada uno tiene una capacidad de descargar alrededor de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$. Así, se decidió utilizar un canal de 12 m de ancho para ambos diseños preliminares.

Para el diseño de esta contracción se siguen las recomendaciones dadas por la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés, 1992) para una **contracción tipo "embudo"** que es aquella donde dentro de la reducción los muros del canal siguen una línea recta.

Toda reducción genera el surgimiento de ondas de choque estacionarias que generan un patrón en forma de diamante que puede persistir en el flujo aguas abajo de la contracción y resulta indeseable, especialmente en condiciones de flujo supercrítico. La contracción tipo embudo puede ser diseñada de forma tal que para el caudal de diseño estas ondas se anulen entre sí y que las perturbaciones aguas abajo de la contracción se reduzcan sustancialmente (Figura 67). Se presenta el inconveniente que estas ondas aparecen para cualquier otro caudal distinto al de diseño.

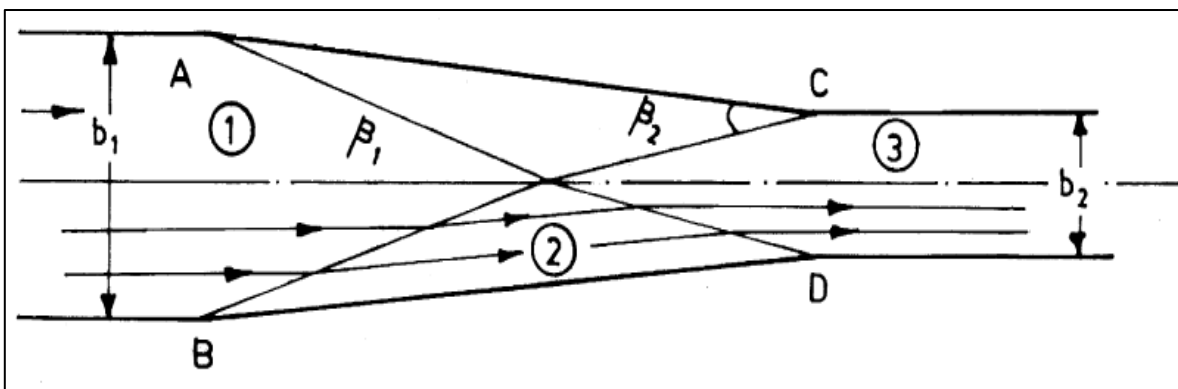


Figura 67. Ejemplo de una contracción tipo embudo y las ondas de choque generadas

Fuente: Adaptado de Khatsuria, 2005

Las ecuaciones dadas por ICOLD (1992) con referencia a Hager & Bretz (1987) son las siguientes:

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{1}{2F_1} \left[\frac{B_1}{B_2} - 1 \right] \right) ; \quad \varphi \leq 10^\circ \quad (54)$$

Donde:

φ : ángulo de deflexión de los muros.

F_1 : número de Froude a la entrada de la contracción.

b_1 : ancho antes de la contracción.

b_2 : ancho posterior a la contracción.

La relación entre números de Froude está dada por:

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{B_2}{B_1} \right) \quad (55)$$

Donde:

F_1 : número de Froude a la entrada de la contracción.

F_2 : número de Froude a la salida de la contracción.

Se recomienda que para ángulos de deflexión mayores a 10° el diseño de la contracción se realice de forma que los números de Froude se mantengan por arriba de 2 para asegurar que no se dé un salto hidráulico dentro de la contracción.

Al utilizar la ecuación (54) para el vertedero libre, siendo $F_1=2.98$, $b_1=42$ m, $b_2=12$ m se obtiene un ángulo de deflexión de 22.73° y una longitud de la contracción de 35.8 m y F_2 de 1.92. Debido a que el ángulo obtenido es mayor a 10° , el diseño se realiza de forma que los números de Froude se mantengan por encima de 2 a lo largo de la contracción y que las velocidades se mantengan constantes o vayan en aumento, lo que permite reducir las pérdidas de energía ocasionadas. Finalmente se obtiene una contracción de 40 m de largo, con un ángulo de deflexión de 20.6° , donde $F_1=2.98$ y $F_2=2.08$.

En cuanto al vertedero controlado, para $F_1=2.48$, $b_1=16$ m, $b_2=12$ se obtiene un ángulo de 3.85° y una longitud de 30 m. Nuevamente se verifica el número de Froude a la salida de la contracción sea mayor a 2, que en este caso es de 2.17.

6.3.5. Rápida: tramo de baja pendiente

Este es el primer tramo de la rápida con pendiente constante y es el de mayor longitud en ambos vertederos. Las pendientes escogidas fueron variadas a lo largo del proceso de diseño con el fin de ajustarse a las necesidades de cada vertedero.

Para los diseños propuestos este tramo tiene una pendiente de 1V: 15H (6.67%) para el vertedero libre con una longitud de 88.1 m. El vertedero controlado posee una pendiente de 1V: 35H (2.86%) con una longitud de 102.0 m.

Se debe destacar que este tramo es el que pasa por debajo de la carretera que da acceso al puente sobre la presa. Debido a esto, existe un tramo de 45 m donde el paso de la rápida deberá realizarse en una alcantarilla (esto para ambos vertederos). La losa superior deberá estar diseñada estructuralmente para soportar el paso de vehículos.

6.3.6. Curva convexa

Esta curva une los tramos de la rápida de baja y alta pendiente. El perfil descrito por esta curva viene dado por la siguiente ecuación (USACE, 1990), la cual describe una trayectoria para que no haya una separación de la lámina de agua del piso del canal:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{k_c [4 \cos^2 \theta (V_e^2 / 2g)]} \quad (56)$$

Donde:

x, y : coordenadas con origen en el inicio de la curva convexa.

θ : ángulo entre la tangente del fondo del canal y la horizontal.

V_e : velocidad del flujo al inicio de la curva.

k_c : coeficiente para garantizar presiones positivas a lo de toda la superficie de contacto. Se recomienda que sea mayor a 1.5.

En vista de que las velocidades de entrada a la curva son bastante altas y se dispone de un trayecto corto hasta el salto de ski, se decidió utilizar un k_c menor a 1.5 y escogerlo de forma tal que la longitud de la curva fuera un número exacto. Bajo estas condiciones, para el vertedero libre con una velocidad inicial de 18.9 m/s, un ángulo $\theta=3.81^\circ$ y un $k_c=1.38$ se tiene una longitud de curva de 30 m, cuyas coordenadas se muestran en el Cuadro 32. Para el caso del vertedero controlado con una velocidad inicial de 17.2 m/s, un ángulo

$\theta=1.64^\circ$ y un $k_c=1.41$ se tiene una longitud de curva de 27 m, cuyas coordenadas se muestran en el Cuadro 33.

Cuadro 32. Coordenadas de la curva convexa del vertedero libre

x (m)	y (m)
0.0	0.00
2.0	0.17
4.0	0.43
6.0	0.76
8.0	1.17
10.0	1.67
12.0	2.24
14.0	2.89
16.0	3.63
18.0	4.44
20.0	5.33
22.0	6.31
24.0	7.36
26.0	8.49
28.0	9.71
30.0	11.0

Cuadro 33. Coordenadas de la curva convexa del vertedero controlado

x (m)	y (m)
0.0	0.00
2.0	0.10
4.0	0.30
6.0	0.60
8.0	0.98
10.0	1.47
12.0	2.04
14.0	2.72
16.0	3.48
18.0	4.34
20.0	5.30
22.0	6.35
24.0	7.49
26.0	8.73
27.0	9.39

6.3.7. Rápida: tramo de alta pendiente

Ambos vertederos poseen después de la curva convexa un tramo de corta longitud de alta pendiente de 1V: 1.5H (66.6%) que permite normalizar las presiones del flujo antes del ingreso al deflector de salida de los vertederos. Este tramo de rápida tiene 10 m en el vertedero libre y 9 m en el vertedero controlado.

6.3.8. Salto de ski

Existen una gran cantidad de fórmulas y referencias en cuanto al cálculo del radio de los saltos de ski. La recomendación más general dada por Khatsuria (2005) es que el radio de esta estructura debe encontrarse entre $3d_e$ y $7d_e$, siendo d_e la profundidad de entrada al deflector. Adicionalmente se hace referencia a otras deducciones y fórmulas derivadas por otros autores como se muestran a continuación:

**Varshney and Bajaj
(1970)**

$$F^{0.5} = 0.06 \frac{R_s}{d_e} + 1.96 \quad (57)$$

-

$$R_s = \sqrt{h_d h'} \quad (58)$$

KNS Rao (1978)

$$\frac{R_s}{d_e} = 11.534F^{0.5} - 9.113F^{0.25} ; 3 < F < 5.5$$

$$\frac{R_s}{d_e} = 4.037(F - 3.7627); 5.5 < F < 10 \quad (59)$$

Donde:

F : número de Froude a la entrada del salto de ski.

d_s : profundidad de entrada al salto de ski.

h' : caída desde la cresta hasta el deflector.

R_s : radio del salto de ski.

Realizando los cálculos pertinentes para el vertedero libre para una profundidad de entrada de 2.99 m y un número de Froude de 5.14 con las fórmulas anteriores se obtienen radios en el rango de 13 m a 17 m. Cumpliendo con la recomendación general se escoge un radio del deflector de 16 m. Por su parte para el vertedero controlado se tiene una profundidad de entrada de 3.21 m y un número de Froude de 4.62, para lo cual se obtienen radios entre los 11 m y los 19. Nuevamente cumpliendo con las recomendaciones se escoge un radio de 12 m.

Por último para el cálculo del ángulo de salida del deflector se utiliza la siguiente fórmula desarrollada por Varshney & Bajaj (1970) (citado en Khatsuria, 2005):

$$F = 7.8 - 0.000091 \frac{R_s \theta_s^3}{h_s} \quad (60)$$

Donde:

F : número de Froude a la entrada del salto de ski.

R : radio del salto de ski.

θ_s : ángulo de salida.

h_s : carga total desde el embalse hasta el salto de ski.

Así, para el vertedero libre se tiene un ángulo de salida de 38.3°, mientras que para el vertedero controlado se tiene un ángulo de 45.5°.

6.3.9. Curva horizontal

Como se observó en la Figura 66, el alineamiento de la rápida debe describir cierta curvatura que permita direccionar la salida del agua del deflector en la dirección del río. Originalmente se planteó una curva con un radio muy amplio, sin embargo, esto implicaría que dentro de la curva horizontal estarían contenidos la curva convexa y el salto de ski. Dado que en las curvas horizontales se da una superelevación en la superficie del agua debida a las fuerzas centrífugas ejercidas, la combinación de los efectos de la curva convexa con la curva horizontal resulta desconocida. Se prefiere entonces separar los distintos elementos hasta donde resulte posible. Por esta razón la curva horizontal se coloca justo después de la curva convexa, de manera que esta abarca el tramo de alta pendiente y el deflector de salida, de una manera similar al vertedero existente.

Según el USACE (1952), el radio mínimo de una curva horizontal está dado por la siguiente expresión:

$$R_H = \frac{4V_e^2 B}{g d_e} \quad (61)$$

Donde:

R_H : radio de la curva horizontal.

V_e : velocidad de entrada a la curva.

B : ancho del canal.

d_e : profundidad de entrada a la curva.

Luego de la curva convexa ya se presentan velocidades altas (24.2 m/s para el vertedero libre y 22.8 m/s para el vertedero controlado), debido a esto los radios dados por la ecuación (61) son sumamente amplios y no se adaptan a las necesidades del diseño. Por esta razón, se escogió el radio más amplio posible que permitiera mantener la dirección de salida y que no se traslapara con el final de la curva convexa. En ambos casos un radio de 75 m cumple con esta condición.

Debido a la reducción en radio y a las altas velocidades, se decide incluir un peralte a lo largo de la curva que ayuda a disminuir la superelevación en la superficie del agua.

Según ICOLD (1992), la pendiente transversal requerida se puede estimar a través de la siguiente ecuación:

$$S_t = \frac{V_e^2}{gR_H} \quad (62)$$

Al evaluar esta fórmula para las velocidades ya mencionadas se obtienen pendientes de alrededor del 81.6% y el 70.7%, respectivamente. Esto implica un desnivel total en el canal de casi el ancho del mismo. Tomando esto en cuenta, con el fin de disminuir el peralte necesario se decide introducir un muro divisorio que para el caso del vertedero libre inicia al final de la curva convexa, mientras que para el vertedero controlado inicia dentro de esta. Se contempló un muro de 0.5 m de ancho de forma que se tendrían dos canales de 5.75 m de ancho. De esta forma, a pesar de que la pendiente transversal no cambia ya que depende únicamente de la velocidad y el radio, al disminuir el ancho del canal, el peralte necesario en cada canal es menor.

Resulta necesario destacar que la presencia de este muro y especialmente con velocidades altas va a generar chorros cuando el agua impacte contra este. Debido a esto, con el fin de contener el agua dentro del canal se propone que este tramo también se realice en alcantarilla, iniciando 0.5 m antes del muro divisorio. Esta losa termina a la mitad del deflector de salida, mientras que el muro sí se mantiene hasta el final del mismo.

Se obtiene entonces un desnivel total de 4.70 m para el vertedero libre, y de 4.10 m para el vertedero controlado. La transición se realiza en ambos casos de forma gradual desde el final de la curva convexa hasta la mitad del salto de ski girando alrededor de la línea de centro de cada canal de 5.75 m. A partir de la zona mencionada el peralte llega a su máximo y se mantiene constante hasta la salida del deflector.

6.3.10. Diseños preliminares finales

En las siguientes figuras se muestran vistas generales de los prediseños realizados a modo de comparación entre las geometrías en planta y los perfiles obtenidos.

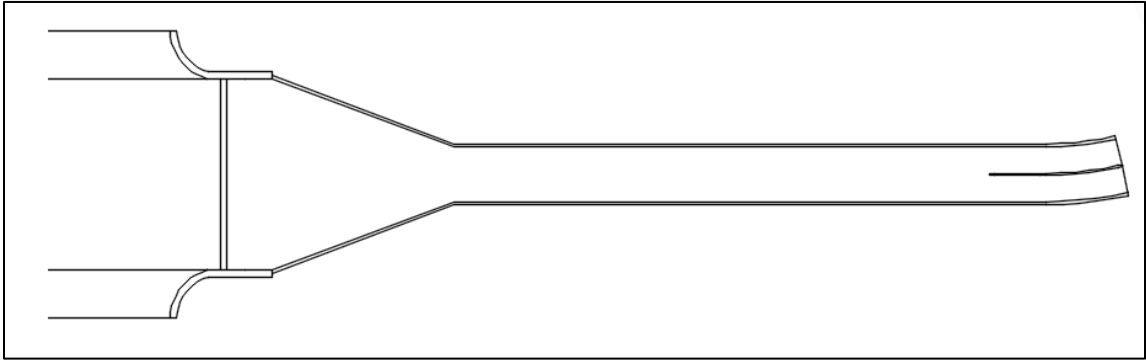


Figura 68. Planta general del vertedero libre

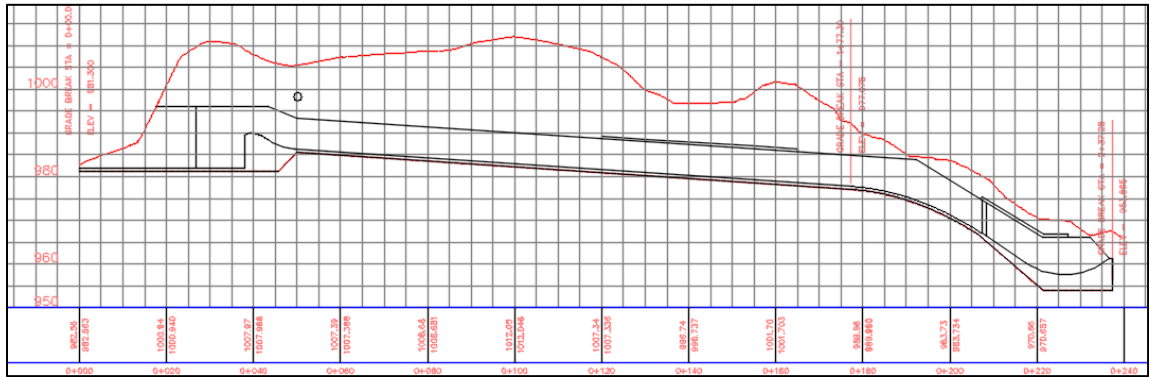


Figura 69. Perfil general del vertedero libre

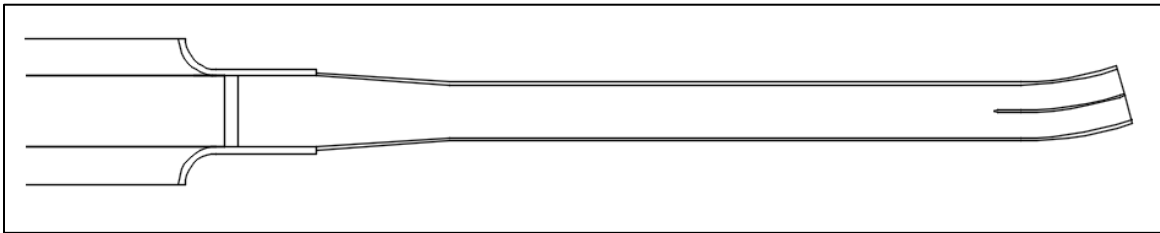


Figura 70. Planta general del vertedero controlado

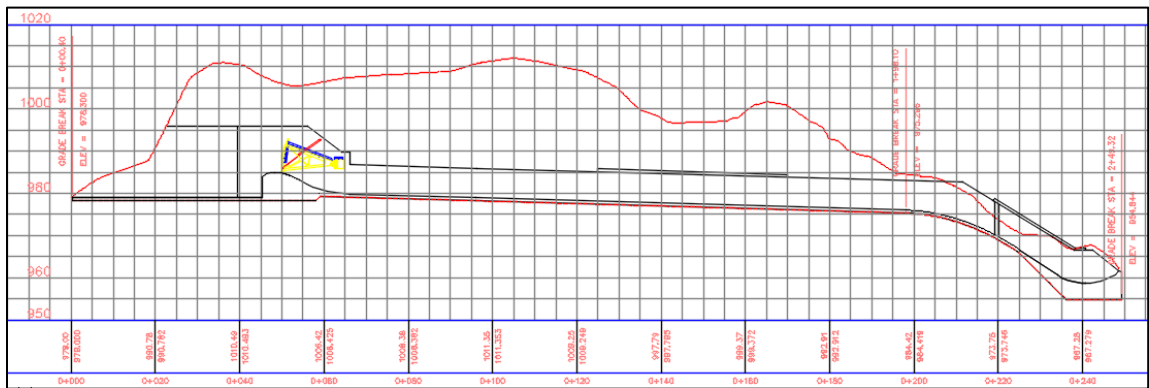


Figura 71. Perfil general del vertedero controlado

6.4. Comparación económica

Con el fin de escoger uno de los dos vertederos previamente diseñados, se realizan presupuestos preliminares de los materiales para cada uno de ellos. Así, se escogerá la opción más económica entre ambos. Dado que el diseño aquí realizado contempla únicamente la parte hidráulica del mismo, se tomaron medidas aproximadas de muros y losas que permitieran calcular los volúmenes de obra pertinentes.

Una vez obtenidos los perfiles de la superficie del agua para una rugosidad máxima de las paredes de los vertederos, es posible obtener el borde libre necesario a partir de la siguiente fórmula sugerida por el USBR (1987):

$$BL = 0.6 + 0.037 Vd^{1/3} \quad (63)$$

Donde:

BL : borde libre (m).

V : velocidad del agua (m/s).

d : profundidad del agua (m).

Por simplicidad constructiva, se mantiene un mismo borde libre a lo largo de toda la rápida. Se toma entonces como la altura del muro el mayor valor obtenido de la suma de la profundidad del agua y el borde libre obtenido de la ecuación (63). Para el vertedero libre se tiene un muro de 7.20 m de alto, y uno de 7 m de alto para el vertedero controlado.

Conociendo la altura de los muros, para determinar el resto de las dimensiones se toma como referencia a Bowles (1968). Este sugiere las dimensiones que se observan en la Figura 72.

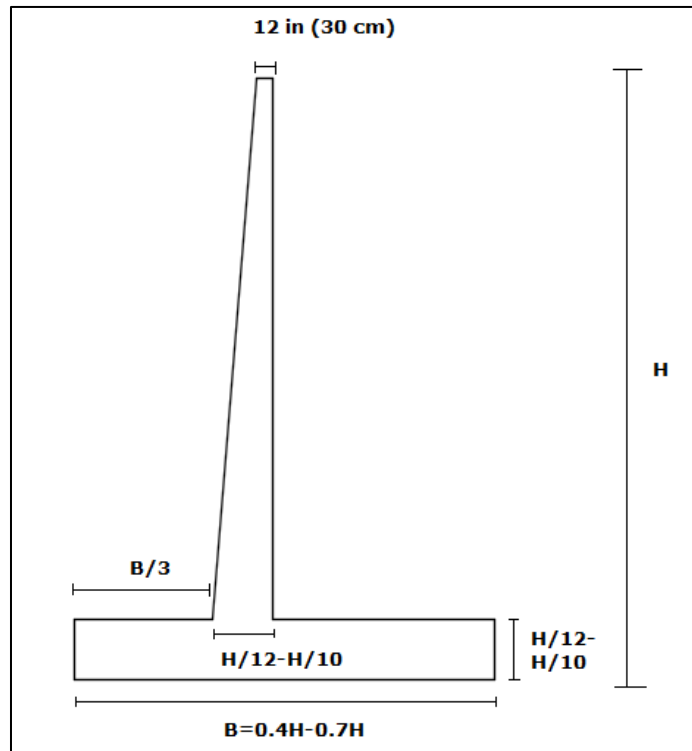


Figura 72. Dimensiones preliminares para una sección transversal de la rápida de un vertedero

En este caso se omitió la dimensión $B/3$, siguiendo una geometría similar al del vertedero del P.H. Reventazón. En ambos casos, los anchos de las losas y de las bases de los muros se toman como 0.70 m, mientras que la parte superior del muro se tomó de 0.30 m.

Con base en estas dimensiones, información de costos unitarios provista por el Área de Ingeniería Económica y densidades de acero promedio dadas por el Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura fue posible calcular el presupuesto aproximado de cada vertedero. Por razones de confidencialidad, la información proporcionada por estas áreas no se muestra en el presente documento.

A continuación se muestran los costos totales aproximados para cada vertedero. Se debe destacar que para los costos relacionados con la protección de los taludes de la excavación, la cantidad de concreto lanzado y de anclajes fue calculada de una manera aproximada. Se tomó que para el área de aproximación esta se cubriría en un 100% con concreto lanzado y que un 50% de esta debería protegerse con anclajes de 6 m de largo con un espaciamiento de 1 m. En cuanto al área de la rápida se considera que un 20% del área deberá recubrirse con concreto lanzado y protegerse con anclajes con las mismas

características mencionadas. Es evidente que estos costos son aproximados y que la protección requerida por estos taludes se verá afectada directamente por los materiales presentes en el sitio (existen tres capas de materiales en la margen izquierda) para lo cual deberá realizarse un estudio geológico mucho más detallado.

Se puede observar en el Cuadro 34 y el Cuadro 35 el desglose de los presupuestos preliminares de materiales. La opción más económica es el vertedero controlado por un margen de \$ 632,947.

Cuadro 34. Presupuesto preliminar del vertedero libre

Excavaciones	Costo
Suelo y roca	\$ 2,623,454
Protección de taludes	Costo
Anclajes de protección	\$ 3,744,576
Concreto lanzado	\$ 150,014
Concreto	Costo
Concreto ciclópeo	\$ 260,749
Concreto estructural para vertedero	\$ 2,370,455
Acero	Costo
Acero de refuerzo	\$ 1,551,963
Paso temporal sobre carretera	Costo
Puentes bailey	\$ 195,000
Costo total	\$ 10,896,211

Cuadro 35. Presupuesto preliminar del vertedero controlado

Excavaciones	Costo
Suelo y roca	\$2,124,979
Protección de taludes	Costo
Anclajes de protección	\$3,677,083
Concreto lanzado	\$150,740
Concreto	Costo
Concreto ciclópeo	\$95,023
Concreto estructural para vertedero	\$2,019,723
Acero	Costo
Acero de refuerzo	\$1,323,135
Compuerta radial	\$677,581
Paso temporal sobre carretera	Costo
Puentes bailey	\$195,000
Costo total	\$10,263,264

6.5. Diseño preliminar final del vertedero controlado

A continuación se detallan otras consideraciones de diseño que no fueron presentadas previamente, pero que resultan de gran importancia para completar el diseño del vertedero respectivo. Estos resultados se presentan únicamente para el vertedero elegido.

6.5.1. Ubicación y dimensionamiento de la compuerta

Se debió determinar la ubicación del labio y el pivote de la compuerta, los cuales determinan su radio y altura. Se sabe que la cresta del vertedero se encuentra en la cota 985 msnm y el NAMO en la cota 990 msnm.

Siguiendo las recomendaciones detalladas en el Capítulo 2, no es conveniente colocar la compuerta justo sobre la cresta pues esto induce presiones negativas sobre la misma. Así, se recomienda que el labio descansa a una distancia entre 1 m y 3 m aguas abajo de la cresta. Se decidió ubicar este punto a 2 m de la cresta, a una elevación de 984.75 msnm.

A partir de este punto se puede definir la altura de la compuerta. La compuerta debe permitir al embalse llegar hasta el NAMO sin que se vierta por encima de ella. Para esto se requeriría una compuerta de 5.25 m de altura. Como margen de seguridad, se escoge una altura de 6 m.

La ubicación del pivote según las recomendaciones debe encontrarse a una distancia desde un tercio hasta un medio de la altura total de la compuerta medido desde el punto donde descansa el labio. Esto quiere decir que el pivote debería encontrarse en un punto entre los 2 m y 3 m por encima del labio. Se eligen 2 m, y la distancia desde la cresta se define a partir del perfil de la superficie del agua para la carga de diseño de forma que se respete un borde libre hasta el pivote de la compuerta. Por lo tanto, el pivote se localiza a 13.8 m aguas abajo de la cresta a una elevación de 987 msnm. Con la geometría definida se requiere de una compuerta de 12 m de radio.

Según Erbisti (2014) el peso de una compuerta de sector de un vertedero puede ser calculado según la fórmula:

$$G_g = 0.64(B_g^2 h_g h_{gs})^{0.682} \quad (64)$$

Donde:

G_g : peso de la compuerta (kN).

B_g : ancho de la compuerta (m).

h_g : altura de la compuerta (m).

h_{gs} : carga sobre el sello (m).

Para la compuerta en cuestión de 16 m de ancho, 6 m de altura y una carga sobre el sello de 5.25 m, esta compuerta tendría un peso aproximado de 30.1 ton.

6.5.2. Perfiles de la superficie del agua

Los perfiles de la superficie del agua resultan de gran importancia en el diseño del vertedero, ya que los parámetros de diseño de las diversas estructuras y partes del mismo se basan en las profundidades y velocidades a lo largo de la rápida.

El USACE recomienda que estos perfiles sean obtenidos para rugosidades mínimas y máximas, de forma que se puedan verificar los cálculos para las velocidades y niveles máximos, respectivamente.

En las rápidas de los vertederos se dan una gran cantidad de fenómenos que implican un comportamiento tridimensional del flujo. Sin embargo, por lo general estos perfiles son obtenidos a partir de la resolución de las ecuaciones de flujo gradualmente variado (FGV), que se consideran una buena aproximación y resultan la forma más sencilla de calcularlos. Para obtener una reproducción más cercana de los perfiles se puede utilizar software para la modelación numérica del flujo.

La ecuación utilizada para obtener estos perfiles es la siguiente:

$$\frac{dd}{ds} = \frac{\left[(S_c - dS_c \frac{d\theta}{ds}) - S_f + F_r^2 \frac{d}{b} \frac{db}{ds} \right]}{\cos\theta - F_r^2} \quad (65)$$

Donde:

d : profundidad del agua.

s : distancia a lo largo de la rápida.

S_c : pendiente del fondo del canal.

$$d\theta/ds: \text{inverso del radio de curvatura: } R_c^{-1} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$$

S_f : pendiente de fricción.

F_r : número de Froude.

b : ancho del canal.

θ : ángulo entre la tangente del fondo del canal y la horizontal.

El primer y tercer término de la ecuación son los que normalmente aparecen en las ecuaciones de FGV. El segundo y cuarto término se introducen para tomar en cuenta los efectos del cambio de curvatura en el fondo del canal (curvas verticales), y el cambio en el ancho del canal, respectivamente.

Para resolver esta ecuación se utilizó el método de Runge Kutta de primer orden (o también conocido como método de Euler). Para el cálculo de la pendiente de fricción se utilizó la fórmula de Manning. En cuanto a rugosidades, según Chow (1994) para concreto bien acabado se pueden tomar valores de 0.011- 0.015 s m^{-1/3} para la n de Manning, con un valor medio de 0.013 s m^{-1/3}.

Se sabe que estos perfiles son supercríticos, por lo que se deben calcular desde aguas arriba hacia aguas abajo. Por esto, se debe conocer la profundidad del agua en la zona de control de la cresta. Los perfiles del agua sobre la cresta, como se detalló en el Capítulo 2, son dados por el USACE. En el caso presente según el gráfico HDC 111-11 se dan los perfiles de la napa superior del agua para la línea de centro de un cimacio sin pilas intermedias. Este gráfico da las coordenadas para tres cargas distintas: 0.5 H_d , H_d y 1.33 H_d . Dado que el vertedero en cuestión se diseñó para la carga máxima, solamente se pueden obtener dos perfiles.

A partir de las profundidades obtenidas con estos perfiles, se puede desarrollar el perfil de la superficie a lo largo del resto de la rápida para las diversas rugosidades calculado a partir de la resolución de la ecuación (65). Los cuadros con los cálculos para los perfiles obtenidos se pueden observar en el Apéndice 2.

En la Figura 73 se pueden observar los perfiles para la carga de diseño (10 m) y la mitad de la carga de diseño (5 m) para la condición de rugosidad mínima.

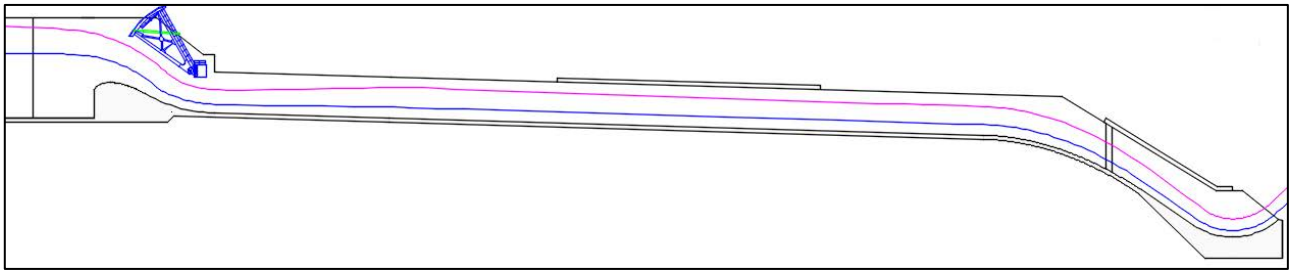


Figura 73. Perfiles de la superficie del agua para rugosidad mínima

6.5.3. Proyecciones del chorro para el salto de ski

Una vez obtenidos los perfiles para la superficie del agua se requiere calcular las proyecciones del chorro a la salida del salto de ski. Esto permite determinar cuál será el alcance máximo de este para el caso del caudal máximo, y dará una idea sobre las condiciones a esperar para caudales bajos.

La ecuación para determinar la trayectoria del chorro se obtiene con base en las ecuaciones básicas que describen el movimiento de proyectiles. El USBR (1987) presenta la siguiente ecuación para determinar dicha trayectoria, la cual es la misma ecuación utilizada para describir el perfil de la curva convexa. En este caso, θ es el ángulo de salida del deflector, y V_0 es la velocidad de salida, obtenida del cálculo de los perfiles de la sección anterior. El parámetro k_c se utiliza para tomar en cuenta la resistencia del aire y se recomienda un valor de 0.9.

$$y = -x \tan \theta + \frac{x^2}{k_c [4 \cos^2 \theta (V_e^2 / 2g)]} \quad (66)$$

Las proyecciones se calculan para los dos casos que fueron calculados los perfiles de la superficie del agua. Para la carga de diseño se tiene una velocidad de salida de 27.7 m/s, mientras que para $0.5 H_d$ se tiene una velocidad de 25.2 m/s. En el Cuadro 36 se observan las coordenadas de la trayectoria de los chorros para los dos casos estudiados. La distancia máxima obtenida fue de 91.1 m, mientras que para una carga de 5 m se obtiene una distancia de 76.8 m.

Cuadro 36. Proyecciones del chorro para $H= H_d$ y $0.5 H_d$

$H= H_d$		$H=0.5H_d$	
x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.0	0.0	0.0	0.0
10.0	8.8	10.0	8.4
20.0	14.7	15.0	11.3
30.0	17.8	20.0	13.4
40.0	18.0	30.0	14.8
50.0	15.4	40.0	12.7
60.0	10.0	50.0	7.1
70.0	1.7	60.0	-1.9
80.0	-9.3	70.0	-14.5
91.1	-25.0	76.8	-25.0

En la Figura 74 se observan estas trayectorias de forma gráfica junto con el perfil del terreno aguas abajo de la salida del deflector. Se puede notar que para el caso del caudal máximo el chorro impactaría en la mitad del cauce del río y no impactaría margen derecha. Por otra parte para la carga de 5 m, el chorro impactaría muy cercano a la margen izquierda del río. Si se tomara en cuenta la dispersión del mismo, es posible que este sí impacte en esta zona y que genere problemas de socavación.

Lo anterior implica que para caudales aún menores (la carga de 5 m representa un caudal de $325 \text{ m}^3/\text{s}$), la proyección del chorro no impactaría directamente en el cauce del río sino en el talud aguas abajo del salto de ski. Esto hace necesario la protección y acondicionamiento de este tramo que permita la evacuación de las aguas hasta el cauce del río.

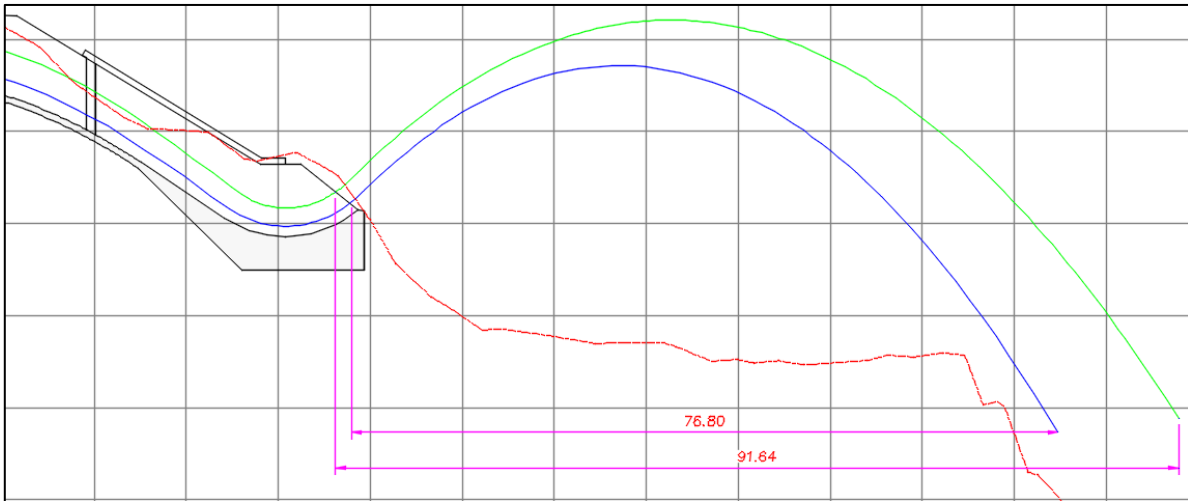


Figura 74. Proyecciones del chorro a la salida del salto de ski

Es importante destacar que en estos cálculos no se toma en cuenta el efecto que puede tener la curva horizontal en este tramo y el peralte del fondo de la rápida, así como la dispersión que ocurre en el chorro a lo largo de la trayectoria del mismo. Estos aspectos pueden cambiar la dirección y el lugar de impacto de los chorros, por lo que deberán ser examinados con mayor detalle en un eventual diseño final de esta estructura.

6.5.4. Revisión de índices de cavitación

Dadas las altas velocidades que se pueden encontrar en la rápida de un vertedero, así como los diferentes cambios de geometría, resulta de gran importancia la revisión de cavitación. Si las velocidades exceden cierto valor y los índices de cavitación disminuyen de forma excesiva, podría ser necesaria aireación forzada con el fin de evitar que se dé este fenómeno.

De forma general se tratan de evitar velocidades por encima de los 30 m/s, ya que por arriba de este valor se considera que la cavitación es casi segura. A partir de la fórmula de Torricelli para alcanzar una velocidad de 30 m/s se requiere una caída de alrededor de los 46 m. Por esta razón, el lanzamiento del chorro en el diseño elaborado se realiza antes de alcanzar esta caída. Sin embargo, no necesariamente esta medida es suficiente para evitar cavitación.

El parámetro utilizado para determinar si hay o no cavitación (como se dijo en el Capítulo 2) es el índice de cavitación, el cual se calcula a partir de la ecuación (26). Como se puede observar de esta ecuación un parámetro que se toma en cuenta es la curvatura del fondo

del canal, pues canales cóncavos inducen a mayores presiones que a su vez aumentan los índices de cavitación. Los canales convexos, por el contrario, inducen una reducción de presión que disminuye el índice de cavitación.

Para el vertedero en estudio, la estructura más crítica es la curva convexa, pues esta se encuentra llegando al final de la rápida, donde las velocidades alcanzadas son altas y además la curvatura induce a una disminución de la presión.

En la Figura 75 se observa la variación del índice de cavitación a lo largo de la rápida del vertedero desde la zona de control hasta el salto de ski calculados con base en las velocidades obtenidas para los perfiles de la superficie del agua para rugosidad mínima. Los puntos rojos denotan las diversas estructuras a lo largo del vertedero en el siguiente orden: zona de control, curva cóncava, contracción, tramo de baja pendiente, curva convexa, tramo de alta pendiente y salto de ski. Las discontinuidades en el índice de cavitación se deben a cambios en la pendiente y la curvatura del fondo de la rápida. Las líneas horizontales en el gráfico denotan las tolerancias mencionadas en el Cuadro 7 del Capítulo 2.

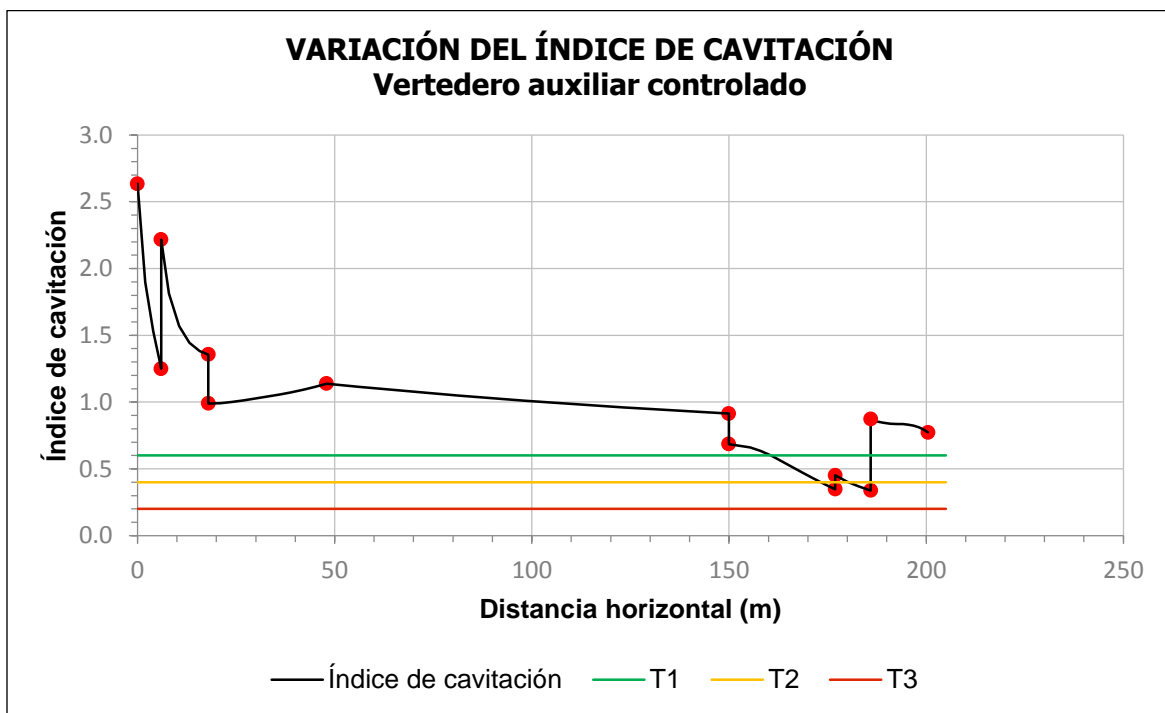


Figura 75. Variación del índice de cavitación a lo largo de la rápida del vertedero auxiliar

Se puede observar que efectivamente es en la curva convexa donde se da una mayor disminución del índice de cavitación. A pesar de esto, los valores de σ se mantienen por encima del valor mínimo para tolerancia 3 de 0.20. Adicionalmente la mayoría de la rápida se mantiene por encima de 0.60, es decir en tolerancia 1. En el Apéndice 4 se pueden observar el detalle de los cálculos y los valores de esta revisión.

Lo anterior implica que en la curva convexa y el tramo de alta pendiente se deberá tener un mayor control constructivo de forma que la estructura sea lo más cercana al diseño propuesto y que los *offsets* en la rápida cumplan con lo especificado en Falvey (1990) para evitar problemas de cavitación.

Se deberá estudiar con mayor detalle además el efecto del muro divisorio, ya que este inicia al final de la curva convexa, y la presencia de este obstáculo al flujo del agua, podría generar problemas de cavitación.

6.5.5. Revisión de presiones sobre la losa del fondo de la rápida

Además de los parámetros descritos anteriormente resulta importante una revisión de las presiones que ejerce el agua sobre la losa del fondo del canal. Este parámetro es especialmente relevante para el diseño estructural de las losas y los muros del vertedero.

Para el cálculo de las presiones desarrolladas en la cresta se utilizan los gráficos desarrollados por el USACE, particularmente el HDC 111-16, que presenta la presión desarrollada en cimacios sin pilas intermedias.

Para el resto de la estructura se supone una distribución de presión hidrostática, donde la presión ejercida es igual a la columna de agua medida de forma vertical desde el fondo del canal hasta la superficie del agua (Chow, 1994). Este valor viene dado por la siguiente ecuación:

$$h_p = d \cos \theta \quad (67)$$

Donde:

h_p : presión sobre la losa.

d : profundidad del agua medida de forma perpendicular entre el fondo y la superficie del agua.

θ : ángulo entre la tangente del fondo del canal y la horizontal.

En el caso de que existan curvaturas en el fondo del canal, como por ejemplo para la curva cóncava, la curva convexa y el salto de ski se debe tomar en cuenta las fuerzas centrífugas que se desarrollan. En este caso, a partir de la ley de aceleración de Newton es posible demostrar que el aumento o disminución de presión viene dado por la siguiente ecuación (Chow, 1994):

$$c = \frac{dV^2}{gR_c} \quad (68)$$

Donde:

c : corrección de la altura de presión. Toma signo positivo para curvaturas cóncavas, y signo negativo para las convexas.

d : profundidad del agua medida de forma perpendicular entre el fondo y la superficie del agua.

V : velocidad del flujo.

R_c : radio de curvatura.

A partir de estas ecuaciones es posible calcular las presiones a lo largo de la rápida del vertedero. En la Figura 76 se observan los perfiles de presiones para los dos casos estudiados anteriormente para los perfiles de la superficie del agua (H_d y $0.5H_d$).

El caso crítico se da para la carga de diseño, donde la presión mínima es de 0 mca y se da en el cuadrante aguas arriba de la cresta, mientras que la presión máxima es de 22.2 mca y se da en el salto de ski. En el Apéndice 4 se observan los cálculos y valores obtenidos para los perfiles de presiones.

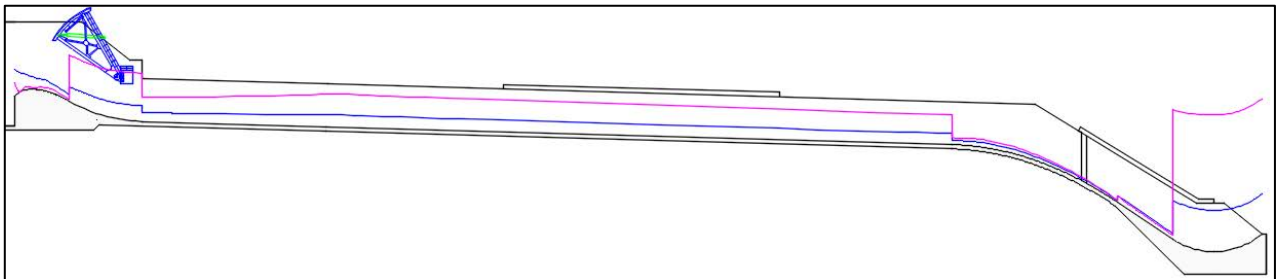


Figura 76. Perfil de presiones a lo largo de la rápida del vertedero

6.5.6. Curvas de descarga teóricas

6.5.6.1. Descarga libre

La curva de descarga libre fue calculada con el método del USBR ya mencionado y detallado en los Capítulos 2 y 5. En este caso se tiene un coeficiente de descarga C_o de 2.111. Dado que el vertedero solamente posee una sola compuerta, no se requieren pilares para este. En cuanto a los estribos, según la referencia del USACE, el gráfico HDC 111-3/1 (Figura 11) presenta los coeficientes de contracción para estribos de concreto. Dado que los estribos de este vertedero presentan radios muy amplios, la relación H/r_e es pequeña y se sale del rango de la curva presentada, se utiliza un valor de $k_a=0.085$, sabiendo que este resulta conservador.

En la Figura 77 y en el Cuadro 37 se observa la curva de descarga libre del vertedero, con una capacidad máxima de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

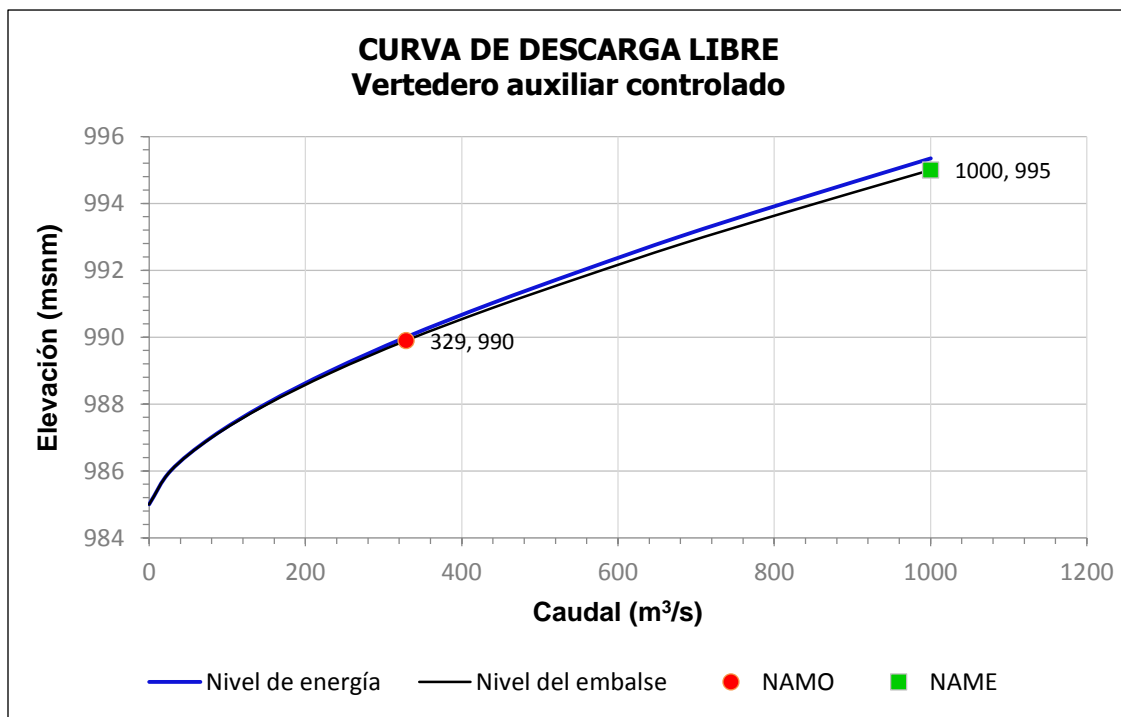


Figura 77. Curva de descarga libre del vertedero auxiliar controlado

Cuadro 37. Parámetros de diseño y curva de descarga libre del vertedero auxiliar controlado

Parámetros de diseño						
Altura del paramento aguas arriba P (m)		6				
Carga de diseño sin CVA h_d (m)		10				
CVA (m)		0.35				
Carga de diseño con CVA H_d (m)		10.35				
Longitud neta de cresta L (m)		16				
Coeficiente de descarga de diseño C_d ($m^{1/2} s^{-1}$)		2.111				
Coeficiente de contracción de estribos k_a (adim)		0.085				
Caudal de diseño Q_d (m^3/s)		1000				
Curva de descarga						
Nivel de energía (msnm)	Nivel del embalse (msnm)	H/ H_d	C_1	C_2	C_3	Q (m^3/s)
985.00	985.00	0.00	1.00	0.000	1.000	0
986.00	986.00	0.10	1.00	0.820	0.989	27
987.00	986.99	0.19	1.00	0.850	0.979	79
988.00	987.97	0.29	1.00	0.878	0.968	149
989.00	988.94	0.39	1.00	0.900	0.958	233
990.00	989.90	0.48	1.00	0.920	0.947	329
991.00	990.86	0.58	1.00	0.941	0.936	437
992.00	991.81	0.68	1.00	0.959	0.926	555
993.00	992.76	0.77	1.00	0.970	0.915	678
994.00	993.72	0.87	1.00	0.985	0.904	812
995.35	995.00	1.00	1.00	1.000	0.890	1000

6.5.6.2. Descarga controlada

La curva de descarga controlada fue calculada por el método de Hager ya detallado en los Capítulos 2 y 5. Los principales parámetros de entrada para utilizar este método (posición del pivote, posición del asiento de la compuerta y radio de la compuerta) fueron detallados en la sección *Ubicación y dimensionamiento de la compuerta* de este mismo Capítulo.

Al igual que para la curva actualizada del vertedero existente, las aperturas se dan en términos absolutos de la elevación del labio de la compuerta. Nuevamente, la razón por la cual no todas las curvas se calculan hasta la carga máxima (995 msnm), es porque para aperturas pequeñas y cargas altas habría vertido sobre la compuerta. En la Figura 78 se observa la curva de descarga controlada del vertedero auxiliar junto con la curva de descarga libre. En el Cuadro 38 se tiene la curva de descarga controlada en forma tabular. Los valores resaltados en gris corresponden a descarga libre.

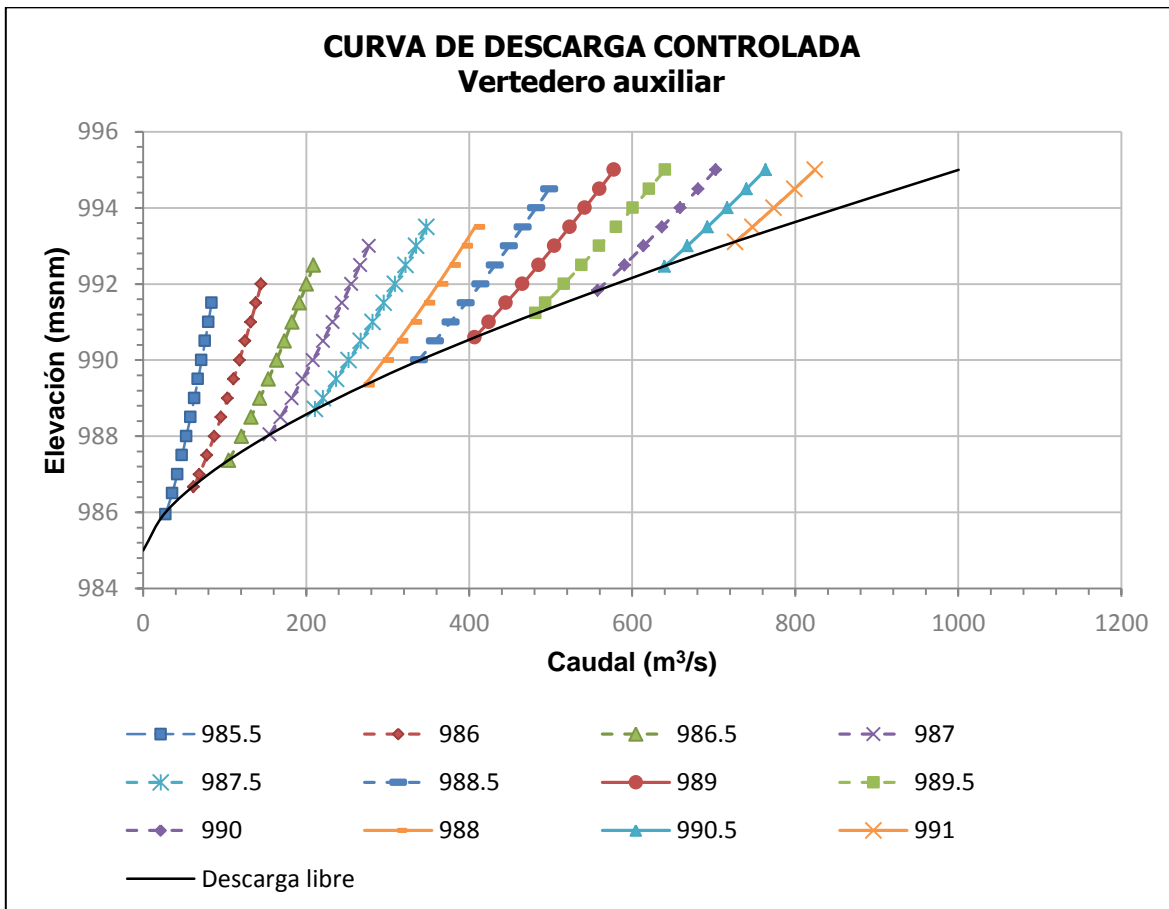


Figura 78. Curva de descarga controlada del vertedero auxiliar

Cuadro 38. Curva de descarga controlada del vertedero auxiliar

Z_i (msnm)	X_i (m)	G (m)	β (°)	Nivel del embalse (msnm)	h (m)	h_e (m)	C_H	Q (m³/s)
985.5	1.88	0.714	71.1	985.95	0.95	1.18	0.509	28
				987.00	2.00	2.23	0.556	42
				988.00	3.00	3.23	0.584	53
				989.00	4.00	4.23	0.605	63
				990.00	5.00	5.23	0.621	72
				991.00	6.00	6.23	0.635	80
				991.50	6.50	6.73	0.641	84
986.0	1.83	1.194	74.2	986.67	1.67	1.89	0.536	62
				987.50	2.50	2.72	0.563	78
				988.50	3.50	3.72	0.586	96
				989.50	4.50	4.72	0.604	111
				990.50	5.50	5.72	0.619	125
				991.50	6.50	6.72	0.631	138
				992.00	7.00	7.22	0.637	145
986.5	1.79	1.679	77.2	987.37	2.37	2.58	0.551	105
				988.50	3.50	3.71	0.577	132
				989.50	4.50	4.71	0.595	154
				990.50	5.50	5.71	0.610	173
				991.50	6.50	6.71	0.622	192
				992.50	7.50	7.71	0.633	209
987.0	1.78	2.169	80.1	988.05	3.05	3.26	0.560	155
				989.00	4.00	4.21	0.578	182
				990.00	5.00	5.21	0.594	208
				991.00	6.00	6.21	0.607	233
				992.00	7.00	7.21	0.618	255
				993.00	8.00	8.21	0.628	277
987.5	1.79	2.663	82.8	988.71	3.71	3.92	0.565	211
				989.50	4.50	4.71	0.578	237
				990.50	5.50	5.71	0.593	267
				991.50	6.50	6.71	0.605	295
				992.50	7.50	7.71	0.615	322

				993.50	8.50	8.71	0.624	348
988.0	1.83	3.159	85.4	989.35	4.35	0.57	4.565	272
				990.50	5.50	0.58	5.715	313
				991.50	6.50	0.60	6.715	346
				992.50	7.50	0.61	7.715	377
				993.50	8.50	0.62	8.715	407
988.5	1.88	3.659	87.90	990.01	5.01	5.23	0.571	339
				991.00	6.00	6.23	0.583	377
				992.00	7.00	7.23	0.594	414
				993.00	8.00	8.23	0.603	449
				994.00	9.00	9.23	0.612	482
				994.50	9.50	9.73	0.616	498
989.0	1.95	4.162	90.3	990.60	5.60	5.84	0.571	407
				991.50	6.50	6.74	0.581	445
				992.50	7.50	7.74	0.591	485
				993.50	8.50	8.74	0.600	523
				994.50	9.50	9.74	0.608	560
				995.00	10.00	10.24	0.612	578
989.5	2.05	4.668	92.7	991.24	6.24	6.50	0.571	482
				992.00	7.00	7.27	0.579	516
				993.00	8.00	8.27	0.588	559
				994.00	9.00	9.27	0.597	601
				995.00	10.00	10.27	0.604	640
990.0	2.17	5.176	95.0	991.84	6.84	7.13	0.570	558
				993.00	8.00	8.29	0.581	614
				994.00	9.00	9.29	0.589	659
				995.00	10.00	10.29	0.597	702
990.5	2.31	5.688	97.2	992.46	7.46	7.79	0.569	640
				993.50	8.50	8.83	0.578	692
				994.50	9.50	9.83	0.586	740
				995.00	10.00	10.33	0.589	764
991	2.47	6.202	97.22	993.11	8.11	8.48	0.568	727
				994.00	9.00	9.38	0.575	774
				995.00	10.00	10.38	0.582	824

6.5.7. Resumen del diseño

En la Figura 79 se observa el alineamiento final del vertedero controlado y su ubicación general en relación con las estructuras existentes.



Figura 79. Alineamiento final del vertedero controlado

En el Cuadro 39 se observa un resumen de las características básicas del vertedero controlado de acuerdo al diseño descrito en apartados anteriores.

Cuadro 39. Resumen de las características del vertedero controlado

Estructura	Características
Canal de aproximación	Sección transversal: trapecial Longitud: 45 m Pendiente: horizontal
Zona de control	Carga de diseño: 10 m Altura del paramento aguas arriba: 6 m Inclinación del paramento aguas arriba: vertical Radio de los estribos: 8.5 m
Curva cóncava	Radio: 26 m Longitud del arco: 12.5 m
Contracción	Ángulo de deflexión: 3.83° Longitud: 30 m
Rápida: tramo de baja pendiente	Pendiente: 1V:35H (2.86%) Longitud: 102 m
Curva convexa	Longitud: 27 m
Rápida: tramo de alta pendiente	Pendiente: 1V:1.5H (66.6%) Longitud: 9 m
Salto de ski	Radio: 12 m Ángulo de salida: 45.5°
Curva horizontal	Radio: 75 m Longitud del arco: 23.9 m Peralte total: 4.10 m

6.5.8. Planos Hidráulicos

En las siguientes figuras se observan los planos hidráulicos del vertedero auxiliar controlado. Para observar estos planos con mayor detalle, ver Apéndice 6. Estos planos contienen:

1. Lámina 1: Planta general (Figura 80).
2. Lámina 2: Perfil longitudinal (Figura 81).
3. Lámina 3: Zona de control y contracción (Figura 82).
4. Lámina 4: Estructura de salida (Figura 83).

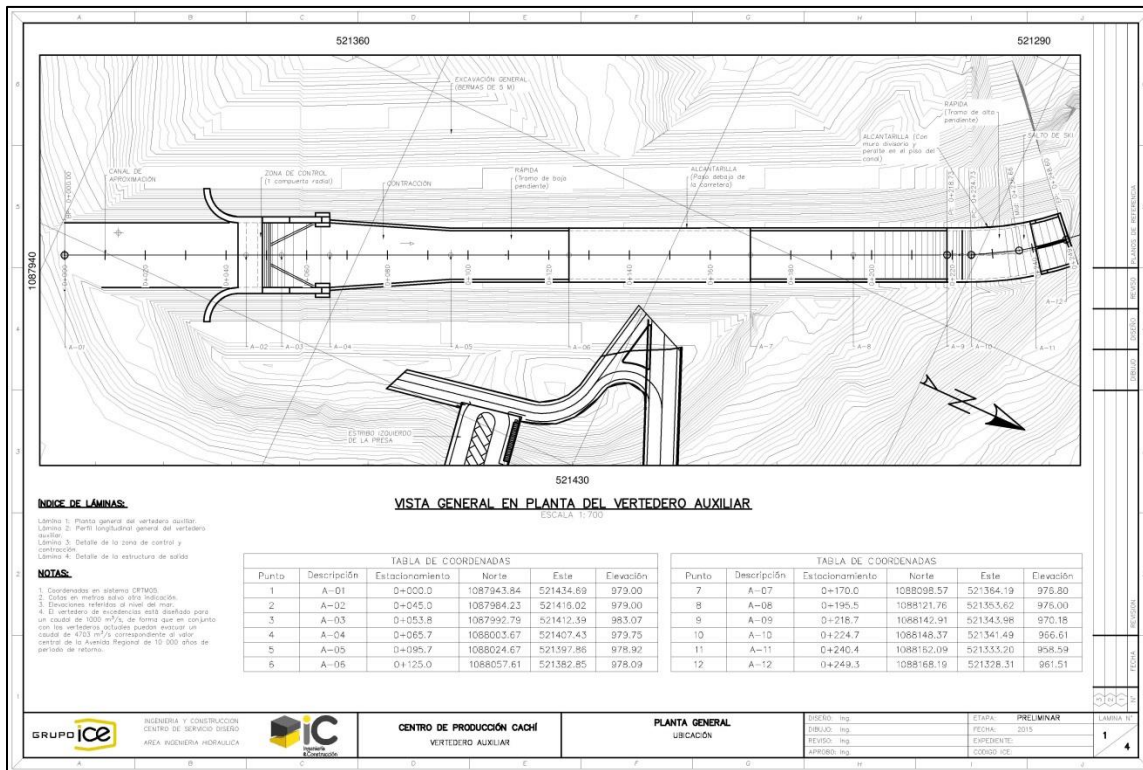


Figura 80. Lámina 1 del vertedero auxiliar: Planta general

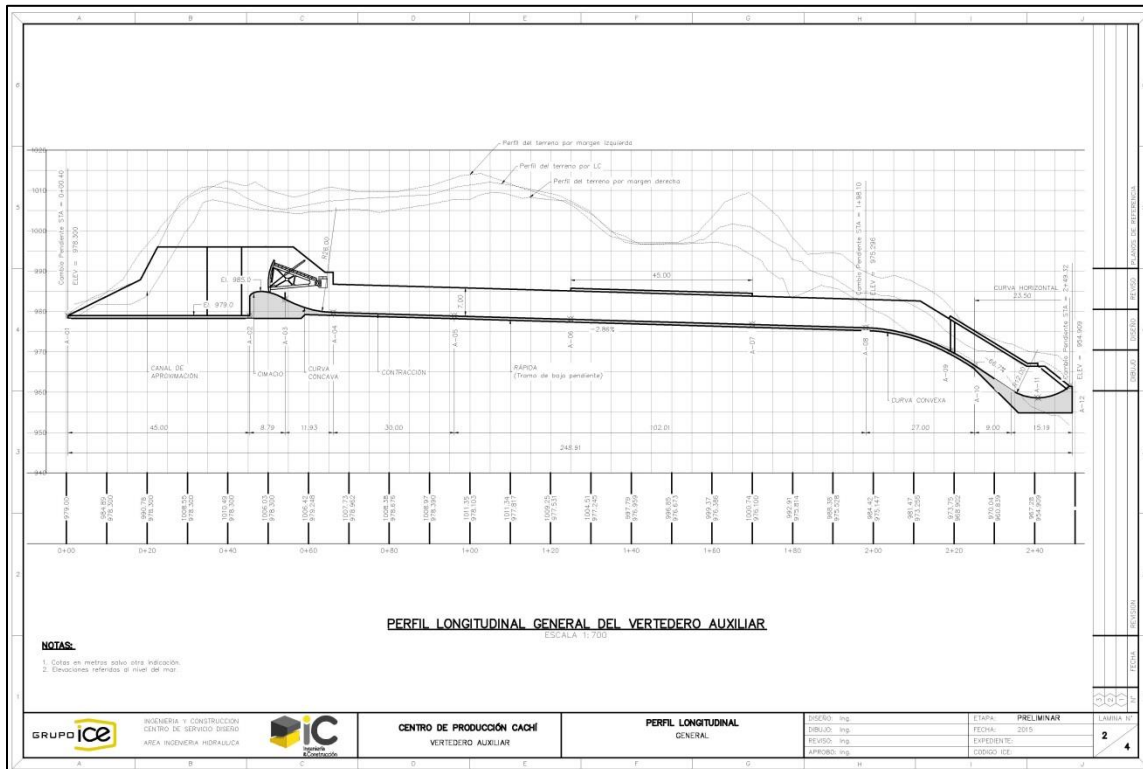


Figura 81. Lámina 2 del vertedero auxiliar: Perfil longitudinal

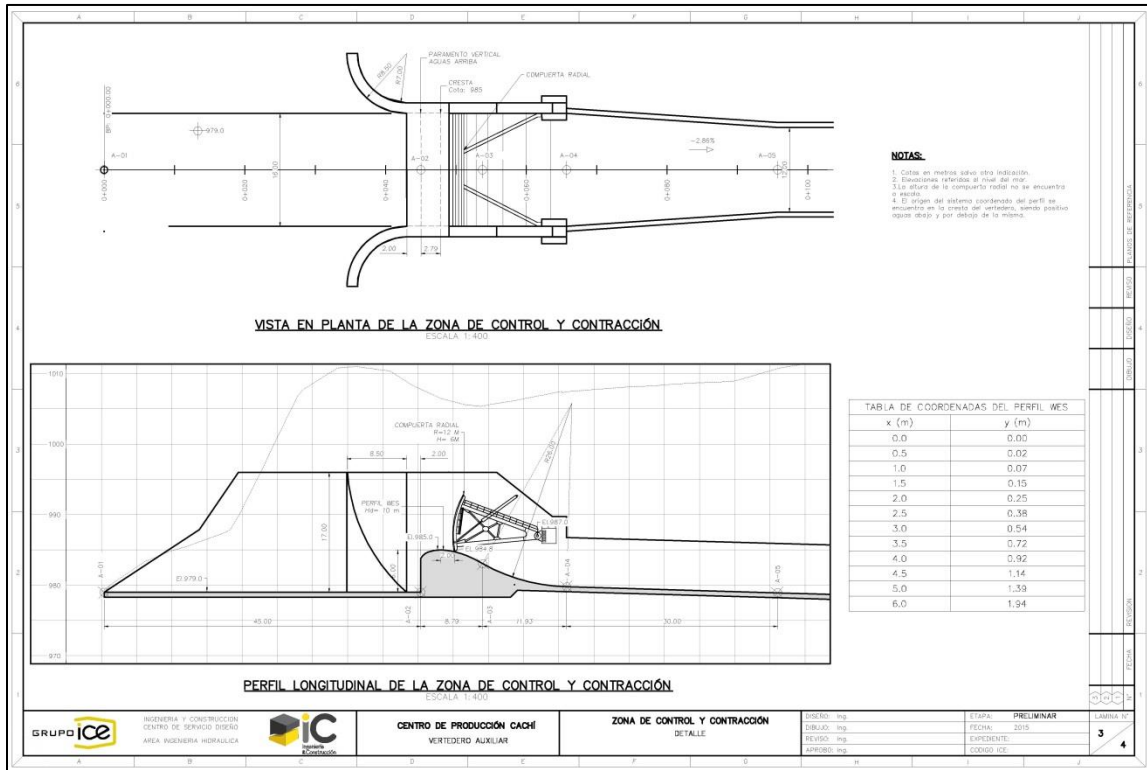


Figura 82. Lámina 3 del vertedero auxiliar: Zona de control y contracción

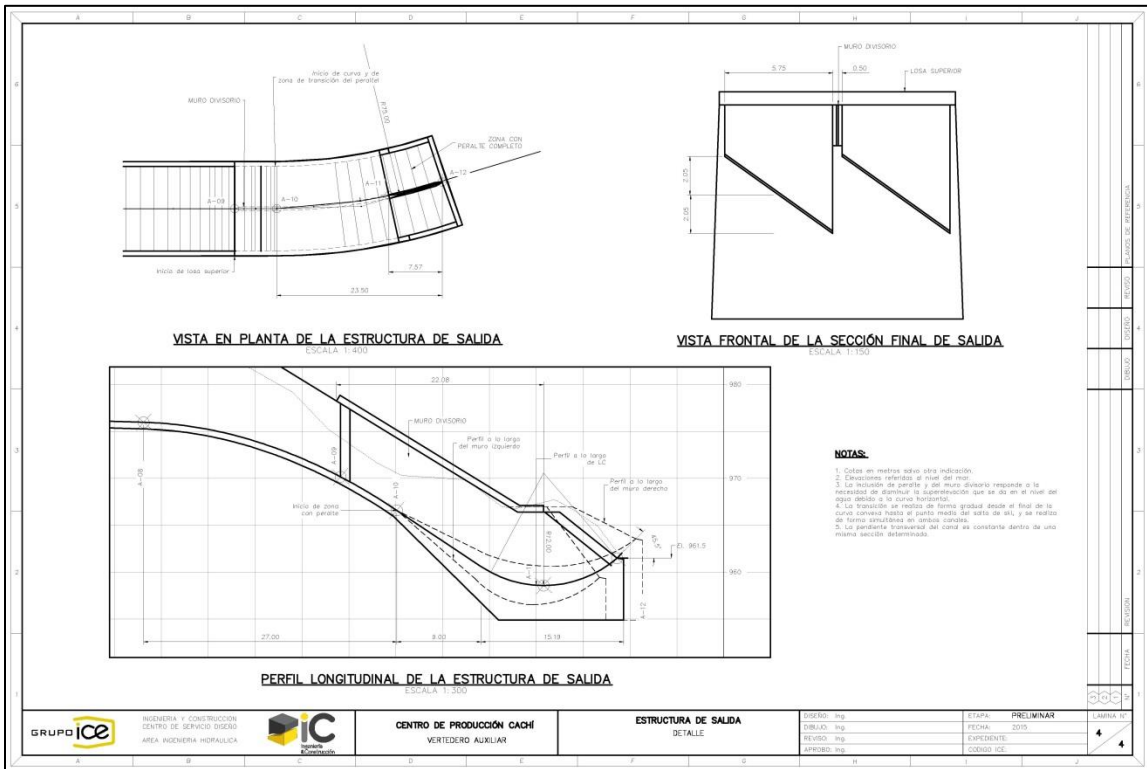


Figura 83. Lámina 4 del vertedero auxiliar: Estructura de salida

6.6. Regla de operación de compuertas

Una vez que se tiene el diseño final del vertedero auxiliar es posible conocer la forma en que este operará en conjunto con el vertedero existente. Para esto es necesario rehacer el tránsito de crecientes respectivo. Adicionalmente, resulta prudente proponer una regla de operación de compuertas que sea sencilla de seguir, especialmente considerando que se requeriría operar dos estructuras con características distintas entre sí; y por otra parte que permita el amortiguamiento de avenidas pequeñas.

6.6.1. Regla clásica de operación de compuertas

En el Capítulo 4 se discutió brevemente la regla clásica de operación de compuertas, ya que esta fue la utilizada para realizar los tránsitos de crecientes preliminares. Esta es una regla basada en los caudales entrantes al embalse que simplifica sustancialmente los cálculos para realizar los tránsitos pues no se requiere de la curva de descarga controlada de las estructuras de alivio.

Las principales consideraciones de esta regla son las siguientes:

- El nivel inicial del embalse corresponde al NAMO.
- Las turbinas no operan durante avenidas, por lo que el caudal de generación es igual a cero.
- Las compuertas del vertedero se abren gradualmente de forma que el caudal de salida es igual al caudal entrante y el nivel del embalse se mantiene constante en el nivel inicial, por lo que no se da almacenamiento por encima de esta cota.
- Cuando el caudal de entrada al embalse es igual al caudal que es vertido libremente para la cota del NAMO, las compuertas se abren al 100% y comienza el almacenamiento en el embalse.

Esta regla, como se dijo, resulta sumamente sencilla de aplicar en los cálculos de los tránsitos de crecientes, sin embargo, en la práctica presenta varios inconvenientes. Primero, dado que está basada en los caudales entrantes al embalse se requiere tener en la planta un sistema de previsión hidrológica (o algún análogo) que permita conocer estos caudales en tiempo real. Aún con este sistema, si por alguna razón las estaciones de medición dejan de funcionar o de recolectar datos, el insumo básico para la operación de compuertas se pierde y la regla no puede ser aplicada como tal.

El caso de Cachí es un ejemplo claro de este problema. La Planta posee dos estaciones de medición en los dos principales afluentes al embalse. No obstante, existen otros afluentes que no son medidos y que son tomados en cuenta suponiendo que estos representan un 15% del caudal aportado por los ríos Navarro y Grande de Orosi. Además, para obtener el caudal de entrada real al embalse, se requeriría transitar el caudal medido en cada una de las estaciones hasta la confluencia de los ríos y de ahí al embalse. Los dos puntos mencionados generan una incertidumbre en el caudal de entrada que repercute de manera directa en la aplicación de la regla clásica.

Segundo, esta regla no permite el amortiguamiento de avenidas con picos menores al caudal que es vertido libremente con el nivel del embalse en el NAMO. Para el caso de Cachí, tomado en cuenta el vertedero existente y el auxiliar, este caudal equivale a 2263 m³/s. Esta avenida posee un período de retorno de 300 años. Avenidas con períodos de retorno menores no serán amortiguadas.

Por último, dado que la regla está basada en caudales, al ponerla en términos de nivel del embalse, esta se indefinice en la cota correspondiente al NAMO. Esto se puede observar en la Figura 84.

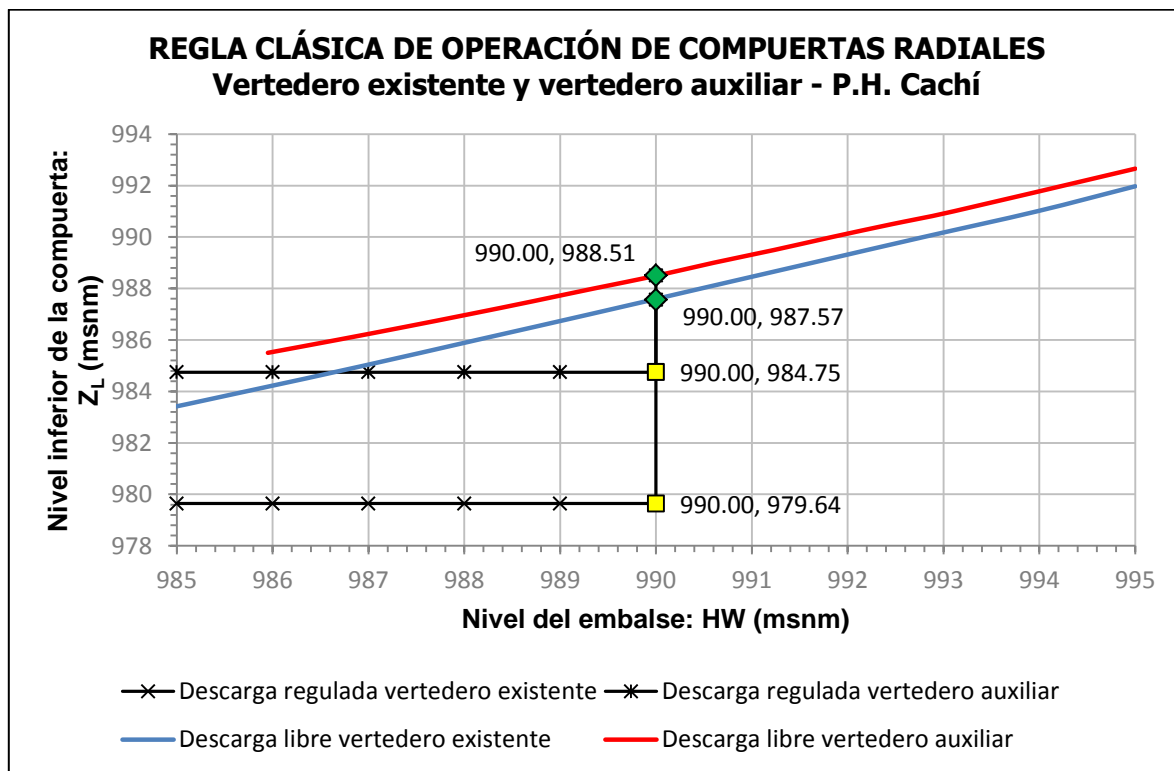


Figura 84. Regla clásica de operación de compuertas en términos de nivel del embalse

A manera de comparación con los resultados obtenidos tanto en secciones anteriores como posteriores, se realiza el tránsito de la AMR para el vertedero existente y el vertedero auxiliar operando en conjunto utilizando la regla clásica de compuertas. Los resultados se muestran en la Figura 85.

El caudal pico de salida obtenido es de 4572 m³/s, correspondiente a un amortiguamiento de 131 m³/s, valores bastante similares a los del escenario 2 estudiado en el Capítulo 5 donde se tiene el vertedero y la descarga de fondo operando simultáneamente.

El nivel máximo alcanzado del embalse es de 994.82 msnm, 0.18 m por debajo del NAME y 1.18 m por debajo de la cresta de la presa. La avenida se logra evacuar de forma satisfactoria de manera que el nivel se mantiene por debajo del NAME.

Al comparar este valor con el obtenido en el Capítulo 4 para el escenario 2 (994.78), se observa que existe una diferencia poco significativa de 4 cm. Así, se tiene que efectivamente el vertedero auxiliar sustituye a la descarga de fondo.

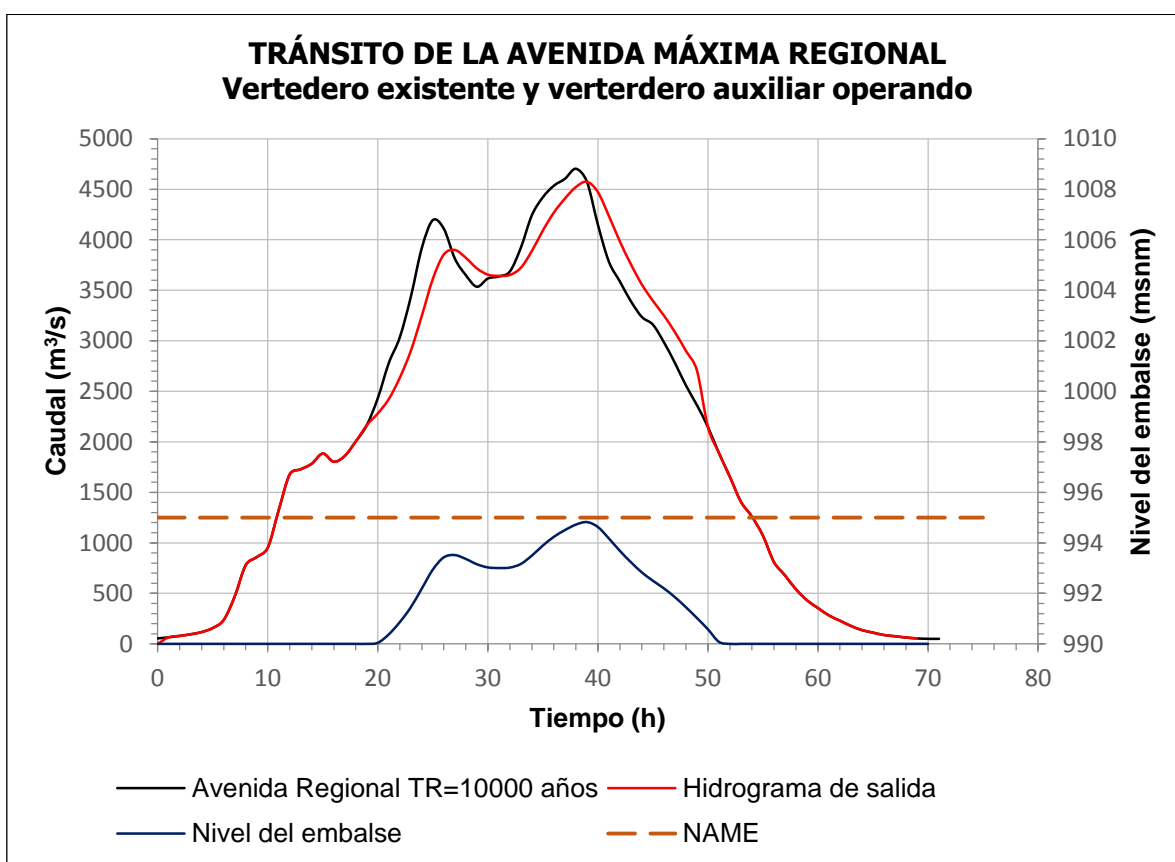


Figura 85. Resultados del tránsito de la avenida regional para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla clásica de operación de compuertas

6.6.2. Regla lineal de operación de compuertas

La regla de operación que se presentará en esta sección está basada en la regla propuesta para el P.H. El Diquís y el P.H. Reventazón. La implementación de este tipo de regla se fundamenta principalmente en que esta permite el amortiguamiento de avenidas pequeñas (con caudales menores al que se vierte libremente con el embalse en el NAMO) y que sea sencilla de aplicar para los operadores.

Previo al desarrollo de la regla de operación, se deben definir ciertos términos básicos para su aplicación. El término sobrecarga (S) se refiere a la diferencia entre nivel del embalse en un determinado instante y el NAMO. La sobrecarga máxima (S_0) se alcanza en el momento en que las compuertas dejan de regular y comienza la descarga libre. Por su parte, la apertura vertical de las compuertas es la diferencia entre el nivel del labio de la compuerta (Z_L) y el nivel del asiento de las mismas (Z_S). La apertura vertical de máxima descarga regulada (d_0) corresponde con la sobrecarga máxima, siendo el punto donde comienza la descarga libre.

Dado que en el caso de Cachí se contaría con dos vertederos y tres compuertas a operar, se debe tomar en cuenta que estas son estructuras con características distintas y que se debe simplificar al máximo la operación conjunta de las mismas. Al tener curvas de descarga libre distintas, se optó por definir sobrecargas máximas diferentes para cada vertedero. Más específicamente, la sobrecarga del vertedero existente se define en función de la del vertedero auxiliar.

Se hará referencia de ahora en adelante al vertedero existente como Vertedero 1 (V1), y al auxiliar como Vertedero 2 (V2). Asimismo, las compuertas del Vertedero 1 operan siempre de forma conjunta.

En la Figura 86 se muestra un esquema de las compuertas radiales de ambos vertederos. Se muestran cinco casos: a) todas compuertas cerradas; b) el vertedero 1 operando con descarga regulada y la compuerta del vertedero 2 cerrada; c) las tres compuertas operando con descarga regulada; d) el Vertedero 1 comienza a operar con descarga libre mientras que el 2 continúa con descarga regulada; e) descarga libre en ambas estructuras. A partir de esta figura se explicará la regla de operación de las compuertas.

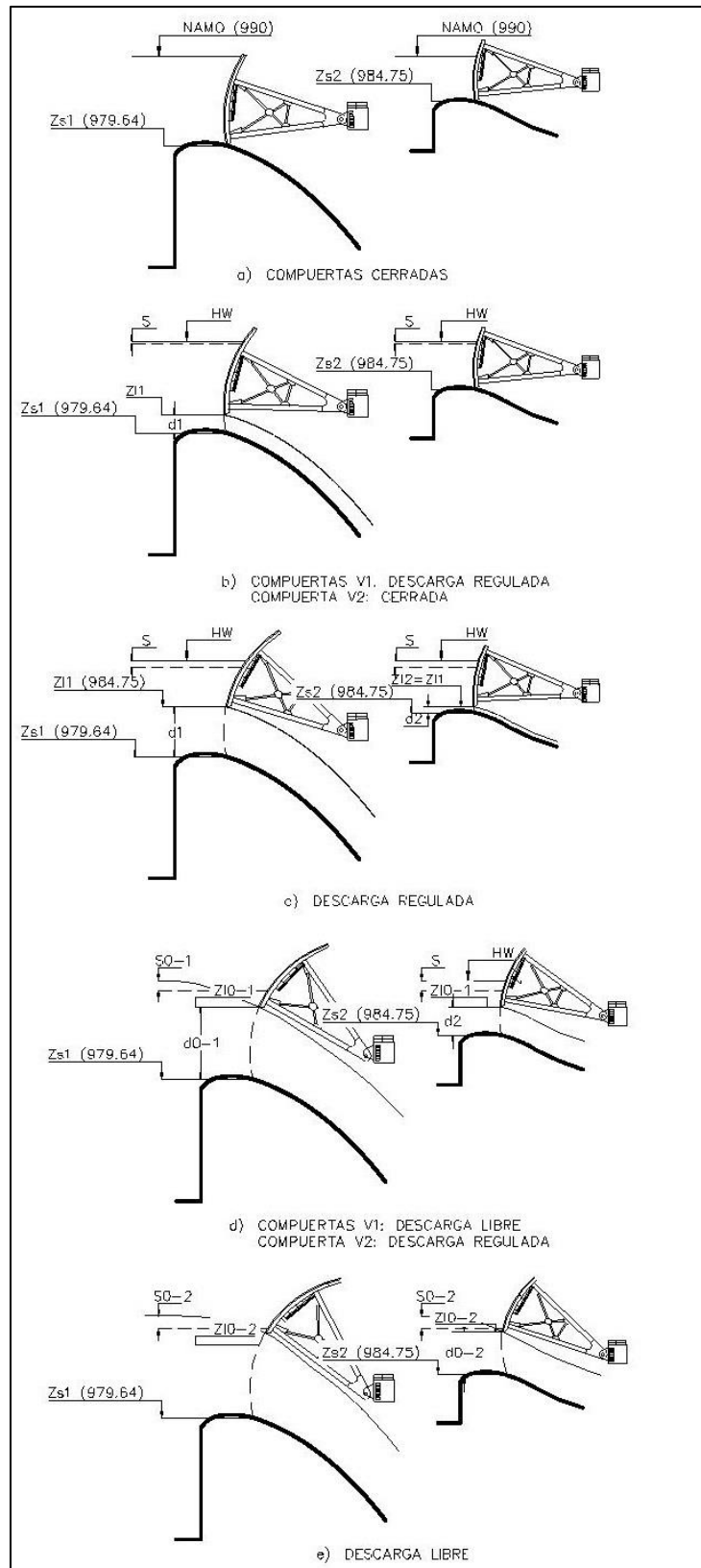


Figura 86. Niveles de descarga libre y regulada de las compuertas radiales de ambos vertederos

Primeramente en a) se tienen ambas compuertas cerradas. Se muestra el NAMO (990 msnm) y el nivel de asiento de las compuertas 979.64 msnm (Z_{s1}) y 984.75msnm (Z_{s2}). Ambas compuertas permanecerán cerradas hasta que el nivel del embalse alcance el NAMO.

Se permitirá que el nivel del embalse aumente 5 cm por arriba del NAMO. A partir de este momento se abren las compuertas a una posición fija y se inicia la descarga regulada del Vertedero 1, como se muestra en b). En este caso se tiene una sobrecarga en el embalse S . El labio inferior de la compuerta se encuentra a una elevación Z_{L1} , definiendo una apertura vertical de estas de d_1 . Estas compuertas se seguirán abriendo a posiciones fijas que se mantendrán siempre y cuando el nivel del embalse no aumente o disminuya 5 cm. La compuerta del Vertedero 2 continúa cerrada.

Las compuertas del Vertedero 1 seguirán abriendo hasta alcanzar el nivel de asiento de la compuerta del Vertedero 2 (984.75 msnm). A partir de este momento, ambas compuertas abrirán de forma simultánea, como se muestra en c), y ambos vertederos operan con descarga regulada. Se muestra en la figura el nivel del labio de ambas compuertas Z_{L1} y Z_{L2} , que son iguales. Estos niveles corresponden a dos aperturas verticales distintas d_1 y d_2 para cada vertedero.

El nivel del embalse continúa aumentando, de forma que las compuertas continúan su proceso de apertura. En d) se observa el momento en el que el Vertedero 1 comienza a operar con descarga libre, con la posición del labio de la compuerta en Z_{L0-1} para una sobrecarga S_{0-1} , correspondiente a una apertura vertical de descarga regulada máxima de d_{0-1} . Por su parte, el Vertedero 2 aún opera con descarga regulada al mismo nivel de la compuerta que el Vertedero 1.

Por último, en e) se presenta cuando el Vertedero 2 alcanza la descarga libre, para un nivel máximo de sobrecarga del embalse S_{0-2} , un nivel de la compuerta de Z_{L0-2} correspondiente a una apertura vertical de descarga regulada máxima d_{0-2} . El Vertedero 1 continúa operando de forma libre.

Esta regla de operación presenta la ventaja que para avenidas pequeñas solamente resulta necesario operar el vertedero existente, la cual se considera la estructura de alivio principal de la Planta. Además, una vez que entra en operación el vertedero auxiliar, las compuertas de los dos vertederos se abren a intervalos iguales y a la misma elevación

hasta que comienza la descarga libre del primero. Esto simplifica la operación conjunta de las estructuras.

Con el fin de simplificar los cálculos, se obtiene a partir de la aplicación de mínimos cuadrados una ecuación para cada vertedero que permita obtener el nivel del labio de las compuertas para descarga libre en función del nivel del embalse. Estas expresiones se muestran a continuación:

Vertedero 1	$A_2 = 0.0061070264$	
	$A_1 = -11.2408749681$	(69)
	$A_0 = 6130.5352268134$	
	$A_2 = 0.0092334907$	
Vertedero 2	$A_1 = -17.4985538370$	(70)
	$A_0 = 9262.3310698594$	

$$Z_{L-DL} = A_2 HW^2 + A_1 HW + A_0$$

Se escogió una sobrecarga máxima del embalse de 1 m ($S_{0.2}$). Esto implica que cuando el embalse alcance la cota 991.00 msnm, ambos vertederos deben haber alcanzado la descarga libre. A su vez, este valor define una sobrecarga para el Vertedero 1 ($S_{0.1}$) de 990.90 msnm; a este valor la estructura comenzará a operar con descarga libre. Lo descrito anteriormente se puede observar en la Figura 87.

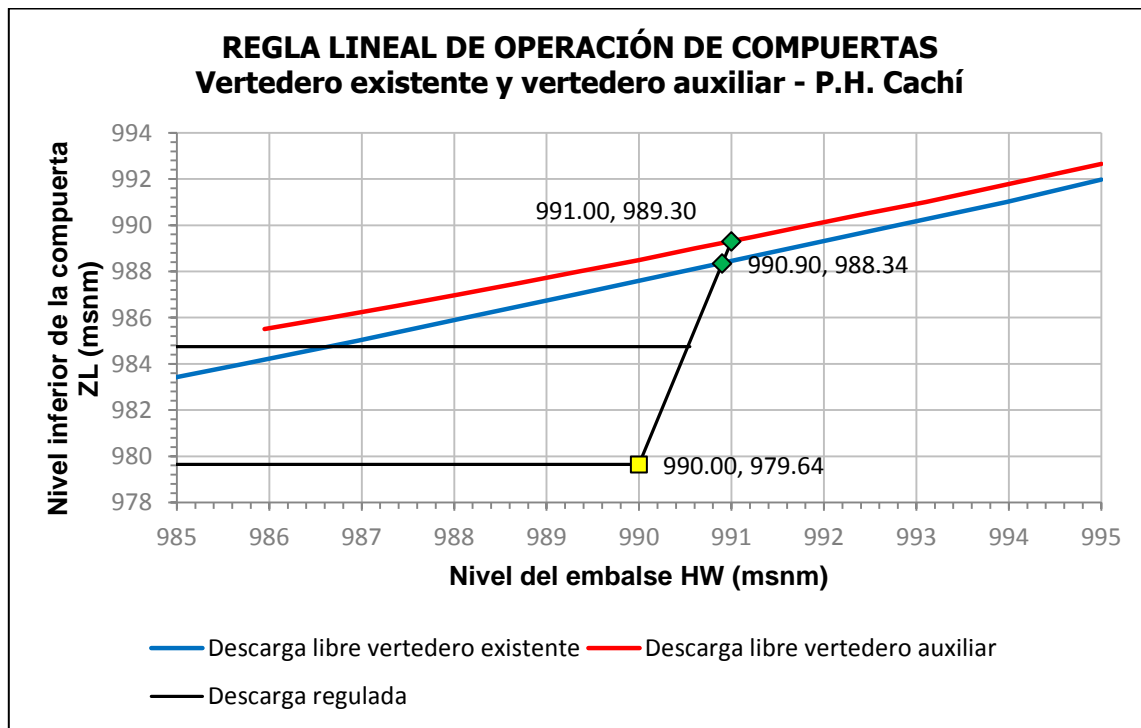


Figura 87. Esquema de la regla lineal de operación de compuertas en términos de nivel

A partir de esta regla de operación se realiza el tránsito de la AMR. Los resultados obtenidos se observan en la Figura 88. Se tiene un caudal máximo de 4572 m³/s para un nivel máximo del embalse de 994.82 msnm y un amortiguamiento de 131 m³/s. En la figura se nota la naturaleza discontinua del caudal de salida.

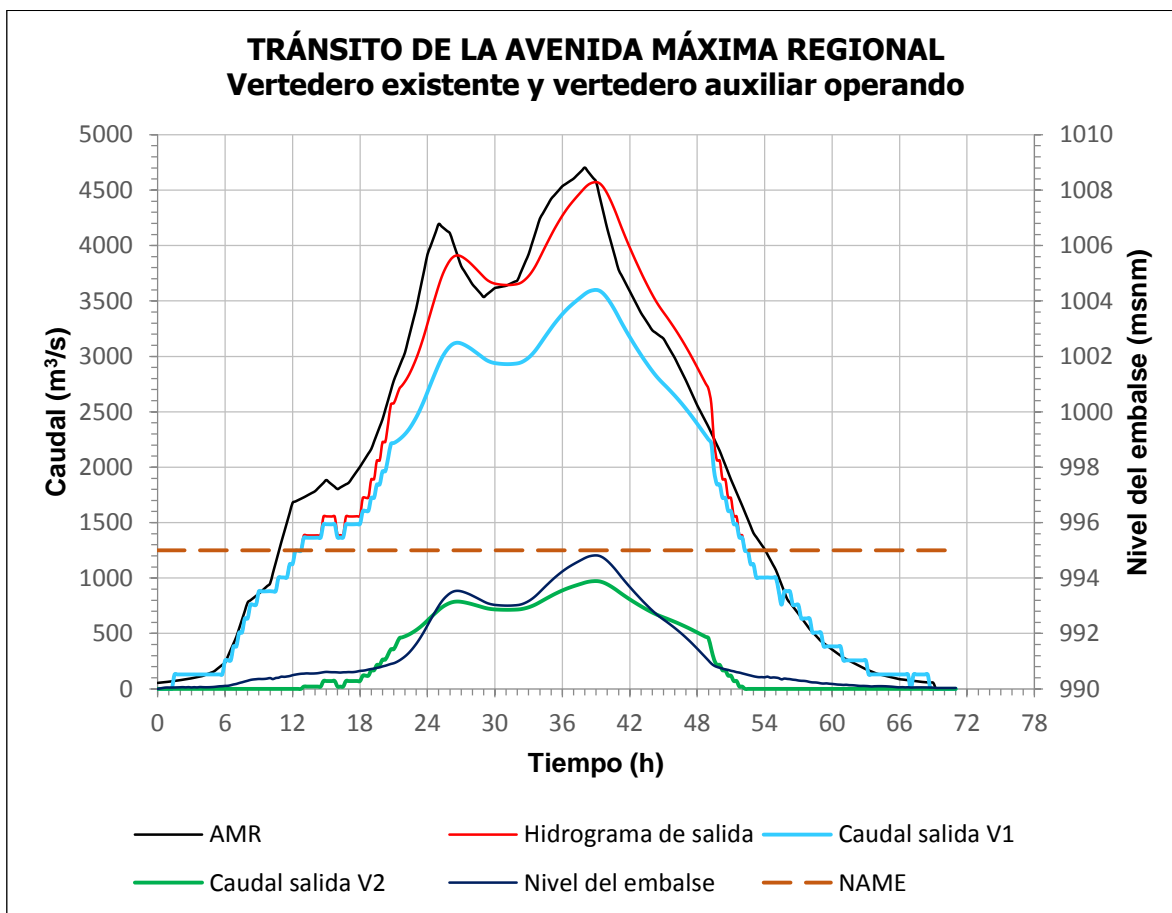


Figura 88. Resultados del tránsito de la avenida regional para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla lineal de operación de compuertas

Al comparar estos resultados con los obtenidos para la Figura 85 y en la sección respectiva, se nota que los resultados del tránsito son los mismos que cuando se utiliza la regla clásica. Dado que este resultado es inusual, se varió la sobrecarga máxima del embalse escogida con el fin de comparar resultados. En todos los casos, el nivel del embalse, y por lo tanto el caudal máximo de salida es el mismo que para regla clásica. Lo mismo sucede si se varía la regla de operación lineal en cuanto a la forma y el momento en que los vertederos comienzan a operar. Se observa un pequeño cambio solamente cuando se aumenta de forma importante la sobrecarga máxima (5 m).

Con base en estos resultados y comparándolos con los que fueron obtenidos para el P.H. Diquís se obtienen dos conclusiones principales. La primera es que, como ya se mencionó varias veces, el embalse de Cachí es pequeño por lo que tiene una baja capacidad de almacenamiento. Segundo, de la Figura 88 se nota que al inicio de la avenida los caudales de entrada son bajos, de forma que cuando se comienza la operación de compuertas, el caudal de salida es mayor al caudal de entrada en algunas ocasiones. Al inicio de la avenida, los caudales de entrada son muy similares a los de salida, de forma que la regla lineal se comporta de forma similar a la regla clásica.

La combinación de los dos factores anteriores tiene como consecuencia que el tránsito de crecientes sea poco sensible a la forma en que se operan las compuertas, resultando en prácticamente el mismo nivel del embalse para los distintos casos analizados. Esto resulta beneficioso, pues es posible implementar la regla lineal de operación de compuertas sin generar un aumento en el nivel del embalse durante la avenida (en comparación con la regla clásica) o sin necesidad de disminuir la cota del NAMO (como fue recomendado para el caso de El Diquís) (Baldi, 2011).

Adicionalmente, se puede observar que aunque la diferencia no sea mucha el hidrograma de salida se mantiene en su mayoría por debajo del hidrograma de entrada. Se debe destacar que para el caso de regla clásica, hasta la hora 19.50 de la avenida el caudal de entrada es igual al de salida, mientras que con la regla lineal estos caudales se comienzan a diferenciar de forma apreciable a partir de la hora 9, alcanzando amortiguamientos en algunos momentos de hasta $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Otra ventaja que se debe mencionar es la baja velocidad de apertura de las compuertas que se obtiene con esta regla. En la Figura 89 se observa la apertura vertical de las compuertas en función del tiempo para ambos vertederos. La pendiente de estos gráficos representa la velocidad de apertura de las compuertas.

Al buscar y calcular las mayores pendientes para ambos vertederos se encuentra que la mayor velocidad de apertura de las compuertas para el vertedero existente es de $0.048 \text{ m}/\text{min}$, mientras que para el vertedero auxiliar es de $0.054 \text{ m}/\text{min}$. Estas son velocidades sumamente bajas, en especial cuando se toma en cuenta que las velocidades comúnmente adoptadas se encuentran en el rango de $0.15\text{-}0.60 \text{ m}/\text{min}$.

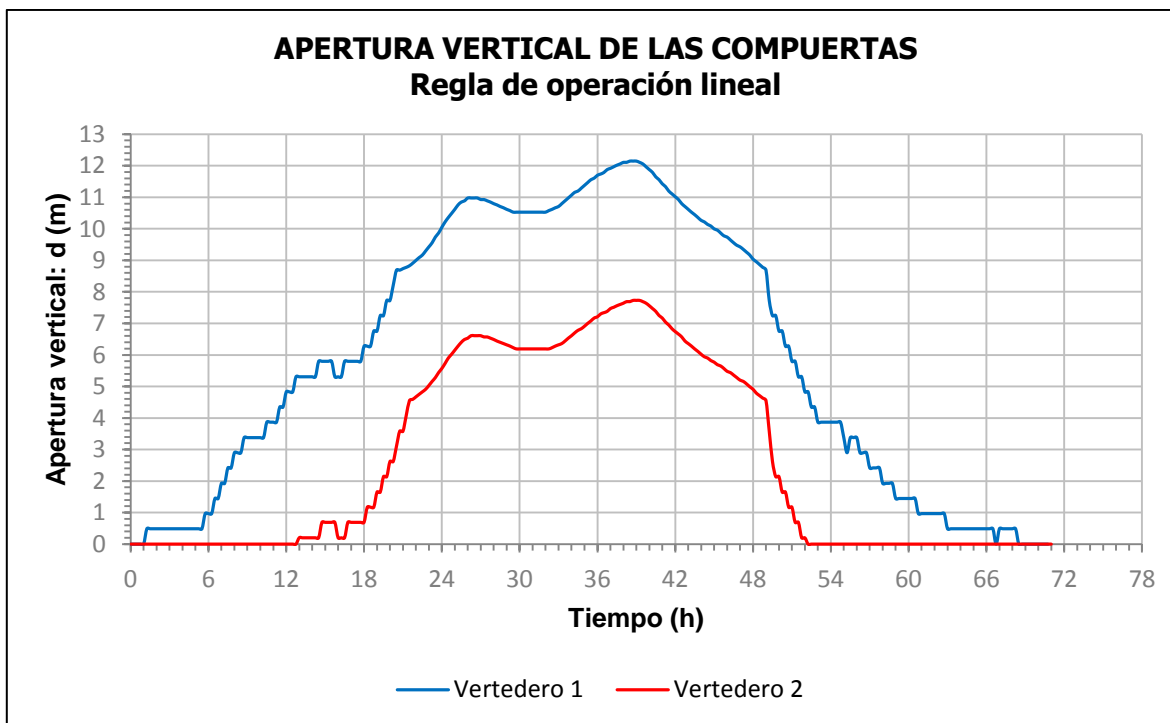


Figura 89. Apertura vertical de las compuertas en función del tiempo

Por otra parte, como se dijo, la regla de operación lineal también se implementa pues esta permite el amortiguamiento de avenidas pequeñas (con períodos de retorno menores a 300 años en el caso de Cachi). Se realizan los tránsitos de crecientes para avenidas menores a la avenida máxima con el fin de conocer el comportamiento de los amortiguamientos y los niveles del embalse, tanto para la regla clásica como para la regla lineal.

En el Cuadro 40 se observan un resumen de los resultados para los tránsitos de avenidas menores a la avenida máxima. Aquí resulta mucho más evidente el beneficio de la regla lineal, donde se tienen amortiguamientos para avenidas con bajos períodos de retorno que no eran posibles de lograr con la regla clásica.

En la Figura 90 se observan de forma gráfica los resultados de los tránsitos para avenidas con período de retorno menor a los 1500 años realizados con la regla clásica y la regla lineal. Los amortiguamientos generados por la regla lineal en comparación con la regla clásica son mucho más apreciables hasta las avenidas con período de retorno de 700 años. Para avenidas mayores, los resultados de ambas reglas comienzan a ser muy similares por las razones ya expuestas.

Cuadro 40. Resultados de tránsitos para avenidas menores a la avenida máxima

Avenida		Regla lineal		
Período de retorno (años)	Caudal sitio de presa (m³/s)	Caudal máximo salida (m³/s)	Amortiguamiento (m³/s)	Nivel máximo del embalse (msnm)
1.01	272	258	14	990.15
1.05	327	383	-56	990.15
1.25	421	384	37	990.20
2	562	509	53	990.25
5	793	759	34	990.35
10	974	882	92	990.40
20	1174	1004	170	990.42
50	1477	1125	352	990.46
100	1741	1385	356	990.56
200	2041	1724	317	990.67
300	2235	2059	176	990.76
400	2382	2225	157	990.81
500	2502	2392	110	990.86
600	2604	2397	207	990.90
700	2692	2577	115	990.93
800	2771	2717	54	991.05
900	2842	2776	66	991.18
1000	2907	2834	73	991.31
1500	3170	3080	90	991.84
2000	3369	3270	99	992.24
2500	3530	3427	103	992.56
3000	3668	3561	107	992.84
3500	3788	3678	110	993.08
4000	3894	3782	112	993.28
4500	3991	3877	114	993.47
5000	4079	3963	116	993.64
5500	4160	4042	118	993.80
6000	4235	4115	120	993.94
10000	4703	4572	131	994.82

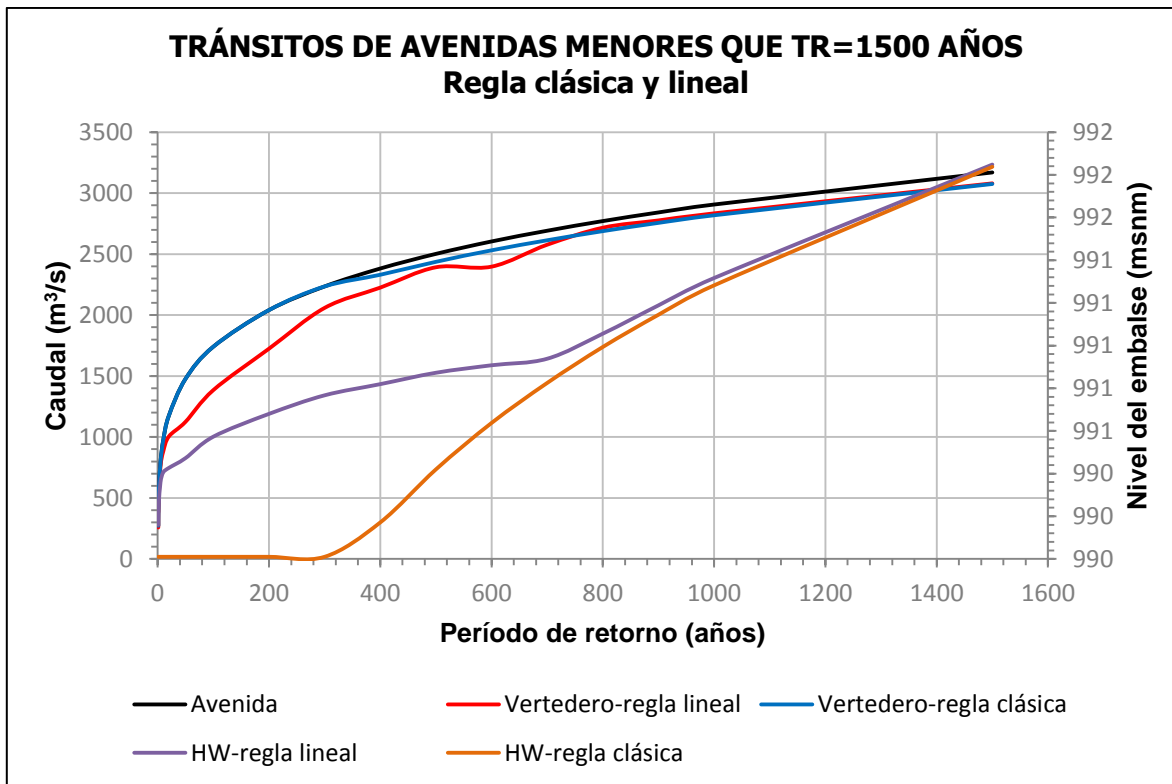


Figura 90. Tránsitos de avenidas con período de retorno menor que 1500 años de período de retorno con la regla clásica y la regla lineal

A manera de ejemplo se realiza el tránsito de la avenida con 50 años de período de retorno, la cual posee un pico de 1477 m³/s. Los resultados se observan en la Figura 91. De este tránsito se debe destacar que se tiene descarga regulada a lo largo de toda la avenida, y que el vertedero auxiliar no entra en operación.

El caudal máximo descargado es de 1125 m³/s, correspondiente a un nivel máximo del embalse de 990.46 msnm y un amortiguamiento de 352 m³/s. A pesar de que el embalse aumenta 0.46 m por encima del NAMO (lo cual no sucede con la regla clásica), es posible alcanzar un amortiguamiento de casi los 400 m³/s.

De la misma forma que para este caso, se comprobó que para avenidas con picos menores a los 1700 m³/s (alrededor de los 100 años de período de retorno) el vertedero auxiliar no requiere entrar en operación, lo cual resulta más simple que si se pusieran a funcionar ambas estructuras de forma simultánea.

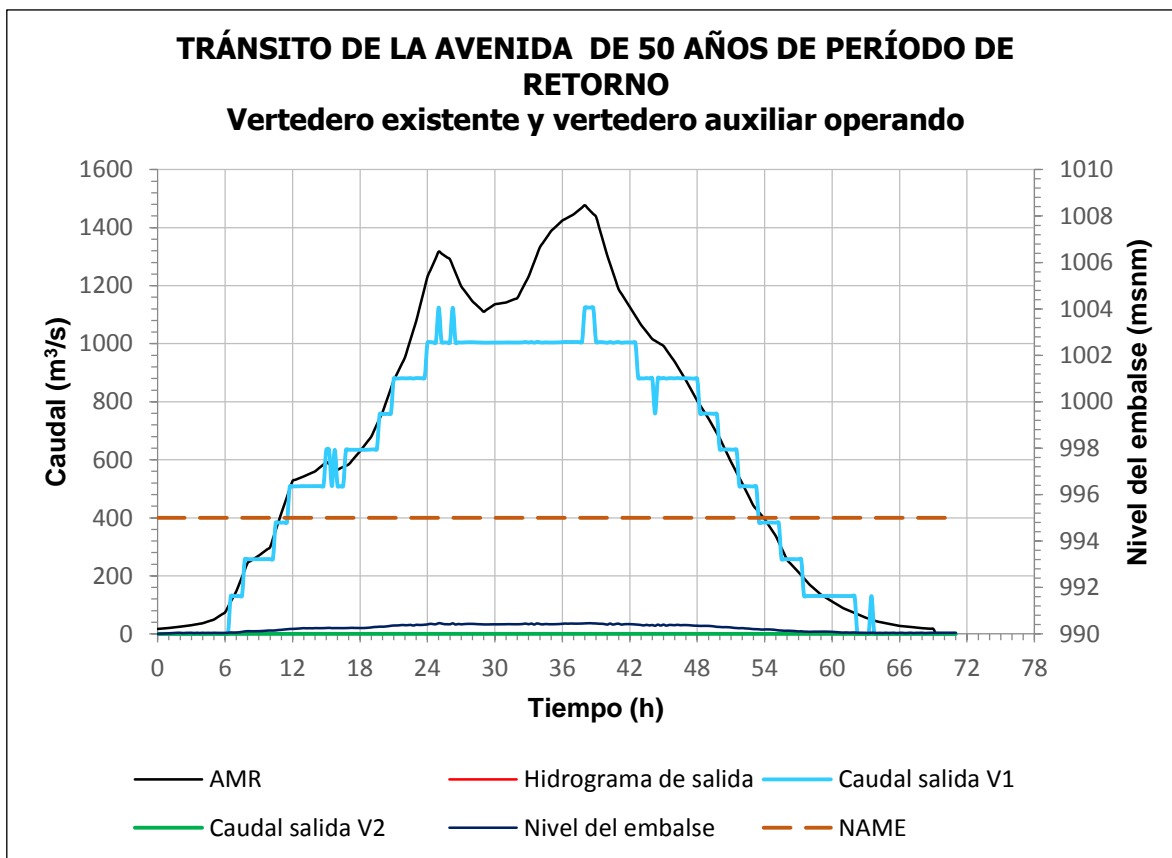


Figura 91. Resultados del tránsito de la avenida de 50 años de período de retorno para ambos vertederos operando simultáneamente utilizando la regla lineal de operación de compuertas

Finalmente, en la Figura 92 se presenta de forma gráfica la regla de operación lineal de compuertas radiales propuesta para ambos vertederos de la forma en que sería aplicada por los operadores de la planta.

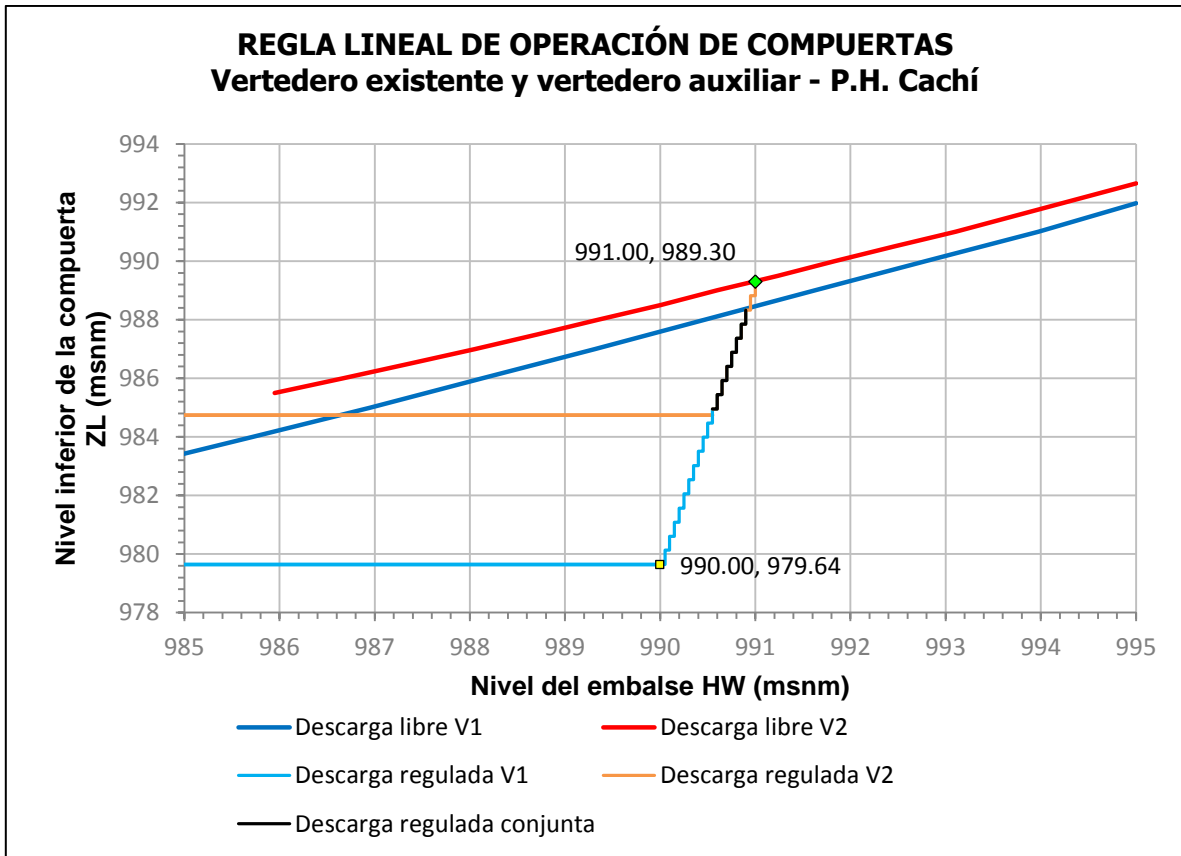


Figura 92. Regla lineal de operación de compuertas radiales

En el Cuadro 41 y Cuadro 42 se presenta la regla lineal de forma tabular para el vertedero existente y el auxiliar, respectivamente.

Cuadro 41. Regla de operación lineal de compuertas para el vertedero existente (V1)

HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₁ (m)	Q (m ³ /s)	HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₁ (m)	Q (m ³ /s)	HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₁ (m)	Q (m ³ /s)
990.00	979.64	0.00	0	991.70	989.03	9.39	2467	993.40	990.53	10.89	3072
990.05	980.13	0.49	130	991.75	989.07	9.43	2483	993.45	990.57	10.93	3090
990.10	980.61	0.97	257	991.80	989.12	9.48	2502	993.50	990.62	10.98	3109
990.15	981.09	1.45	383	991.85	989.16	9.52	2518	993.55	990.66	11.02	3127
990.20	981.57	1.93	508	991.90	989.20	9.56	2534	993.60	990.71	11.07	3145
990.25	982.06	2.42	634	991.95	989.25	9.61	2553	993.65	990.75	11.11	3163
990.30	982.54	2.90	757	992.00	989.29	9.65	2569	993.70	990.80	11.16	3182
990.35	983.02	3.38	879	992.05	989.34	9.70	2588	993.75	990.84	11.20	3200
990.40	983.51	3.87	1003	992.10	989.38	9.74	2604	993.80	990.89	11.25	3219
990.45	983.99	4.35	1124	992.15	989.42	9.78	2621	993.85	990.93	11.29	3237
990.50	984.47	4.83	1244	992.20	989.47	9.83	2640	993.90	990.98	11.34	3255
990.55	984.95	5.31	1363	992.25	989.51	9.87	2657	993.95	991.02	11.38	3274
990.60	985.44	5.80	1484	992.30	989.56	9.92	2676	994.00	991.07	11.43	3292
990.65	985.92	6.28	1603	992.35	989.60	9.96	2692	994.05	991.11	11.47	3311
990.70	986.40	6.76	1721	992.40	989.64	10.00	2709	994.10	991.16	11.52	3330
990.75	986.89	7.25	1842	992.45	989.69	10.05	2728	994.15	991.20	11.56	3348
990.80	987.37	7.73	1961	992.50	989.73	10.09	2745	994.20	991.25	11.61	3367
990.85	987.85	8.21	2080	992.55	989.78	10.14	2764	994.25	991.29	11.65	3385
990.90	988.33	8.69	2199	992.60	989.82	10.18	2781	994.30	991.34	11.70	3404
990.95	988.38	8.74	2217	992.65	989.86	10.22	2798	994.35	991.38	11.74	3423
991.00	988.42	8.78	2233	992.70	989.91	10.27	2818	994.40	991.43	11.79	3442
991.05	988.47	8.83	2251	992.75	989.95	10.31	2835	994.45	991.47	11.83	3460
991.10	988.51	8.87	2266	992.80	990.00	10.36	2854	994.50	991.52	11.88	3479
991.15	988.55	8.91	2282	992.85	990.04	10.40	2871	994.55	991.56	11.92	3498
991.20	988.60	8.96	2300	992.90	990.09	10.45	2891	994.60	991.61	11.97	3517
991.25	988.64	9.00	2316	992.95	990.13	10.49	2908	994.65	991.66	12.02	3536
991.30	988.68	9.04	2332	993.00	990.17	10.53	2925	994.70	991.70	12.06	3555
991.35	988.73	9.09	2350	993.05	990.22	10.58	2945	994.75	991.75	12.11	3574
991.40	988.77	9.13	2366	993.10	990.26	10.62	2962	994.80	991.79	12.15	3593
991.45	988.81	9.17	2382	993.15	990.31	10.67	2982	994.85	991.84	12.20	3612
991.50	988.86	9.22	2400	993.20	990.35	10.71	3000	994.90	991.88	12.24	3631
991.55	988.90	9.26	2416	993.25	990.40	10.76	3018	994.95	991.93	12.29	3650
991.60	988.94	9.30	2432	993.30	990.44	10.80	3036	995.00	991.97	12.33	3669
991.65	988.99	9.35	2451	993.35	990.49	10.85	3054				

Cuadro 42. Regla de operación lineal de compuertas para el vertedero auxiliar (V2)

HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₂ (m)	Q (m ³ /s)	HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₂ (m)	Q (m ³ /s)	HW (msnm)	ZL (msnm)	d ₂ (m)	Q (m ³ /s)
990.00	984.75	0.00	0	991.70	989.87	5.12	539	993.40	991.28	6.53	768
990.05	984.75	0.00	0	991.75	989.91	5.16	545	993.45	991.32	6.57	775
990.10	984.75	0.00	0	991.80	989.95	5.20	552	993.50	991.36	6.61	783
990.15	984.75	0.00	0	991.85	989.99	5.24	558	993.55	991.41	6.66	790
990.20	984.75	0.00	0	991.90	990.03	5.28	565	993.60	991.45	6.70	797
990.25	984.75	0.00	0	991.95	990.07	5.32	571	993.65	991.49	6.74	804
990.30	984.75	0.00	0	992.00	990.11	5.36	577	993.70	991.53	6.78	811
990.35	984.75	0.00	0	992.05	990.15	5.40	584	993.75	991.58	6.83	818
990.40	984.75	0.00	0	992.10	990.19	5.44	590	993.80	991.62	6.87	825
990.45	984.75	0.00	0	992.15	990.23	5.48	597	993.85	991.66	6.91	832
990.50	984.75	0.00	0	992.20	990.28	5.53	605	993.90	991.70	6.95	839
990.55	984.95	0.20	21	992.25	990.32	5.57	611	993.95	991.75	7.00	847
990.60	985.44	0.69	71	992.30	990.36	5.61	618	994.00	991.79	7.04	854
990.65	985.92	1.17	119	992.35	990.40	5.65	624	994.05	991.83	7.08	861
990.70	986.40	1.65	167	992.40	990.44	5.69	631	994.10	991.88	7.13	868
990.75	986.89	2.14	216	992.45	990.48	5.73	638	994.15	991.92	7.17	875
990.80	987.37	2.62	263	992.50	990.52	5.77	644	994.20	991.96	7.21	883
990.85	987.85	3.10	311	992.55	990.57	5.82	652	994.25	992.00	7.25	890
990.90	988.33	3.58	358	992.60	990.61	5.86	658	994.30	992.05	7.30	897
990.95	988.82	4.07	405	992.65	990.65	5.90	665	994.35	992.09	7.34	904
991.00	989.30	4.55	452	992.70	990.69	5.94	672	994.40	992.13	7.38	912
991.05	989.34	4.59	458	992.75	990.73	5.98	679	994.45	992.18	7.43	919
991.10	989.38	4.63	464	992.80	990.77	6.02	685	994.50	992.22	7.47	926
991.15	989.42	4.67	470	992.85	990.82	6.07	692	994.55	992.26	7.51	933
991.20	989.46	4.71	476	992.90	990.86	6.11	699	994.60	992.31	7.56	941
991.25	989.50	4.75	482	992.95	990.90	6.15	706	994.65	992.35	7.60	948
991.30	989.54	4.79	488	993.00	990.94	6.19	713	994.70	992.39	7.64	955
991.35	989.58	4.83	494	993.05	990.98	6.23	720	994.75	992.44	7.69	963
991.40	989.62	4.87	501	993.10	991.03	6.28	727	994.80	992.48	7.73	970
991.45	989.66	4.91	507	993.15	991.07	6.32	734	994.85	992.53	7.78	977
991.50	989.70	4.95	513	993.20	991.11	6.36	741	994.90	992.57	7.82	985
991.55	989.74	4.99	519	993.25	991.15	6.40	747	994.95	992.61	7.86	992
991.60	989.78	5.03	526	993.30	991.19	6.44	754	995.00	992.66	7.91	1000
991.65	989.83	5.08	533	993.35	991.24	6.49	761				

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

- 1) El perfil de la cresta de Cachí no está definido por una ecuación estándar (WES o USBR). Este perfil se determina a partir de tres ecuaciones, una para el cuadrante aguas arriba y dos para el cuadrante aguas abajo.
- 2) La carga de diseño del vertedero de Cachí es igual a 12 m (sin CVA), y no de 10.25 m como se ha venido utilizando en los últimos informes elaborados sobre esta estructura. Adicionalmente, este no puede ser considerado un vertedero alto ($P/h_d > 1.33$), por lo que la velocidad de aproximación no es depreciable.
- 3) Según la información provista por el Área de Auscultación de Obras, el embalse de Cachí presenta un volumen total de 41.2 hm³ hasta la cota 990 msnm (NAMO), un volumen útil de 37.7 hm³ (960 msnm - 990 msnm) y un volumen de amortiguamiento de avenidas (990 msnm - 995 msnm) de 14.8 hm³.
- 4) Los valores promedios de precipitación, caudales y evaporación presentados en el informe hidrológico de 1962 y el actual presentan pocas diferencias, lo cual indica que no existe una variación importante en el clima de la cuenca que se pueda ver reflejada en estos valores. Esto implica además que a pesar de la poca información con la que se contaba en 1962 fue posible estimar los parámetros hidrológicos y meteorológicos con bastante certeza.
- 5) Existe una diferencia significativa en el área de la cuenca de 134 km² entre el informe hidrológico de 1962 y el del 2015.
- 6) La información de caudales instantáneos es poco representativa debido al faltante de 43 años de registro. Por otra parte, para los parámetros de precipitación y caudales promedio, la información es considerablemente más confiable ya que se cuenta con registros que en algunos casos llegan a los 65 años. Además la cantidad de estaciones meteorológicas aumentó de 12 (1962) a 37 (2015).
- 7) La AMP calculada en 1962 y 2015 presentan características muy diferentes entre sí en el caudal pico, duración y volumen. La AMP de 1962 presenta un pico muy alto que se alcanza en pocas horas y una duración de 48 horas, por lo que su volumen

es relativamente bajo. La AMP de 2015 tiene un pico menor que se alcanza casi hasta la mitad de la avenida y una duración de 69 horas, y su volumen es muy alto, siendo de casi el doble que la avenida calculada en 1962. Estas diferencias generan un impacto notorio en la respuesta del embalse y su capacidad de amortiguamiento.

Aunado a esto, si se compara el volumen de las avenidas con el volumen de amortiguamiento del embalse, se observa que este último representa un pequeño porcentaje del volumen de las avenidas. Esto implica que los amortiguamientos logrados por el embalse son pequeños.

- 8) La AMP de 1962 supera el NAME por 85 cm, sin embargo no alcanza el nivel de cresta de la presa. Los resultados obtenidos para este tránsito no pueden ser comparados con los resultados obtenidos en 1962, porque el embalse, la presa y el vertedero utilizados tenían características distintas a las de las estructuras actuales.
- 9) El vertedero existente operando por sí solo no tiene la capacidad de evacuar la AMR. De la misma forma, si una compuerta del vertedero no se pudiera izar, la descarga de fondo y el canal restante tampoco pueden evacuar la avenida. Lo anterior implica que ante un evento extremo, un eventual fallo de alguna de las compuertas de las estructuras de alivio pone en peligro de desborde a la presa. En otras palabras, no es posible prescindir de ninguna de las obras de excedencias.

Por consiguiente, se considera vital que todas las compuertas de las estructuras de alivio puedan ser operadas sin ningún problema y a su máxima apertura durante eventos extremos.
- 10) Los estribos y el pilar del vertedero poseen geometrías no estándar, por lo que los coeficientes de contracción asignados de forma teórica a estas estructuras pueden diferir de los reales. La mejor manera de determinar estos coeficientes de forma más precisa es a través de un modelo hidráulico.
- 11) Dentro del rango estudiado de valores de k_a y k_p , el caudal de diseño puede variar un máximo de 10% (275 m³/s).

- 12) El vertedero tiene una capacidad máxima a la cota 995 msnm (NAME) de 3668 m³/s y una capacidad de 1926 m³/s hasta el NAMO. La descarga de fondo tiene una capacidad máxima hasta el NAME de 933 m³/s y de 880 m³/s para el NAMO.
- 13) Una vez actualizadas las curvas de descarga del vertedero, bajo el esquema de operación original donde vertedero y descarga de fondo operan de forma simultánea sí es posible evacuar la AMR con 1.22 m de borde libre hasta la cresta de presa.
- 14) Las diferencias encontradas entre los niveles y caudales máximos alcanzados en los tránsitos posterior a la actualización de las curvas del vertedero son relativamente pequeñas y no cambia las condiciones encontradas en el Capítulo 4, a pesar de que sí existe un aumento en el nivel en cada uno de los escenarios planteados.
- 15) La regla de operación utilizada en la Planta es similar a la regla clásica de operación de compuertas.
- 16) A partir de los registros de operación se concluye que la descarga de fondo se utiliza como un vertedero complementario y que ha operado con cargas altas y aperturas de hasta un 60%. Sin embargo, parece que nunca ha llegado a operarse al 100% de apertura excepto durante los desembalses, con el nivel por debajo de la cota 980 msnm.
- 17) El vertedero nunca ha operado cerca de su caudal de diseño, como es de esperar. Esto quiere decir que nunca se ha enfrentado un evento de gran magnitud que forzara a las obras de excedencia a operar bajo condiciones extremas.
- 18) Para cargas altas (mayores a la 986) resulta inconveniente operar la descarga de fondo con aperturas del 100%, pues se generaría cavitación en el tramo aguas arriba de la compuerta P2. Por esto, esta estructura no debe ser operada como vertedero auxiliar. No obstante, admite ser utilizada para la limpieza de sedimentos utilizando corrientes de densidad durante avenidas con aperturas parciales de la compuerta.
- 19) Se considera que debido a las razones expuestas, ante un evento extremo la presa puede resultar vulnerable al desborde, por lo que se propone el diseño preliminar de un vertedero auxiliar que además de que permite prescindir del uso de la

descarga de fondo como estructura de alivio, aumenta la capacidad total. Por consiguiente, aumenta la seguridad de la presa.

- 20) Dadas las condiciones de caudal y carga para el diseño del vertedero auxiliar, se determinó que el tipo de vertedero que se adapta mejor a estas condiciones es de tipo frontal.
- 21) El sitio más apto para albergar una nueva estructura es la margen izquierda por razones de espacio y topografía. Sin embargo, las condiciones geológicas del sitio no son las más favorables, lo cual obliga a la necesidad de una prospección geológica importante para llevar el diseño a una etapa más avanzada.
- 22) Debido a que se obtienen longitudes de cresta amplias, se propone el diseño de una contracción en los diseños preliminares con el fin de disminuir el ancho del canal de la rápida del vertedero auxiliar.
- 23) Para el diseño de la curva convexa de ambos vertederos frontales se decidió utilizar valores de k_c menores al recomendado de 1.5 con el fin de disminuir la longitud total de esta estructura.
- 24) Luego de realizar un análisis sencillo se determinó que el diseño más económico es el del vertedero controlado, por una diferencia relativamente pequeña.
- 25) La capacidad máxima de descarga del vertedero auxiliar es de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ a la cota 995 msnm, y una capacidad al NAMO de $329 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 26) La proyección del chorro del salto de ski para el caudal máximo impacta en el centro del cauce. Sin embargo para caudales menores o iguales a $329 \text{ m}^3/\text{s}$ el chorro impactaría en la margen izquierda del río, por lo que esta debería ser protegida.
- 27) Los índices de cavitación del vertedero auxiliar controlado se mantienen por encima de los valores recomendados.
- 28) El embalse de Cachí es pequeño, por lo que tiene una baja capacidad de amortiguamiento. Esto tiene como resultado que la forma o regla de operación de compuertas utilizada tenga poco impacto en los niveles del embalse máximos obtenidos a partir de los tránsitos de crecientes.

- 29) La aplicación de una regla lineal de operación para el vertedero existente y el auxiliar permite amortiguar avenidas pequeñas, lo cual no resultaba posible con la regla clásica.
- 30) La regla lineal propuesta hace posible que para avenidas con período de retorno menores a los 100 años solamente opere el vertedero existente, simplificando el funcionamiento de las estructuras en casos donde no se requiere la descarga de caudales tan altos.
- 31) La velocidad de apertura y cierre de las compuertas requerida por la regla lineal de operación es baja en comparación con los valores recomendados.
- 32) La regla lineal de operación de compuertas simplifica de manera importante el funcionamiento conjunto de las estructuras de alivio.

7.2. Recomendaciones

- 1) Se recomienda instalar una estación hidrológica que venga a reemplazar alguna de las estaciones 1-A, 1-B o 9-06 Cachí que permita la medición de caudales aguas abajo de la confluencia de los ríos Navarro y Grande de Orosi, si se encontrara un sitio apto para esto. Lo anterior con el fin de generar un registro de caudales instantáneos más confiable, y además poseer información a partir de la cual se pueda generar un hidrograma unitario.
- 2) Se recomienda la generación de un hidrograma unitario actualizado para el cálculo de la AMP con el fin de no aumentar el grado de incertidumbre inherente a esta metodología de cálculo, y adicionalmente que permita generar un hidrograma para la AMR.
- 3) Se recomienda verificar el análisis regional del Informe Hidrológico del 2015 que permita tomar en cuenta los últimos 17 años de registro que no han sido incluidos en las estaciones pertinentes en el área del Caribe para este tipo de estudio.
- 4) Se recomienda realizar una revisión de la curva hipsométrica del embalse debido a las diferencias encontradas entre la curva generada por sondeos del Área de Hidrología y la información proporcionada por el Área de Auscultación de Obras. Resulta de especial importancia contar con el comportamiento de esta curva entre

las cotas 990 msnm y 995 msnm, que corresponde al volumen de amortiguamiento de avenidas y es indispensable para los cálculos de los tránsitos de avenidas.

Si se llega a verificar que existe una diferencia en la curva hipsométrica con respecto a la utilizada en este trabajo, es conveniente rehacer los tránsitos de crecientes para corroborar los resultados.

- 5) Se recomienda dar un adecuado mantenimiento a las compuertas de las estructuras de alivio de la presa de forma que durante avenidas y eventos extremos estas puedan ser izadas sin problema. Esto permite proteger la presa de desbordes y situaciones que podrían afectar su estabilidad. Para esto deberían realizarse inspecciones periódicas para comprobar y verificar que estas se encuentran en óptimas condiciones, sabiendo que en un vertedero controlado es indispensable que estas estén funcionales.
- 6) Se recomienda operar las compuertas del vertedero de forma simultánea. Además para avenidas con picos menores o iguales a los 3700 m³/s (3000 años de período de retorno) esta estructura es capaz de evacuar las avenidas de forma satisfactoria, por lo que no se requiere poner en operación la descarga de fondo.
- 7) Se recomienda generar un plano confiable de la descarga de fondo que incluya una planta y un perfil longitudinal de la estructura, el detalle de las secciones transversales, la ubicación y detalles de las compuertas y de las transiciones.
- 8) Se recomienda eliminar el uso de la descarga de fondo como vertedero auxiliar y construir un nuevo vertedero o estructura de alivio que permita prescindir de su uso bajo condiciones que pueden causar el colapso de la estructura. Para operar esta estructura con un 100% de apertura, se debe hacer con niveles del embalse por debajo de la cota 986 msnm para evitar problemas de cavitación.
- 9) A pesar de los resultados del análisis económico sobre la elección del vertedero controlado como vertedero auxiliar, se recomienda realizar una evaluación más profunda que tome en consideración la opción del vertedero libre dado que la diferencia en costos no es tan alta y este resulta más seguro que el vertedero controlado.
- 10) Se recomienda, si se concretara el diseño final del vertedero auxiliar, realizar un modelo hidráulico que permita estudiar principalmente el comportamiento de la contracción (por ser flujo supercrítico), el efecto del peralte, la disipación de

energía y la posible erosión del lecho del río y ambas márgenes (margen izquierda para caudales bajos, y margen derecha para caudales máximos). Esto último tomando en cuenta que se tienen antecedentes de erosión en margen derecha debido al vertedero y la descarga de fondo.

- 11) Se recomienda evaluar la factibilidad de construir una descarga de fondo en la margen derecha pero a un nivel intermedio que pueda ser utilizada como un vertedero auxiliar. Las cargas en esta estructura serían mucho menores, por lo que no deberían presentarse problemas de cavitación. Esta estructura tendría la ventaja de que sería más corta que el vertedero auxiliar, y que las condiciones geológicas de la margen derecha son mucho mejores que las de margen izquierda.
- 12) Se recomienda optimizar la sobrecarga máxima del embalse (1 m) de la regla lineal de operación de compuertas para lograr el mayor amortiguamiento posible para las avenidas menores a $2263 \text{ m}^3/\text{s}$ (300 años de período de retorno).
- 13) Se recomienda que el ICE continúe adelante con la determinación de los parámetros de seguridad de presas de la P.H. Cachí, para lo cual este trabajo puede ser tomado como base para algunos de los aspectos hidráulicos. La generación y ordenamiento de toda la información pertinente permitiría que esta Planta siga operando de forma satisfactoria y segura por muchos años más. Asimismo, se recomienda que se continúe con la evaluación de las demás presas de la institución, priorizando aquellas indicadas por el consorcio PREEICA por presentar un potencial de riesgo alto o muy alto. (UEN PySA, 2003)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baldi, R. (2011). *Capacidad de amortiguamiento de avenidas del embalse del P.H. El Diquís*. San José, Costa Rica: Área de Ingeniería Hidráulica. C.S. Diseño.
- Blind, H. (1985). Design criteria for reservoir bottom outlets. *International Water Power & Dam Construction*, 30-32.
- Bowles, J. (1968). *Foundation analysis and design*. Nueva York: McGraw Hill.
- Centro de Servicio Diseño - Área de Ingeniería Hidráulica (ICE). (2014). *Planta Cachí. Capacidad de obras de alivio de crecientes de la presa*. San José, Costa Rica.
- Centro de Servicio Estudios Básicos de Ingeniería-Área de Hidrología (ICE). (2015). *Actualización del informe hidrológico del C.P. Cachí*. San José, Costa Rica.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Comisión Federal de Electricidad. (1981). *Manual de diseño de obras civiles. Obras de excedencia*. México.
- Dandekar, M., & Sharma, K. (2009). *Water Power Engineering*. Delhi: Vikas Publishing House.
- Dubler, J. R., & Grigg, N. S. (1996). Dam safety policy for spillway design floods. *Journal of professional issues in engineering education and practice*, 163-169.
- Echávez, G., & Ruiz, G. (2006). Air ramps location in high head spillways. *International Conference on HydroScience and Engineering*. Philadelphia: Drexel University.
- Erbisti, P. C. (2014). *Design of Hydraulic Gates*. Londres: CRC Press. Taylor & Francis Group.
- Fallas, C. (1998). *Complejo Hidroeléctrico Río Macho-Cachí*. Costa Rica: Instituto Costarricense de Electricidad.
- Falvey, H. T. (1990). *Cavitation in chutes and spillways*. Virginia: U.S. Bureau of Reclamation. Department of Interior.

- Hager, W. H. (1987). Continuous crest profile for standard spillway. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1453-1457.
- Hager, W. H. (Enero de 1988). Discharge characteristics of gated standard spillways. *International Water Power & Dam Construction*, 15-26.
- Hager, W. H. (1991). Experiments on standard spillway flow. *Proceedings of Institution of Civil Engineering*, Volumen 91. 399-416.
- ICELEC (ICE). (2006). *Normas institucionales de seguridad de presas*. San José, Costa Rica: UEN Proyectos y Servicios Asociados.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (1962). *Proyecto Hidroeléctrico Cachí y transmisión asociada y obras complementarias*. San José, Costa Rica.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (2005). Cachí: 40 años de energía limpia 1966-2006. Costa Rica.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (s.f.). *Proyectos de Generación Eléctrica*. Recuperado el 4 de Setiembre de 2014, de www.grupoice.com/wps/wcm/connect/icelib/esp/electricidad/proyectos+energetico+s+en+desarrollo/generacion,+transmision,+distribucion/planta+cachi/elect_proy+energ_gen_cachi?content
- Instituto Costarricense de Electricidad. (s.f.). *Río Reventazón. Proyecto Hidroeléctrico de Cachí Presa. Volumen II: Dibujos*. Costa Rica.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (s.f.). *Río Reventazón. Proyecto Hidroeléctrico de Cachí Presa. Volumen VI: Informe de ensayos hidráulicos*. Costa Rica.
- International Commission on Large Dams (ICOLD). (1992). *Spillways, shockwaves and air entrainment*. París.
- Khatsuria, R. (2005). *Hydraulics of spillways and energy dissipators*. Nueva York: Marcel Dekker.
- Laginha Serafim, J., & Milho, M. J. (1966). Aprovechamiento hidroeléctrico de Cachí en Costa Rica. *Revista de Obras Públicas*, 579-589.
- Laginha Serafim, J., Oliveira Lemos, F., & Norais Botelho, A. (1966). *Relatório da visita efectuada pelos engenheiros Laginha Serafim e Oliveira Lemos em agosto de 1966*.

Área de Hidráulica. CS Diseño (ICE). Costa Rica: Consultores de Barragens e Aproveitamentos (COBA).

Mesén, V. (2010). *Propuesta para la construcción de viabilidad social en la fase de ejecución del Proyecto Modernización y Ampliación de la Planta Hidroeléctrica Cachí del Instituto Costarricense de Electricidad en el año 2010*. Costa Rica: Tesis de Maestría, Instituto Centroamericano de Administración Pública.

Morris, G. L., & Fan, J. (1997). *Reservoir sedimentation handbook*. Nueva York: McGraw-Hill.

Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2006). *Hydraulic Structures*. Nueva York: Taylor & Francis.

Rodríguez, R. (1989). *Impactos del uso de la tierra en la alteración del régimen de caudales, la erosión y sedimentación de la cuenca superior del río Reventazón y los efectos económicos en el proyecto hidroeléctrico de Cachí, Costa Rica*. Turrialba: Tesis de maestría, Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza.

Smithers, J. (2012). Methods for design flood estimation in South Africa. *Water SA*, 633-646.

Sotelo, G. (1994). *Diseño hidráulico de estructuras*. México: Universidad Autónoma de México.

Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General. Volumen I: Fundamentos*. México: Editorial Limusa S.A.

Stedinger, J., Heath, D., & Thompson, K. (1996). *Risk analysis for dam safety evaluation: hydrologic risk*. Nueva York: U.S. Army Corps of Engineers. Institute of Water Resources.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (1952). *Hydraulic Design Criteria*. Vicksburg.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (1990). *Hydraulic design of spillways*. Washington.

U.S. Bureau of Reclamation. (1987). *Small Dams*. Washington DC: U.S. Department of the Interior.

UEN Proyectos y Servicios Asociados (ICE). (2003). *Proyecto: Evaluación de la seguridad de las presas del ICE*. San José, Costa Rica.

Vischer, D., & Hager, W. (1998). *Dam hydraulics*. Suiza: Wiley.

Yang, J. X., & Cederström, M. (2007). Modification of spillways for higher discharge capacity. *Journal of Hydraulic Research*, 701-709.

APÉNDICES

Apéndice 1. Curva hipsométrica del embalse de la P.H. Cachí obtenida a partir de la información proporcionada por el Área de Auscultación de Obras (ICE)

Elevación (msnm)	Área (m²)	Volumen (m³)
925.0	0	0
927.5	176	147
930.0	1465	1 939
932.5	4229	8 759
935.0	10 491	26 576
937.5	20 110	64 181
940.0	33 000	129 907
942.5	54 106	237 708
945.0	84 159	409 161
947.5	114 876	656 962
950.0	155 763	993 966
952.5	201 108	1 438 849
955.0	250 277	2 001 961
957.5	305 704	2 695 782
960.0	373 087	3 542 873
962.5	464 172	4 587 377
965.0	554 424	5 858 952
967.5	660 121	7 375 212
970.0	768 922	9 159 787
972.5	913 237	11 259 900
975.0	1 126 197	13 804 546
977.5	1 265 758	16 792 791
980.0	1 456 402	20 192 705
982.5	1 732 480	24 173 818
985.0	2 080 128	28 932 959
987.5	2 486 259	34 633 401
990.0	2 771 387	41 202 234
992.5	2 960 834	48 366 205
995.0	3 140 474	55 991 737

Apéndice 2: Derivación de las ecuaciones para el cálculo de la curva de descarga controlada del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí

A continuación se presenta el proceso que se llevó a cabo para derivar las ecuaciones necesarias para aplicar el método de Hager para el cálculo de la curva de descarga controlada para el vertedero de excedencias de la P.H. Cachí. Se presentan aquellas ecuaciones que debieron ser modificadas.

Se inicia por la ecuación que define el perfil de la cresta. Como se vio en el Capítulo 3 el perfil se define por las siguientes ecuaciones:

$$\text{A-B} \quad y = -\frac{(x - 3.600)^4}{115.200} - \frac{(x - 3.600)^3}{57.600} - \frac{(x - 3.600)^2}{15.000} \quad (31)$$

$$\text{B-C} \quad y = \frac{(x - 3.600)^3}{327.410} - \frac{(x - 3.600)^2}{14.420} \quad (32)$$

$$\text{C-D} \quad y = -\frac{(x - 9.600)^3}{10\,368.000} - \frac{(x - 9.600)^2}{32.573} - \frac{(x - 9.600)}{1.990} - 1.836 \quad (33)$$

Realizando un análisis gráfico se observa que independientemente de la apertura de la compuerta todos los parámetros necesarios en el cálculo siempre se encuentran dentro del rango definido para la ecuación (32) por lo que es posible trabajar solamente con esta. Adicionalmente los perfiles estándar normalmente presentan el origen del sistema coordinado en la cresta del vertedero. Por esta razón y para efectos del cálculo respectivo es posible simplificar la ecuación siguiente ecuación (32) a la siguiente expresión (de aquí en adelante se toma $y=z$ para ser consistente con la nomenclatura utilizada por Hager):

$$z = \frac{x^3}{327.41} - \frac{x^2}{14.42} \quad (35)$$

El siguiente paso es definir una ecuación que permita conocer la posición del asiento de la compuerta la cual es posible de obtener a partir de la ecuación del círculo que forma la compuerta y sus características geométricas:

$$(x - x_t)^2 + (z - z_t)^2 = r_g^2$$

Para el asiento de la compuerta:

$$(x_s - x_t)^2 + (z_s - z_t)^2 = r_g^2$$

Dado que

$$z_s = \frac{x_s^3}{327.41} - \frac{x_s^2}{14.42}$$

Se puede expresar la siguiente ecuación a partir de la cual es posible estimar la posición del asiento de la compuerta.

$$(x_s - x_t)^2 + \left[\left(\frac{x_s^3}{327.41} - \frac{x_s^2}{14.42} \right) - z_t \right]^2 = r_g^2 \quad (36)$$

Por otra parte para conocer el par coordenado sobre el perfil de la cresta correspondiente a cada apertura de la compuerta para la distancia mínima entre el labio de la compuerta y dicho perfil (G) se realiza el siguiente desarrollo:

$$g^2 = (x_l - x_w)^2 + (z_l - z_w)^2 \quad (42)$$

$$z_w = \frac{x_w^3}{327.41} - \frac{x_w^2}{14.42}$$

$$g^2 = (x_l - x_w)^2 + \left(z_l - \left(\frac{x_w^3}{327.41} - \frac{x_w^2}{14.42} \right) \right)^2$$

Para encontrar el mínimo g esta ecuación se deriva y se iguala a cero:

$$\frac{dg^2}{dx_w} = -2(x_l - x_w) + 2 \left[z_l - \left(\frac{x_w^3}{327.41} - \frac{x_w^2}{14.42} \right) \right] \left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right) = 0$$

$$(x_l - x_w) = \left[z_l - \left(\frac{x_w^3}{327.41} - \frac{x_w^2}{14.42} \right) \right] \left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right)$$

$$\frac{(x_l - x_w)}{\left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right)} = z_l - \left(\frac{x_w^3}{327.41} - \frac{x_w^2}{14.42} \right)$$

Siguiendo una simplificación similar a la realizada por Hager con el fin de encontrar x_w de una manera más sencilla el lado derecho de la ecuación anterior se torna una constante asumiendo $x_w = x_l$. Para realizar un mejor manejo de la ecuación se define J de la siguiente forma:

$$J = z_l - \left(\frac{x_l^3}{327.41} - \frac{x_l^2}{14.42} \right) \quad (41)$$

$$\frac{(x_l - x_w)}{\left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right)} = J$$

Realizando un reacomodo de la ecuación anterior se obtiene:

$$\frac{J}{109.137} x_w^2 + \left(1 - \frac{J}{7.21} \right) x_w - x_l = 0 \quad (40)$$

A partir de esta ecuación es posible obtener el punto sobre el perfil a partir del cual se puede obtener G .

Conociendo x_w también es posible calcular el ángulo que se define entre la tangente al perfil y la horizontal obteniendo la derivada a la ecuación del perfil en el punto x_w z_w . Así:

$$\tan \theta = \left(\frac{x_w^2}{109.137} - \frac{x_w}{7.21} \right) \quad (38)$$

Por último se define la carga efectiva sobre el vertedero a partir de la siguiente ecuación:

$$h_e = h + \left(\frac{x_l^3}{327.41} - \frac{x_l^2}{14.42} \right) \quad (43)$$

Apéndice 3: Perfiles de la superficie del agua del vertedero auxiliar

Cuadro 43. Perfil de la superficie del agua para condiciones de diseño H= 10 m Q= 1000 m³/s (rugosidad mínima)

Tramo 1 : cimacio									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	d (m)	V (m/s)	Fr		
1	0.00	0	120.8	3.88	7.55	8.3	0.96		
2	2.02	-12.6	100.64	3.52	6.29	9.9	1.26		
3	4.13	-22.4	91.36	3.33	5.71	10.9	1.46		
4	6.33	-30.7	83.2	3.15	5.20	12.0	1.68		
Tramo 2: curva cóncava									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
4	6.33	-30.7	83.2	3.15	0.00378	-0.239	5.20	12.0	1.68
5	8.49	-23.9	74.9	2.95	0.00508	-0.121	4.68	13.3	1.97
6	11.28	-18.7	69.5	2.82	0.00629	-0.071	4.35	14.4	2.20
7	13.98	-12.0	66.5	2.73	0.00716	-0.038	4.16	15.0	2.36
8	16.62	-6.4	64.9	2.69	0.00767	-0.018	4.06	15.4	2.44
9	18.82	-1.6	64.3	2.67	0.00789	-0.003	4.02	15.6	2.48
Tramo 3: transición pendiente constante									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
9	18.82	-1.6	64.3	2.67	0.00789	-0.003	4.02	15.6	2.48
10	21.82	-1.6	62.5	2.65	0.00845	0.037	4.01	16.0	2.55
11	24.82	-1.6	62.6	2.67	0.00833	0.039	4.12	16.0	2.51
12	27.82	-1.6	62.7	2.69	0.00821	0.042	4.24	15.9	2.47
13	30.82	-1.6	62.8	2.72	0.00809	0.044	4.36	15.9	2.43
14	33.82	-1.6	62.9	2.74	0.00798	0.048	4.49	15.9	2.39
15	36.82	-1.6	63.1	2.76	0.00787	0.051	4.64	15.9	2.35
16	39.82	-1.6	63.2	2.78	0.00776	0.055	4.79	15.8	2.31
17	42.83	-1.6	63.4	2.79	0.00765	0.059	4.95	15.8	2.26
18	45.83	-1.6	63.6	2.81	0.00754	0.064	5.13	15.7	2.21
19	48.83	-1.6	63.9	2.82	0.00744	0.069	5.32	15.7	2.17
Tramo 4: baja pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
19	48.83	-1.6	63.9	2.82	0.00744	-0.006	5.32	15.7	2.17
20	57.18	-1.6	63.3	2.81	0.00762	-0.005	5.28	15.8	2.20
21	65.53	-1.6	62.8	2.79	0.00781	-0.005	5.23	15.9	2.22
22	73.89	-1.6	62.2	2.78	0.00799	-0.005	5.19	16.1	2.25
23	82.24	-1.6	61.7	2.77	0.00817	-0.005	5.14	16.2	2.28
24	90.59	-1.6	61.2	2.76	0.00834	-0.005	5.10	16.3	2.31
25	98.95	-1.6	60.8	2.75	0.00852	-0.005	5.06	16.5	2.33
26	107.30	-1.6	60.3	2.74	0.00869	-0.004	5.03	16.6	2.36

27	115.65	-1.6	59.9	2.72	0.00887	-0.004	4.99	16.7	2.39
28	124.00	-1.6	59.5	2.71	0.00904	-0.004	4.96	16.8	2.41
29	132.36	-1.6	59.1	2.70	0.00921	-0.004	4.92	16.9	2.44
30	140.71	-1.6	58.7	2.69	0.00938	-0.004	4.89	17.0	2.46
31	149.06	-1.6	58.3	2.68	0.00955	-0.004	4.86	17.2	2.49
32	150.86	-1.6	58.2	2.68	0.00958	-0.004	4.85	17.2	2.49
Tramo 5: curva convexa									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yI)	d (m)	V (m/s)	Fr
32	150.86	-1.6	58.2	2.68	0.00958	-0.004	4.85	17.2	2.49
33	153.57	-4.8	58.1	2.68	0.00964	-0.016	4.84	17.2	2.50
34	156.29	-8.8	57.6	2.67	0.00988	-0.030	4.80	17.4	2.53
35	159.04	-12.2	56.6	2.64	0.01036	-0.040	4.72	17.7	2.60
36	161.82	-15.8	55.3	2.61	0.01105	-0.048	4.60	18.1	2.69
37	164.66	-18.8	53.6	2.56	0.01200	-0.051	4.47	18.6	2.82
38	167.54	-22.1	51.9	2.51	0.01317	-0.054	4.32	19.3	2.96
39	170.50	-25.2	49.9	2.46	0.01463	-0.055	4.16	20.0	3.13
40	173.53	-28.3	47.9	2.40	0.01640	-0.054	3.99	20.9	3.33
41	176.63	-30.9	45.9	2.34	0.01852	-0.052	3.83	21.8	3.56
42	179.83	-33.7	43.9	2.27	0.02100	-0.050	3.66	22.8	3.80
Tramo 6: alta pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yI)	d (m)	V (m/s)	Fr
42	179.83	-33.7	43.9	2.27	0.02100	-0.047	3.66	22.8	3.80
43	183.44	-33.7	41.9	2.21	0.02405	-0.041	3.49	23.9	4.08
44	187.04	-33.7	40.1	2.15	0.02718	-0.035	3.34	24.9	4.36
45	190.65	-33.7	38.6	2.09	0.03037	-0.031	3.21	25.9	4.62
Tramo 7: salto de ski									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yI)	d (m)	V (m/s)	Fr
46	192.54	-26.1	37.9	2.07	0.03202	-0.015	3.16	26.4	4.75
47	194.43	-17.7	37.5	2.06	0.03287	-0.009	3.13	26.6	4.81
48	196.32	-9.1	37.3	2.05	0.03340	-0.004	3.11	26.8	4.85
49	198.21	0.0	37.2	2.05	0.03362	0.001	3.10	26.9	4.87
50	199.64	6.3	37.3	2.05	0.03356	-0.002	3.10	26.8	4.86
51	201.06	13.5	37.2	2.04	0.03365	-0.006	3.10	26.9	4.87
52	202.49	20.1	37.1	2.04	0.03394	-0.010	3.09	26.9	4.89
53	203.91	27.8	36.9	2.03	0.03441	-0.015	3.08	27.1	4.93
54	205.34	34.3	36.7	2.02	0.03512	-0.020	3.06	27.3	4.98
55	206.76	45.5	36.3	2.01	0.03607	-0.029	3.03	27.5	5.05

Cuadro 44. Perfil de la superficie del agua para 0.5 de Hd H= 5 m Q= 326 m³/s (rugosidad mínima)

Tramo 1 : cimacio									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	d (m)	V (m/s)	Fr		
1	0.00	0.0	59.4	2.53	3.71	5.5	0.910		
2	2.02	-12.6	47.0	2.15	2.939	6.9	1.290		
3	4.13	-22.4	40.0	1.91	2.501	8.1	1.643		
4	6.33	-30.7	34.9	1.71	2.181	9.3	2.018		
Tramo 2: curva cóncava									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
4	6.33	-30.7	34.9	1.71	0.00514	-0.168	2.18	9.3	2.02
5	8.49	-23.9	29.1	1.48	0.00898	-0.066	1.82	11.2	2.65
6	11.28	-18.7	26.1	1.36	0.01250	-0.035	1.63	12.5	3.11
7	13.98	-12.0	24.6	1.29	0.01503	-0.017	1.54	13.2	3.40
8	16.62	-6.4	23.9	1.26	0.01652	-0.008	1.49	13.6	3.56
9	18.82	-1.6	23.6	1.25	0.01712	-0.001	1.48	13.8	3.62
Tramo 3: transición pendiente constante									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
9	18.82	-1.6	23.6	1.25	0.01712	-0.001	1.48	13.8	3.62
10	21.82	-1.6	23.0	1.24	0.01820	0.013	1.47	14.2	3.72
11	24.82	-1.6	23.0	1.26	0.01779	0.013	1.51	14.2	3.68
12	27.82	-1.6	23.0	1.28	0.01740	0.014	1.55	14.2	3.63
13	30.82	-1.6	23.0	1.31	0.01701	0.015	1.60	14.2	3.58
14	33.82	-1.6	23.0	1.33	0.01662	0.016	1.64	14.2	3.53
15	36.82	-1.6	23.0	1.35	0.01625	0.017	1.69	14.2	3.48
16	39.82	-1.6	23.0	1.38	0.01588	0.018	1.74	14.2	3.43
17	42.83	-1.6	23.0	1.40	0.01552	0.019	1.79	14.2	3.38
18	45.83	-1.6	23.0	1.43	0.01516	0.021	1.85	14.2	3.33
19	48.83	-1.6	23.0	1.45	0.01482	0.022	1.91	14.2	3.27
Tramo 4: baja pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
19	48.83	-1.6	23.0	1.45	0.01482	-0.001	1.91	14.2	3.27
20	57.18	-1.6	22.8	1.44	0.01510	-0.001	1.90	14.3	3.30
21	65.53	-1.6	22.7	1.44	0.01537	-0.001	1.89	14.4	3.33
22	73.89	-1.6	22.6	1.43	0.01564	-0.001	1.88	14.4	3.36
23	82.24	-1.6	22.4	1.43	0.01591	-0.001	1.87	14.5	3.39
24	90.59	-1.6	22.3	1.42	0.01617	-0.001	1.86	14.6	3.42
25	98.95	-1.6	22.2	1.41	0.01643	-0.001	1.85	14.7	3.45
26	107.30	-1.6	22.1	1.41	0.01668	-0.001	1.84	14.8	3.47
27	115.65	-1.6	22.0	1.40	0.01693	-0.001	1.83	14.8	3.50
28	124.00	-1.6	21.9	1.40	0.01717	-0.001	1.82	14.9	3.52

29	132.36	-1.6	21.8	1.39	0.01741	-0.001	1.81	15.0	3.55
30	140.71	-1.6	21.7	1.39	0.01765	-0.001	1.81	15.0	3.57
31	149.06	-1.6	21.6	1.38	0.01788	-0.001	1.80	15.1	3.59
32	150.86	-1.6	21.6	1.38	0.01793	-0.001	1.80	15.1	3.60
Tramo 5: curva convexa									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
32	150.86	-1.6	21.6	1.38	0.01793	-0.001	1.80	15.1	3.60
33	153.57	-4.8	21.5	1.38	0.01800	-0.006	1.79	15.1	3.61
34	156.29	-8.8	21.3	1.37	0.01850	-0.012	1.78	15.3	3.65
35	159.04	-12.2	21.0	1.35	0.01954	-0.016	1.75	15.5	3.76
36	161.82	-15.8	20.4	1.33	0.02112	-0.019	1.70	15.9	3.90
37	164.66	-18.8	19.8	1.29	0.02331	-0.021	1.65	16.5	4.10
38	167.54	-22.1	19.1	1.26	0.02611	-0.022	1.59	17.1	4.33
39	170.50	-25.2	18.3	1.21	0.02969	-0.022	1.52	17.8	4.61
40	173.53	-28.3	17.5	1.17	0.03412	-0.022	1.45	18.7	4.94
41	176.63	-30.9	16.6	1.13	0.03958	-0.021	1.39	19.6	5.31
42	179.83	-33.7	15.8	1.08	0.04611	-0.020	1.32	20.6	5.72
Tramo 6: alta pendiente: 58%									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
42	179.83	-33.7	15.8	1.08	0.04611	-0.019	1.32	20.6	5.72
43	183.44	-33.7	15.0	1.03	0.05463	-0.016	1.25	21.7	6.21
44	187.04	-33.7	14.3	0.99	0.06342	-0.014	1.19	22.8	6.67
45	190.65	-33.7	13.7	0.96	0.07246	-0.012	1.14	23.8	7.11
Tramo 7: salto de ski									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	Sf	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
45	190.65	0.0	13.7	0.96	0.07246	0.001	1.14	23.8	7.11
46	192.54	-26.1	13.7	0.96	0.07191	-0.008	1.14	23.7	7.09
47	194.43	-17.7	13.6	0.95	0.07478	-0.004	1.13	24.0	7.22
48	196.32	-9.1	13.5	0.94	0.07644	-0.001	1.12	24.2	7.30
49	198.21	0.0	13.4	0.94	0.07697	0.001	1.12	24.3	7.32
50	199.64	6.3	13.5	0.94	0.07653	0.000	1.12	24.2	7.30
51	201.06	13.5	13.4	0.94	0.07666	-0.003	1.12	24.2	7.31
52	202.49	20.1	13.4	0.94	0.07749	-0.005	1.12	24.3	7.34
53	203.91	27.8	13.3	0.94	0.07899	-0.007	1.11	24.5	7.41
54	205.34	34.3	13.2	0.93	0.08138	-0.010	1.10	24.7	7.52
55	206.76	45.5	13.0	0.92	0.08465	-0.014	1.09	25.0	7.66

Cuadro 45. Perfil de la superficie del agua para condiciones de diseño H= 10 m Q= 1000 m³/s (rugosidad máxima)

Tramo 1 : cimacio									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	d (m)	V (m/s)	Fr		
1	0.00	0.0	120.8	3.88	7.55	8.278146	0.96		
2	2.02	-12.6	100.6	3.52	6.29	9.936407	1.26		
3	4.13	-22.4	91.4	3.33	5.71	10.94571	1.46		
4	6.33	-30.7	83.2	3.15	5.20	12.01923	1.68		
Tramo 2: curva cóncava									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
4	6.33	-30.7	83.2	3.15	0.00703	-0.237	5.20	12.0	1.68
5	8.49	-23.9	75.0	2.96	0.00943	-0.120	4.69	13.3	1.97
6	11.28	-18.7	69.6	2.82	0.01165	-0.070	4.35	14.4	2.20
7	13.98	-12.0	66.6	2.74	0.01322	-0.036	4.16	15.0	2.35
8	16.62	-6.4	65.1	2.70	0.01414	-0.016	4.07	15.4	2.43
9	18.82	-1.6	64.5	2.68	0.01451	-0.002	4.03	15.5	2.46
Tramo 3: transición pendiente constante									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
9	18.82	-1.6	64.5	2.68	0.01451	-0.002	4.03	15.5	2.46
10	21.82	-1.6	62.8	2.66	0.01550	0.038	4.03	15.9	2.53
11	24.82	-1.6	63.0	2.68	0.01524	0.041	4.14	15.9	2.49
12	27.82	-1.6	63.1	2.71	0.01498	0.043	4.26	15.8	2.45
13	30.82	-1.6	63.3	2.73	0.01473	0.046	4.39	15.8	2.41
14	33.82	-1.6	63.5	2.75	0.01449	0.050	4.53	15.8	2.36
15	36.82	-1.6	63.7	2.77	0.01424	0.053	4.68	15.7	2.32
16	39.82	-1.6	63.9	2.79	0.01401	0.057	4.84	15.6	2.27
17	42.83	-1.6	64.2	2.81	0.01377	0.062	5.01	15.6	2.22
18	45.83	-1.6	64.5	2.83	0.01354	0.067	5.20	15.5	2.17
19	48.83	-1.6	64.8	2.84	0.01332	0.073	5.40	15.4	2.12
Tramo 4: baja pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
19	48.83	-1.6	64.8	2.84	0.01332	-0.004	5.40	15.4	2.12
20	57.18	-1.6	64.4	2.83	0.01356	-0.004	5.36	15.5	2.14
21	65.53	-1.6	63.9	2.82	0.01380	-0.004	5.33	15.6	2.16
22	73.89	-1.6	63.5	2.81	0.01404	-0.004	5.29	15.7	2.18
23	82.24	-1.6	63.1	2.80	0.01428	-0.004	5.26	15.8	2.20
24	90.59	-1.6	62.8	2.79	0.01451	-0.004	5.23	15.9	2.22
25	98.95	-1.6	62.4	2.79	0.01473	-0.003	5.20	16.0	2.24
26	107.30	-1.6	62.1	2.78	0.01496	-0.003	5.17	16.1	2.26
27	115.65	-1.6	61.7	2.77	0.01517	-0.003	5.14	16.2	2.28
28	124.00	-1.6	61.4	2.76	0.01539	-0.003	5.12	16.3	2.30

29	132.36	-1.6	61.1	2.75	0.01560	-0.003	5.09	16.4	2.32
30	140.71	-1.6	60.8	2.75	0.01581	-0.003	5.07	16.4	2.33
31	149.06	-1.6	60.5	2.74	0.01602	-0.003	5.04	16.5	2.35
32	150.86	-1.6	60.5	2.74	0.01606	-0.003	5.04	16.5	2.35
Tramo 5: curva convexa									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
32	150.86	-1.6	60.5	2.74	0.01606	-0.003	5.04	16.5	2.35
33	153.57	-4.8	60.4	2.74	0.01613	-0.017	5.03	16.6	2.36
34	156.29	-8.8	59.8	2.72	0.01654	-0.033	4.98	16.7	2.39
35	159.04	-12.2	58.7	2.70	0.01739	-0.044	4.89	17.0	2.46
36	161.82	-15.8	57.3	2.66	0.01863	-0.053	4.77	17.5	2.55
37	164.66	-18.8	55.5	2.61	0.02034	-0.056	4.62	18.0	2.68
38	167.54	-22.1	53.5	2.56	0.02245	-0.059	4.46	18.7	2.83
39	170.50	-25.2	51.4	2.50	0.02508	-0.059	4.28	19.4	3.00
40	173.53	-28.3	49.3	2.44	0.02826	-0.058	4.11	20.3	3.20
41	176.63	-30.9	47.1	2.37	0.03207	-0.055	3.92	21.2	3.42
42	179.83	-33.7	45.0	2.31	0.03652	-0.053	3.75	22.2	3.67
Tramo 6: alta pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
42	179.83	-33.7	45.0	2.31	0.03652	-0.050	3.75	22.2	3.67
43	183.44	-33.7	42.8	2.24	0.04198	-0.042	3.57	23.4	3.95
44	187.04	-33.7	41.0	2.18	0.04753	-0.037	3.41	24.4	4.22
45	190.65	-33.7	39.4	2.12	0.05318	-0.032	3.28	25.4	4.47
Tramo 7: salto de ski									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
45	190.65	-33.7	39.4	2.12	0.05318	-0.032	3.28	25.4	4.47
46	192.54	-26.1	38.7	2.10	0.05609	-0.015	3.22	25.9	4.60
47	194.43	-17.7	38.3	2.08	0.05752	-0.009	3.19	26.1	4.66
48	196.32	-9.1	38.1	2.08	0.05836	-0.003	3.18	26.2	4.70
49	198.21	0.0	38.1	2.08	0.05864	0.003	3.17	26.3	4.71
50	199.64	6.3	38.1	2.08	0.05844	-0.001	3.18	26.2	4.70
51	201.06	13.5	38.1	2.08	0.05852	-0.006	3.18	26.2	4.70
52	202.49	20.1	38.0	2.07	0.05894	-0.010	3.17	26.3	4.72
53	203.91	27.8	37.8	2.07	0.05970	-0.015	3.15	26.4	4.75
54	205.34	34.3	37.6	2.06	0.06089	-0.020	3.13	26.6	4.80
55	206.76	45.5	37.2	2.05	0.06251	-0.030	3.10	26.9	4.87

Cuadro 46. Perfil de la superficie del agua para 0.5 de Hd H= 5 m Q= 326 m³/s (rugosidad máxima)

Tramo 1 : sección de control hasta inicio de curva									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	d (m)	V (m/s)	Fr		
1	0.00	0.0	59.4	2.53	3.71	5.5	0.91		
2	2.02	-12.6	47.0	2.15	2.94	6.9	1.29		
3	4.13	-22.4	40.0	1.91	2.50	8.1	1.64		
4	6.33	-30.7	34.9	1.71	2.18	9.3	2.02		
Tramo 2: curva cóncava									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
4	6.33	-30.7	34.9	1.71	0.00956	-0.166	2.18	9.3	2.02
5	8.49	-23.9	29.1	1.48	0.01662	-0.065	1.82	11.2	2.64
6	11.28	-18.7	26.2	1.36	0.02300	-0.034	1.64	12.4	3.10
7	13.98	-12.0	24.8	1.30	0.02752	-0.017	1.55	13.2	3.38
8	16.62	-6.4	24.1	1.27	0.03009	-0.007	1.50	13.5	3.52
9	18.82	-1.6	23.8	1.26	0.03101	0.000	1.49	13.7	3.57
Tramo 3: transición pendiente constante									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
9	18.82	-1.6	23.8	1.26	0.03101	0.000	1.49	13.7	3.57
10	21.82	-1.6	23.3	1.25	0.03273	0.014	1.49	14.0	3.66
11	24.82	-1.6	23.3	1.28	0.03178	0.015	1.53	14.0	3.60
12	27.82	-1.6	23.3	1.30	0.03086	0.016	1.58	14.0	3.55
13	30.82	-1.6	23.4	1.33	0.02996	0.017	1.62	13.9	3.49
14	33.82	-1.6	23.4	1.35	0.02910	0.017	1.67	13.9	3.43
15	36.82	-1.6	23.5	1.38	0.02827	0.019	1.73	13.9	3.37
16	39.82	-1.6	23.5	1.40	0.02746	0.020	1.78	13.8	3.31
17	42.83	-1.6	23.6	1.43	0.02668	0.021	1.84	13.8	3.25
18	45.83	-1.6	23.6	1.46	0.02593	0.022	1.90	13.8	3.19
19	48.83	-1.6	23.7	1.48	0.02520	0.024	1.97	13.8	3.13
Tramo 4: baja pendiente									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
19	48.83	-1.6	23.7	1.48	0.02520	0.000	1.97	13.8	3.13
20	57.18	-1.6	23.6	1.48	0.02533	0.000	1.97	13.8	3.14
21	65.53	-1.6	23.6	1.48	0.02544	0.000	1.97	13.8	3.15
22	73.89	-1.6	23.5	1.48	0.02556	0.000	1.96	13.8	3.15
23	82.24	-1.6	23.5	1.48	0.02567	0.000	1.96	13.9	3.16
24	90.59	-1.6	23.5	1.48	0.02578	0.000	1.96	13.9	3.17
25	98.95	-1.6	23.4	1.47	0.02588	0.000	1.95	13.9	3.17
26	107.30	-1.6	23.4	1.47	0.02598	0.000	1.95	13.9	3.18
27	115.65	-1.6	23.4	1.47	0.02607	0.000	1.95	13.9	3.18
28	124.00	-1.6	23.4	1.47	0.02617	0.000	1.95	13.9	3.19

29	132.36	-1.6	23.3	1.47	0.02625	0.000	1.94	14.0	3.20
30	140.71	-1.6	23.3	1.47	0.02634	0.000	1.94	14.0	3.20
31	149.06	-1.6	23.3	1.47	0.02642	0.000	1.94	14.0	3.21
32	150.86	-1.6	23.3	1.47	0.02644	0.000	1.94	14.0	3.21
Tramo 5: curva convexa									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
32	150.86	-1.6	23.3	1.47	0.02644	0.000	1.94	14.0	3.21
33	153.57	-4.8	23.3	1.47	0.02646	-0.007	1.94	14.0	3.21
34	156.29	-8.8	23.1	1.46	0.02724	-0.014	1.92	14.1	3.25
35	159.04	-12.2	22.6	1.43	0.02899	-0.019	1.88	14.4	3.36
36	161.82	-15.8	21.9	1.40	0.03166	-0.023	1.83	14.9	3.51
37	164.66	-18.8	21.1	1.36	0.03541	-0.025	1.76	15.4	3.71
38	167.54	-22.1	20.3	1.32	0.04021	-0.026	1.69	16.1	3.95
39	170.50	-25.2	19.3	1.27	0.04633	-0.026	1.61	16.8	4.23
40	173.53	-28.3	18.4	1.22	0.05393	-0.025	1.53	17.7	4.56
41	176.63	-30.9	17.5	1.17	0.06326	-0.023	1.46	18.6	4.93
42	179.83	-33.7	16.6	1.12	0.07440	-0.022	1.38	19.6	5.34
Tramo 6: alta pendiente: 58%									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
42	179.83	-33.7	16.6	1.12	0.07440	-0.021	1.38	19.6	5.34
43	183.44	-33.7	15.7	1.07	0.08888	-0.018	1.30	20.8	5.82
44	187.04	-33.7	14.9	1.03	0.10365	-0.015	1.24	21.9	6.27
45	190.65	-33.7	14.3	0.99	0.11865	-0.012	1.19	22.8	6.69
Tramo 7: salto de ski									
Sección	S (m)	θ (°)	A(m ²)	R (m)	S _f	f(Si yi)	d (m)	V (m/s)	Fr
45	190.65	0.0	14.3	0.99	0.11865	0.003	1.19	22.8	6.69
46	192.54	-26.1	14.3	1.00	0.11707	-0.007	1.19	22.7	6.65
47	194.43	-17.7	14.2	0.99	0.12150	-0.004	1.18	23.0	6.77
48	196.32	-9.1	14.1	0.98	0.12378	0.000	1.17	23.2	6.83
49	198.21	0.0	14.1	0.98	0.12406	0.003	1.17	23.2	6.83
50	199.64	6.3	14.1	0.98	0.12279	0.001	1.18	23.1	6.80
51	201.06	13.5	14.1	0.98	0.12256	-0.002	1.18	23.1	6.79
52	202.49	20.1	14.1	0.98	0.12352	-0.005	1.17	23.1	6.82
53	203.91	27.8	14.0	0.98	0.12567	-0.008	1.17	23.3	6.88
54	205.34	34.3	13.9	0.97	0.12935	-0.010	1.16	23.5	6.97
55	206.76	45.5	13.7	0.96	0.13455	-0.016	1.14	23.8	7.11

Apéndice 4: Índices de cavitación y perfiles de presión para el vertedero auxiliar

Cuadro 47. Índices de cavitación y perfil de presiones para las condiciones de diseño del vertedero auxiliar

Tramo 1 : cimacio									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
1	0.0	8.3	7.55	7.55	-	3.5	0.30	2.63	T1
2	-10.8	9.9	6.29	6.14	-5.8	5.0	0.65	1.90	T1
3	-12.8	10.9	5.71	5.28	-5.4	6.1	0.45	1.53	T1
4	-15.8	12.0	5.20	4.47	-4.8	7.4	0.30	1.25	T1
Tramo 2: curva cóncava									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
4	26.0	12.0	5.20	4.47	2.95	7.4	7.42	2.22	T1
5	26.0	13.3	4.68	4.28	3.27	9.1	7.55	1.81	T1
6	26.0	14.4	4.35	4.12	3.52	10.5	7.64	1.57	T1
7	26.0	15.0	4.16	4.06	3.69	11.5	7.75	1.44	T1
8	26.0	15.4	4.06	4.03	3.78	12.1	7.81	1.38	T1
9	26.0	15.6	4.02	4.02	3.81	12.3	7.83	1.36	T1
Tramo 3: Transición pendiente constante									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
9	-	15.6	4.00	4.00	0.00	12.3	4.00	0.99	T1
10	-	16.0	4.01	4.01	0.00	13.0	4.01	0.99	T1
11	-	16.0	4.12	4.12	0.00	13.0	4.12	1.00	T1
12	-	15.9	4.24	4.23	0.00	13.0	4.23	1.01	T1
13	-	15.9	4.36	4.36	0.00	12.9	4.36	1.03	T1
14	-	15.9	4.49	4.49	0.00	12.9	4.49	1.04	T1
15	-	15.9	4.64	4.64	0.00	12.8	4.64	1.06	T1
16	-	15.8	4.79	4.79	0.00	12.7	4.79	1.07	T1
17	-	15.8	4.95	4.95	0.00	12.7	4.95	1.09	T1
18	-	15.7	5.13	5.13	0.00	12.6	5.13	1.11	T1
19	-	15.7	5.32	5.32	0.00	12.5	5.32	1.14	T1
Tramo 4: baja pendiente									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
21	-	15.9	5.23	5.23	0.00	12.9	5.23	1.09	T1
22	-	16.1	5.19	5.18	0.00	13.2	5.18	1.07	T1
23	-	16.2	5.14	5.14	0.00	13.4	5.14	1.05	T1

24	-	16.3	5.10	5.10	0.00	13.6	5.10	1.03	T1
25	-	16.5	5.06	5.06	0.00	13.8	5.06	1.01	T1
26	-	16.6	5.03	5.02	0.00	14.0	5.02	0.99	T1
27	-	16.7	4.99	4.99	0.00	14.2	4.99	0.98	T1
28	-	16.8	4.96	4.95	0.00	14.4	4.95	0.96	T1
29	-	16.9	4.92	4.92	0.00	14.6	4.92	0.95	T1
30	-	17.0	4.89	4.89	0.00	14.8	4.89	0.93	T1
31	-	17.2	4.86	4.85	0.00	15.0	4.85	0.92	T1
32	-	17.2	4.85	4.85	0.00	15.0	4.85	0.91	T1
Tramo 5: curva convexa									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
33	-41.3	17.2	4.84	4.82	-3.54	15.1	1.28	0.67	T1
34	-42.4	17.4	4.80	4.73	-3.48	15.4	1.25	0.66	T1
35	-43.9	17.7	4.71	4.60	-3.42	15.9	1.18	0.63	T1
36	-46.0	18.1	4.60	4.42	-3.34	16.7	1.08	0.60	T2
37	-48.6	18.6	4.47	4.21	-3.26	17.7	0.95	0.56	T2
38	-51.7	19.3	4.32	3.99	-3.17	19.0	0.82	0.51	T2
39	-55.4	20.0	4.16	3.76	-3.07	20.4	0.69	0.47	T2
40	-59.8	20.9	3.99	3.51	-2.97	22.2	0.55	0.43	T2
41	-64.7	21.8	3.82	3.28	-2.86	24.2	0.42	0.38	T3
42	-70.4	22.8	3.66	3.04	-2.75	26.5	0.29	0.35	T3
Tramo 6: alta pendiente: 58%									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
42	-	22.8	3.66	3.04	0.00	26.5	3.04	0.45	T2
43	-	23.9	3.49	2.90	0.00	29.1	2.90	0.41	T2
44	-	24.9	3.34	2.78	0.00	31.7	2.78	0.37	T3
45	-	25.9	3.21	2.67	0.00	34.3	2.67	0.34	T3
Tramo 7: salto de ski									
Sección	R _c (m)	V (m/s)	d (m)	dcosθ	dV ² /gR _c	Carga de velocidad (m)	Presión (m)	σ	Tolerancia
46	12.0	26.4	3.15	2.83	18.70	35.6	21.53	0.86	T1
47	12.0	26.8	3.11	2.97	18.94	36.5	21.91	0.84	T1
48	12.0	27.0	3.09	3.05	19.09	37.0	22.14	0.84	T1
49	12.0	27.1	3.08	3.08	19.15	37.3	22.23	0.83	T1
50	12.0	27.0	3.08	3.06	19.14	37.2	22.20	0.83	T1
51	12.0	27.1	3.08	2.99	19.17	37.4	22.16	0.83	T1
52	12.0	27.2	3.07	2.88	19.24	37.7	22.12	0.82	T1
53	12.0	27.4	3.05	2.69	19.37	38.2	22.06	0.81	T1
54	12.0	27.6	3.02	2.49	19.56	38.9	22.05	0.80	T1
55	12.0	28.0	2.98	2.09	19.80	39.9	21.89	0.77	T1

Apéndice 5. Lista de planos ICE utilizados como referencia según estructura de la P.H. Cachí

Vertedero

117-11-498	117-11-26	117-11-32	117-11-33
117-11-34	117-11-35	117-11-46	117-14-247
117-14-285	117-14-29	117-14-48	117-16-98
CC-6.88			

Descarga de fondo

117-7-238	117-7-360	117-7-67	117-8-131
117-13-13	117-13-14	117-14-17	117-15-86

Presa

117-7-351	117-16-215
-----------	------------

Toma de agua

117-16-86	117-16-163	117-16-185
-----------	------------	------------

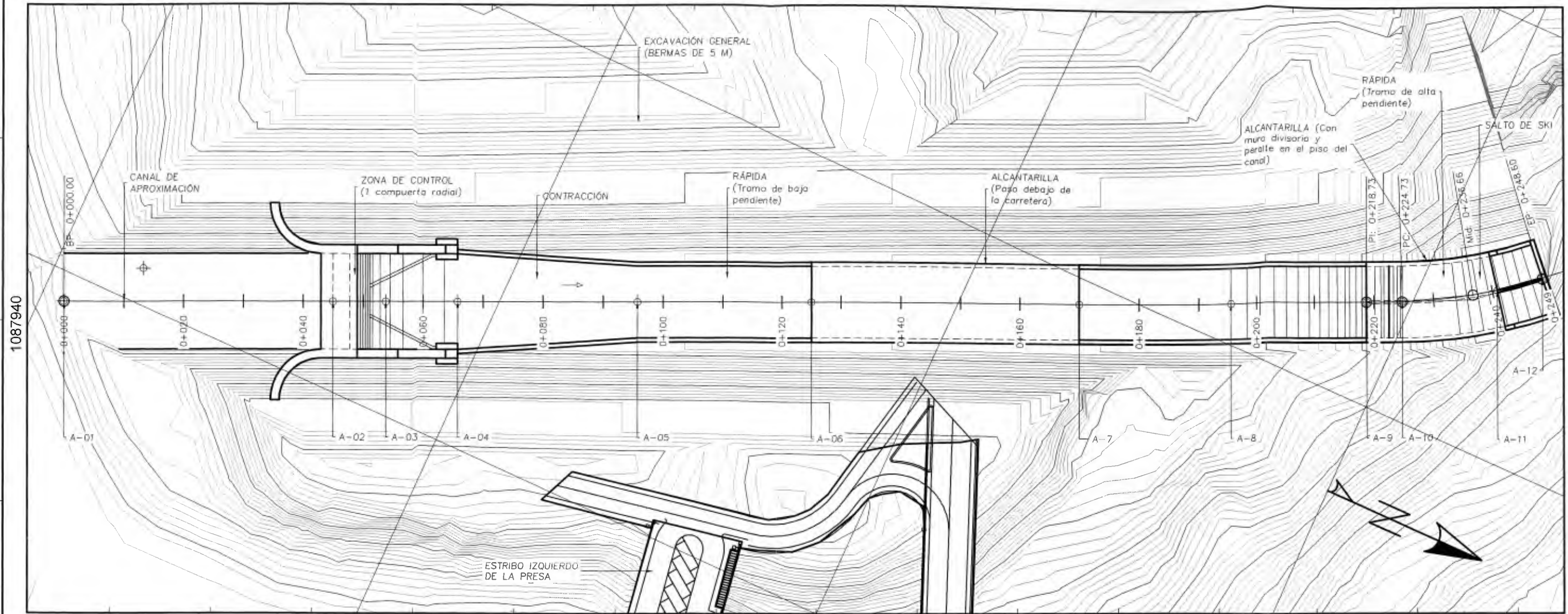
Canal de restitución

117-16-83

**Apéndice 6. Planos hidráulicos del vertedero auxiliar controlado
propuesto**

521360

521290



521430

VISTA GENERAL EN PLANTA DEL VERTEDERO AUXILIAR

ESCALA 1:700

INDICE DE LÁMINAS:

- Lámina 1: Planta general del vertedero auxiliar.
- Lámina 2: Perfil longitudinal general del vertedero auxiliar.
- Lámina 3: Detalle de la zona de control y contracción.
- Lámina 4: Detalle de la estructura de salida

NOTAS:

1. Coordenadas en sistema CRTM05.
2. Cotas en metros salvo otra indicación.
3. Elevaciones referidas al nivel del mar.
4. El vertedero de excedencias está diseñado para un caudal de 1000 m³/s, de forma que en conjunto con los vertederos actuales puedan evacuar un caudal de 4703 m³/s correspondiente al valor central de la Avenida Regional de 10 000 años de período de retorno.

TABLA DE COORDENADAS

Punto	Descripción	Estacionamiento	Norte	Este	Elevación
1	A-01	0+000.0	1087943.84	521434.69	979.00
2	A-02	0+045.0	1087984.23	521416.02	979.00
3	A-03	0+053.8	1087992.79	521412.39	983.07
4	A-04	0+065.7	1088003.67	521407.43	979.75
5	A-05	0+095.7	1088024.67	521397.86	978.92
6	A-06	0+125.0	1088057.61	521382.85	978.09

TABLA DE COORDENADAS

Punto	Descripción	Estacionamiento	Norte	Este	Elevación
7	A-07	0+170.0	1088098.57	521364.19	976.80
8	A-08	0+195.5	1088121.76	521353.62	976.00
9	A-09	0+218.7	1088142.91	521343.98	970.18
10	A-10	0+224.7	1088148.37	521341.49	966.61
11	A-11	0+240.4	1088162.09	521333.20	958.59
12	A-12	0+249.3	1088168.19	521328.31	961.51

PLANOS DE REFERENCIA
 REVISO
 DISEÑO
 DIBUJO
 REVISIÓN
 FECHA



INGENIERIA Y CONSTRUCCION
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
AREA INGENIERIA HIDRAULICA



CENTRO DE PRODUCCIÓN CACHI
VERTEDERO AUXILIAR

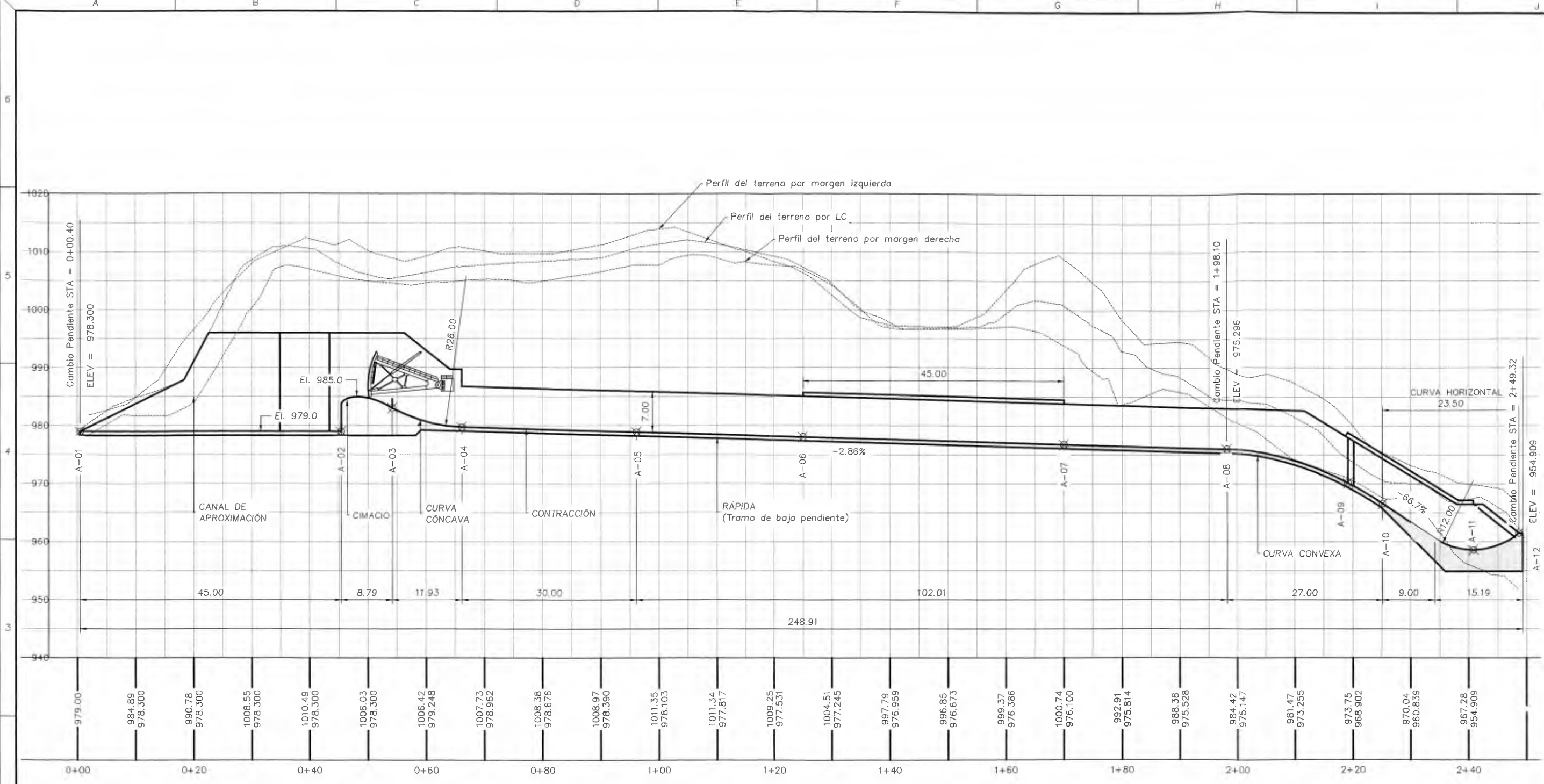
PLANTA GENERAL
UBICACIÓN

DISEÑO: Ing.
DIBUJO: Ing.
REVISO: Ing.
APROBO: Ing.

ETAPA: PRELIMINAR
FECHA: 2015
EXPEDIENTE:
CODIGO ICE:

LAMINA N°

1
4



PERFIL LONGITUDINAL GENERAL DEL VERTEDERO AUXILIAR
 ESCALA 1: 700

- NOTAS:**
1. Cotas en metros salvo otra indicación.
 2. Elevaciones referidas al nivel del mar.

3	2	1
PLANOS DE REFERENCIA	REVISO	DISEÑO
REVISION	DISEÑO	DIBUJO
FECHA	FECHA	FECHA
N°	N°	N°

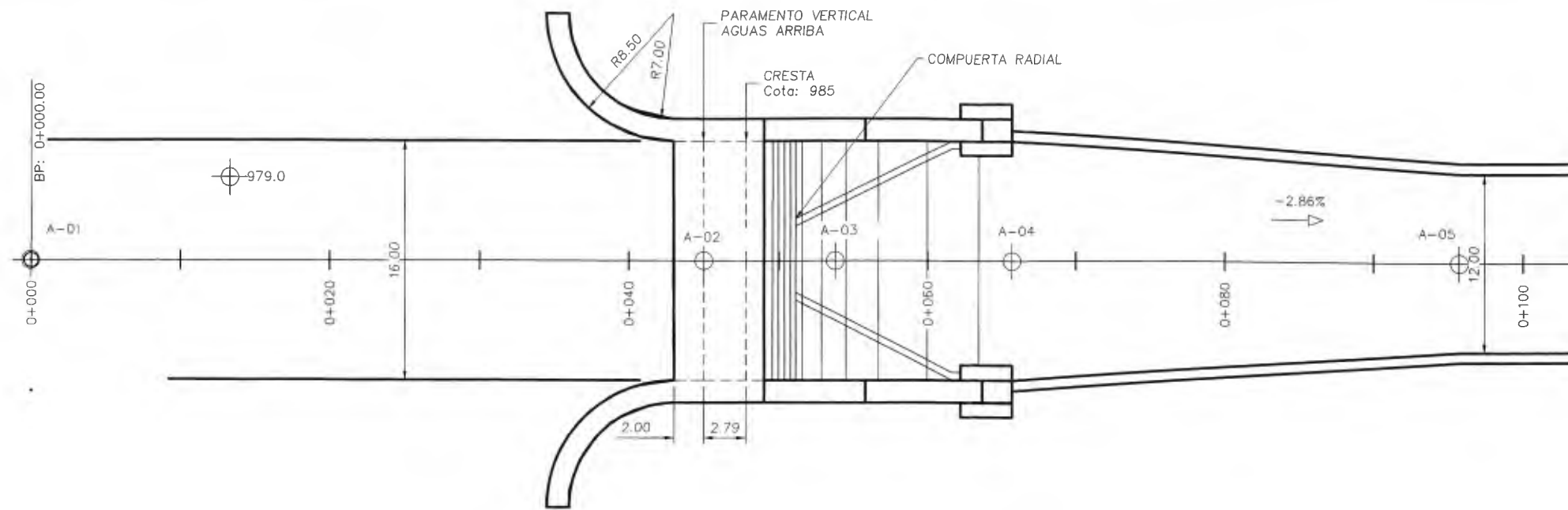
GRUPO ICE
 INGENIERIA Y CONSTRUCCION
 CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
 AREA INGENIERIA HIDRAULICA

CENTRO DE PRODUCCIÓN CACHÍ
 VERTEDERO AUXILIAR

PERFIL LONGITUDINAL GENERAL

DISEÑO: Ing.	ETAPA: PRELIMINAR
DIBUJO: Ing.	FECHA: 2015
REVISO: Ing.	EXPEDIENTE:
APROBO: Ing.	CODIGO ICE:

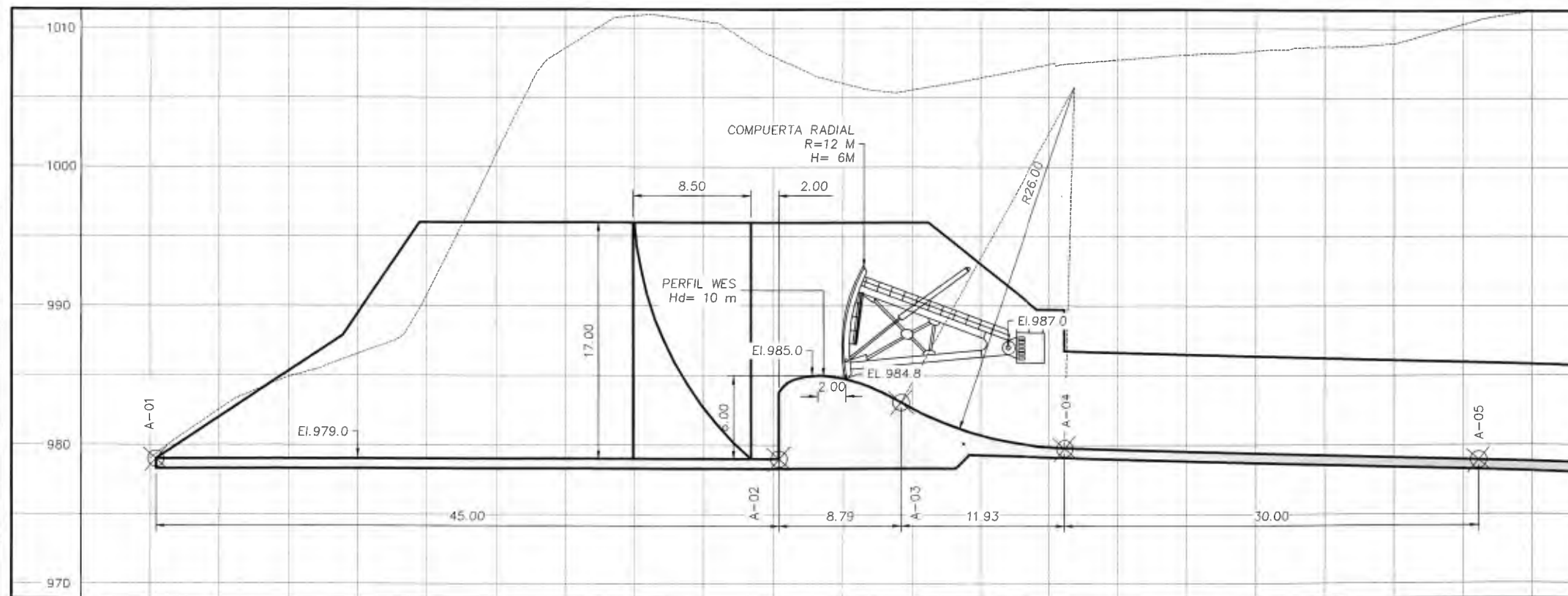
LAMINA N°	2
	4



VISTA EN PLANTA DE LA ZONA DE CONTROL Y CONTRACCIÓN
ESCALA 1:400

NOTAS:

1. Cotas en metros salvo otra indicación.
2. Elevaciones referidas al nivel del mar.
3. La altura de la compuerta radial no se encuentra a escala.
4. El origen del sistema coordenado del perfil se encuentra en la cresta del vertedero, siendo positivo aguas abajo y por debajo de la misma.



PERFIL LONGITUDINAL DE LA ZONA DE CONTROL Y CONTRACCIÓN
ESCALA 1:400

TABLA DE COORDENADAS DEL PERFIL WES	
x (m)	y (m)
0.0	0.00
0.5	0.02
1.0	0.07
1.5	0.15
2.0	0.25
2.5	0.38
3.0	0.54
3.5	0.72
4.0	0.92
4.5	1.14
5.0	1.39
6.0	1.94

Esta obra es propiedad del
SIBDI - UCR



INGENIERIA Y CONSTRUCCION
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
AREA INGENIERIA HIDRAULICA



CENTRO DE PRODUCCIÓN CACHÍ
VERTEDERO AUXILIAR

ZONA DE CONTROL Y CONTRACCIÓN
DETALLE

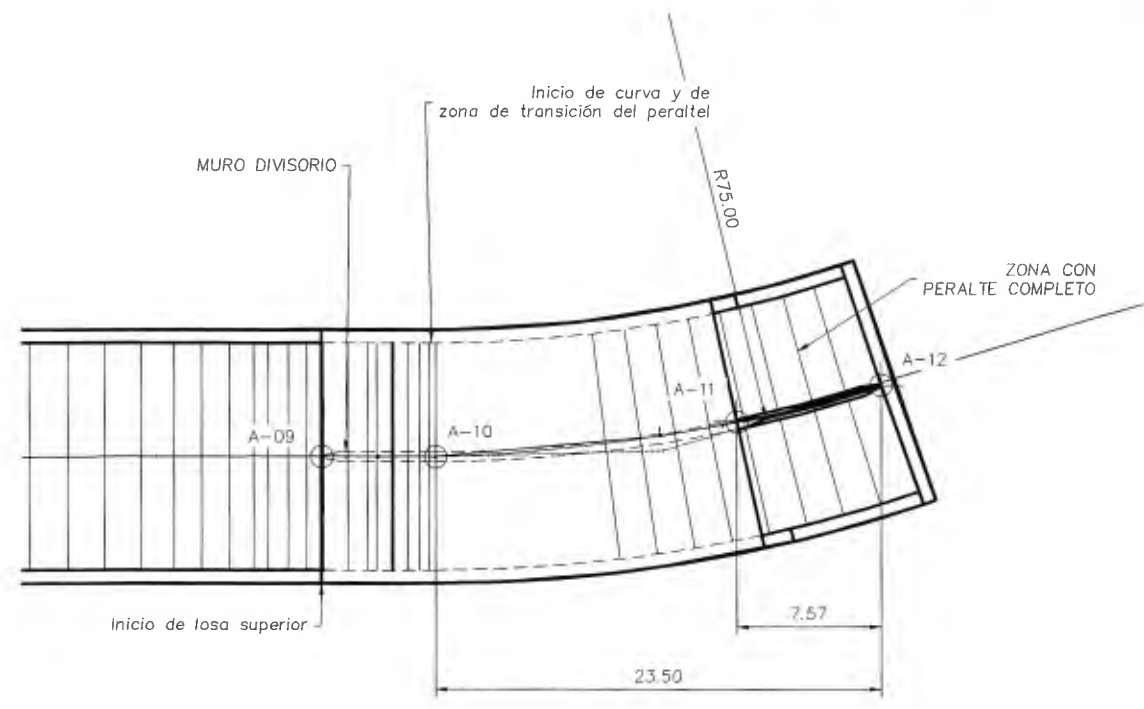
DISEÑO: Ing.
DIBUJO: Ing.
REVISO: Ing.
APROBO: Ing.

ETAPA: PRELIMINAR
FECHA: 2015
EXPEDIENTE:
CODIGO ICE:

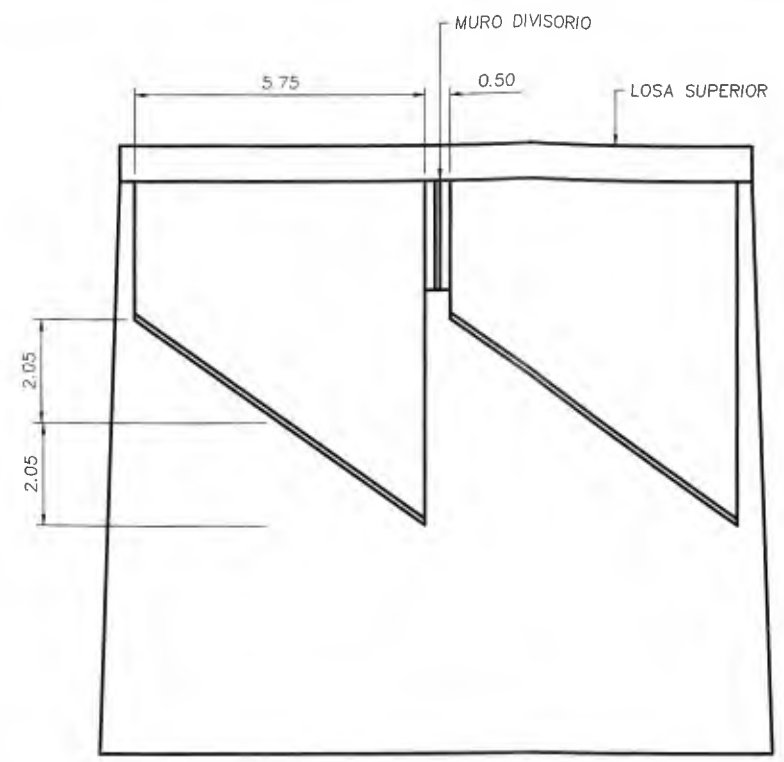
LAMINA N°

3
4

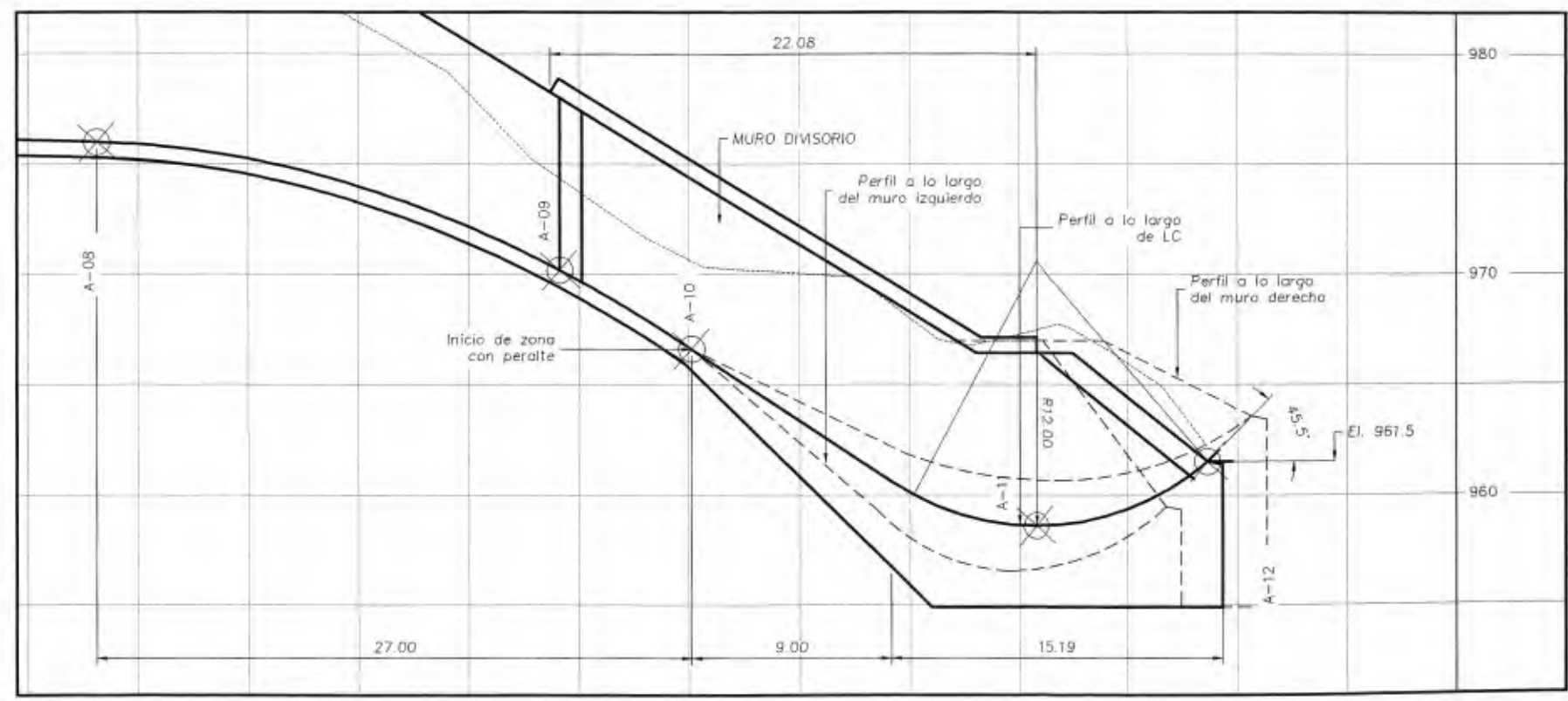
PLANOS DE REFERENCIA
REVISO
DISEÑO
DIBUJO
REVISION
FECHA



VISTA EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA
ESCALA 1: 400



VISTA FRONTAL DE LA SECCIÓN FINAL DE SALIDA
ESCALA 1:150



PERFIL LONGITUDINAL DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA
ESCALA 1: 300

NOTAS:

1. Cotas en metros salvo otra indicación.
2. Elevaciones referidas al nivel del mar.
3. La inclusión de peralte y del muro divisorio responde a la necesidad de disminuir la superelevación que se da en el nivel del agua debido a la curva horizontal.
4. La transición se realiza de forma gradual desde el final de la curva convexa hasta el punto medio del salto de ski, y se realiza de forma simultánea en ambos canales.
5. La pendiente transversal del canal es constante dentro de una misma sección determinada.



INGENIERIA Y CONSTRUCCION
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
AREA INGENIERIA HIDRAULICA



CENTRO DE PRODUCCIÓN CACHÍ
VERTEDERO AUXILIAR

ESTRUCTURA DE SALIDA
DETALLE

DISEÑO: Ing.
DIBUJO: Ing.
REVISO: Ing.
APROBO: Ing.

ETAPA: PRELIMINAR
FECHA: 2015
EXPEDIENTE:
CODIGO ICE:

LAMINA N°
4
4

PLANOS DE REFERENCIA
REVISO
DISEÑO
DIBUJO

FECHA
REVISION

ANEXOS

Anexo 1. Planos del vertedero de excedencias de la P.H. Cachí contenidos en el Informe de Ensayos Hidráulicos de 1962

COORDENADAS

PUNTO	N	E
1	202 775 000	557 848 500
2	202 727 454	557 841 376
3	202 719 914	557 831 633
4	202 717 675	557 821 955
5	202 715 371	557 823 365
6	202 711 771	557 816 317
7	202 710 255	557 812 159

DEFINICION DE LAS CURVAS

Canal izquierdo -
Muro izquierdo: $V = \frac{U^3}{4670.0}$ (U.máx. 26.100 m/s)

Muro derecho: $V = \frac{U^3}{4100.0}$ (U.máx. 30.900 m/s)

Canal derecho -

Muro izquierdo: $V = \frac{U^3}{3814.8}$ (U.máx. 21.700 m/s)

Muro derecho: $V = \frac{U^3}{2.879.3}$ (U.máx. 25.800 m/s)

DEFINICION DE LA EMBOCADURA

Pila central:

Elipse superior (El. 996.000) $\frac{x^2}{81.000} + \frac{y^2}{8.039} = 1$ (Centro en O')

Elipse inferior (El. 967.000) $\frac{x^2}{81.000} + \frac{y^2}{36.89} = 1$ (Centro en O')

Pilas laterales:

Elipses superiores (El. 996.000) $\frac{x^2}{81.000} + \frac{y^2}{3000} = 1$ (Centro en O')

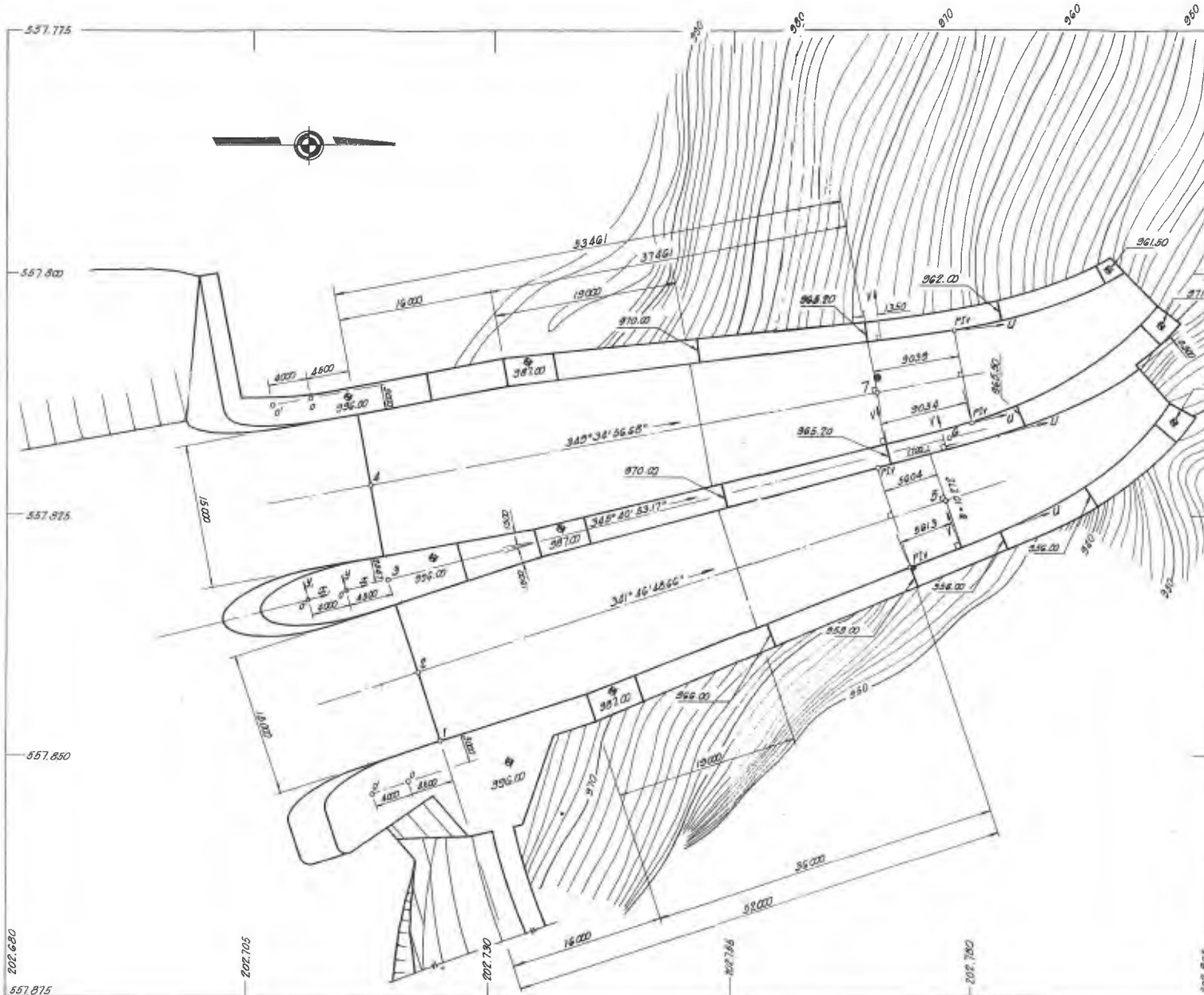
Elipses inferiores (El. 967.000) $\frac{x^2}{81.000} + \frac{y^2}{9000} = 1$ (Centro en O')

NOTAS:

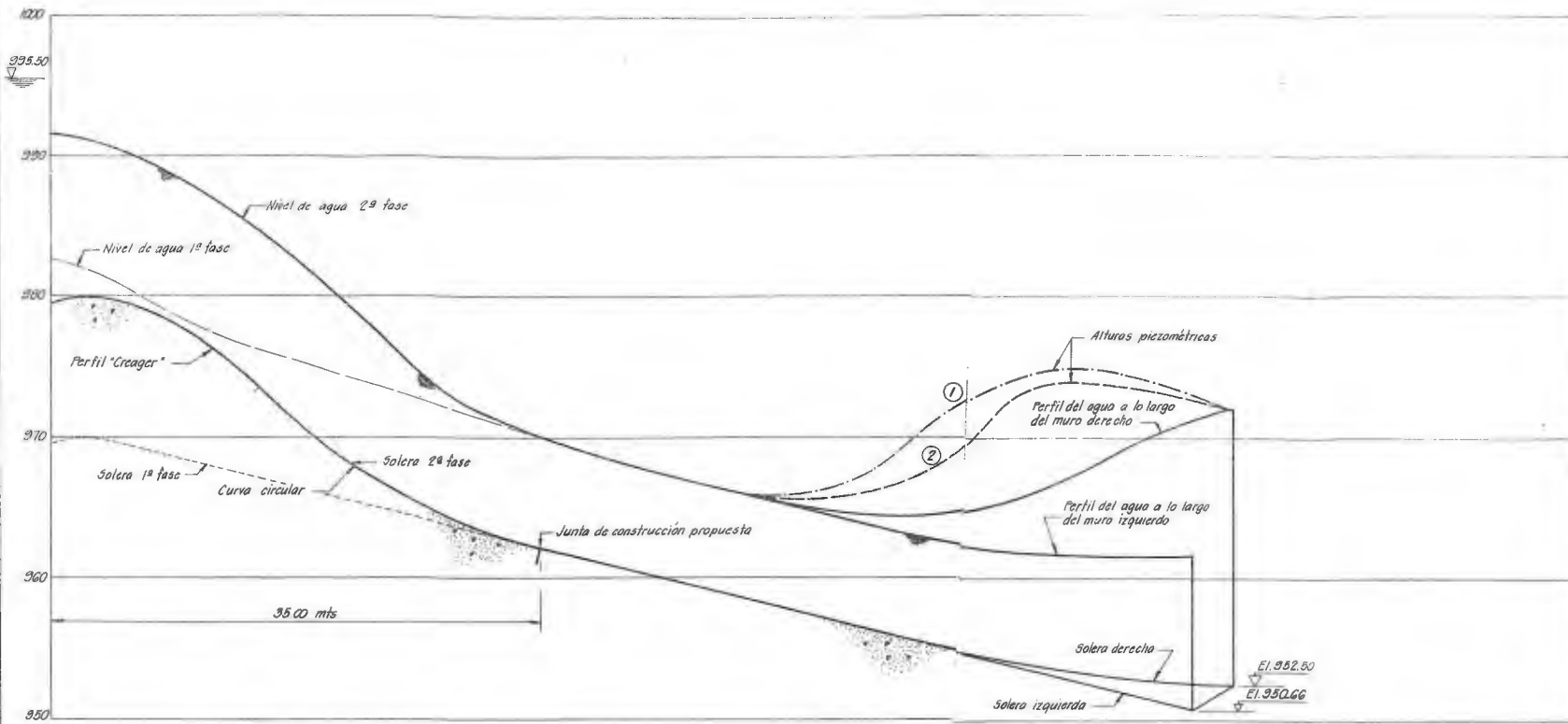
- 1) Dimensiones en milímetros, salvo indicación contraria
- 2) Elevaciones en metros, sobre el nivel del mar.

REFERENCIAS:

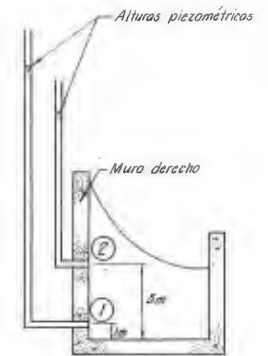
Ver plano: 117-14-255 (Aliviadero - Perfiles)



Nº	FECHA	REVISION	POR	APROB.
INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD OFICINA DE PROYECTOS PROYECTO CACHI ALIVIADERO - PLANTA -				
Dibujó: Ing. R. Lara E		Presentó: Ing. R. Lara E		
Calgó: E. Rivero U		Recomendó:		
Verificó:		Aprobó: <i>C. U. L.</i>		
Febrero 6-1964		Escala 1:250		117-11-498



CANAL IZQUIERDO

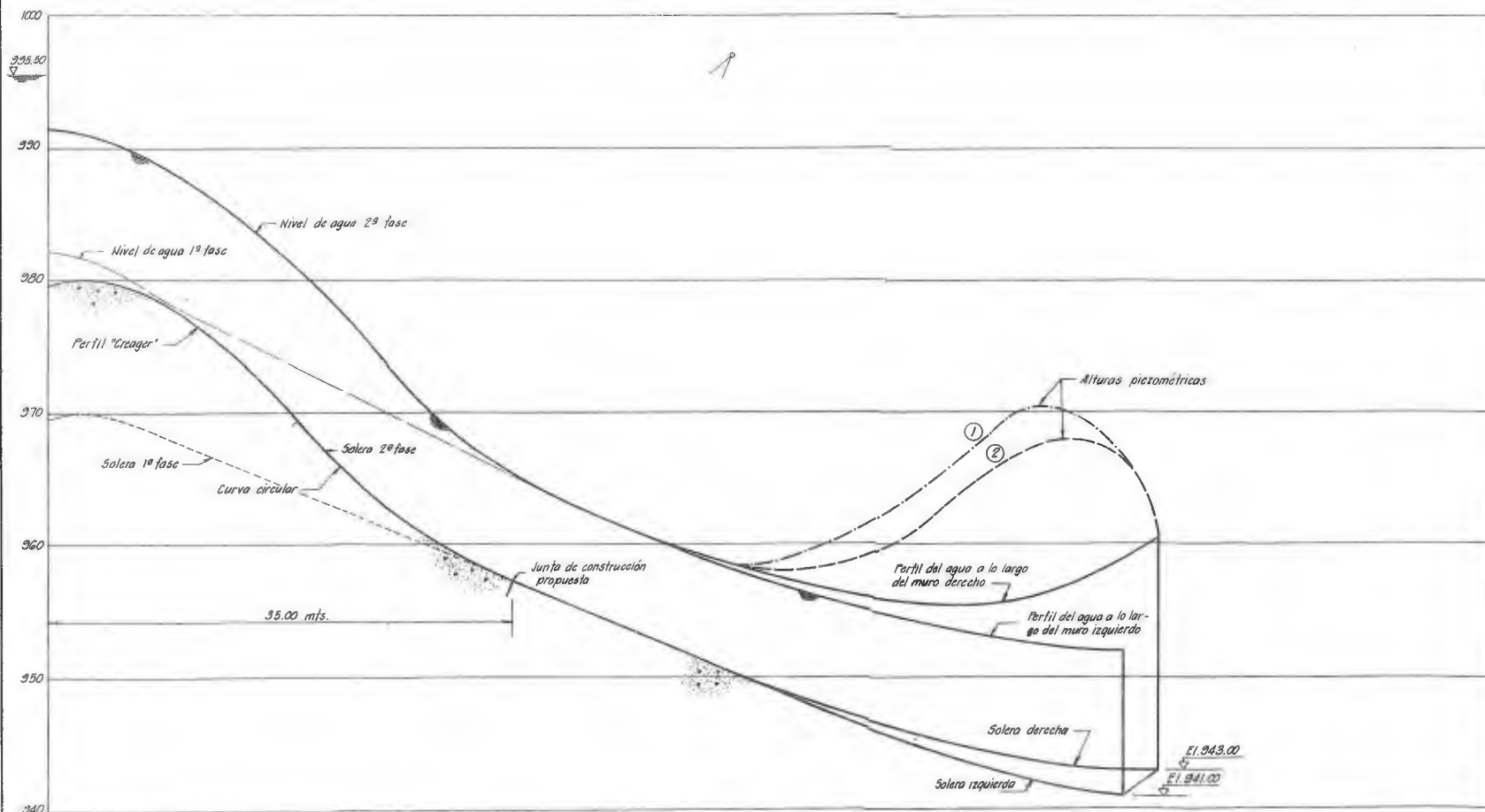


ESQUEMA de las CONEXIONES PIEZOMETRICAS

- — — — — Altura en conexiones piezométricas ①
- — — — — Altura en conexiones piezométricas ②

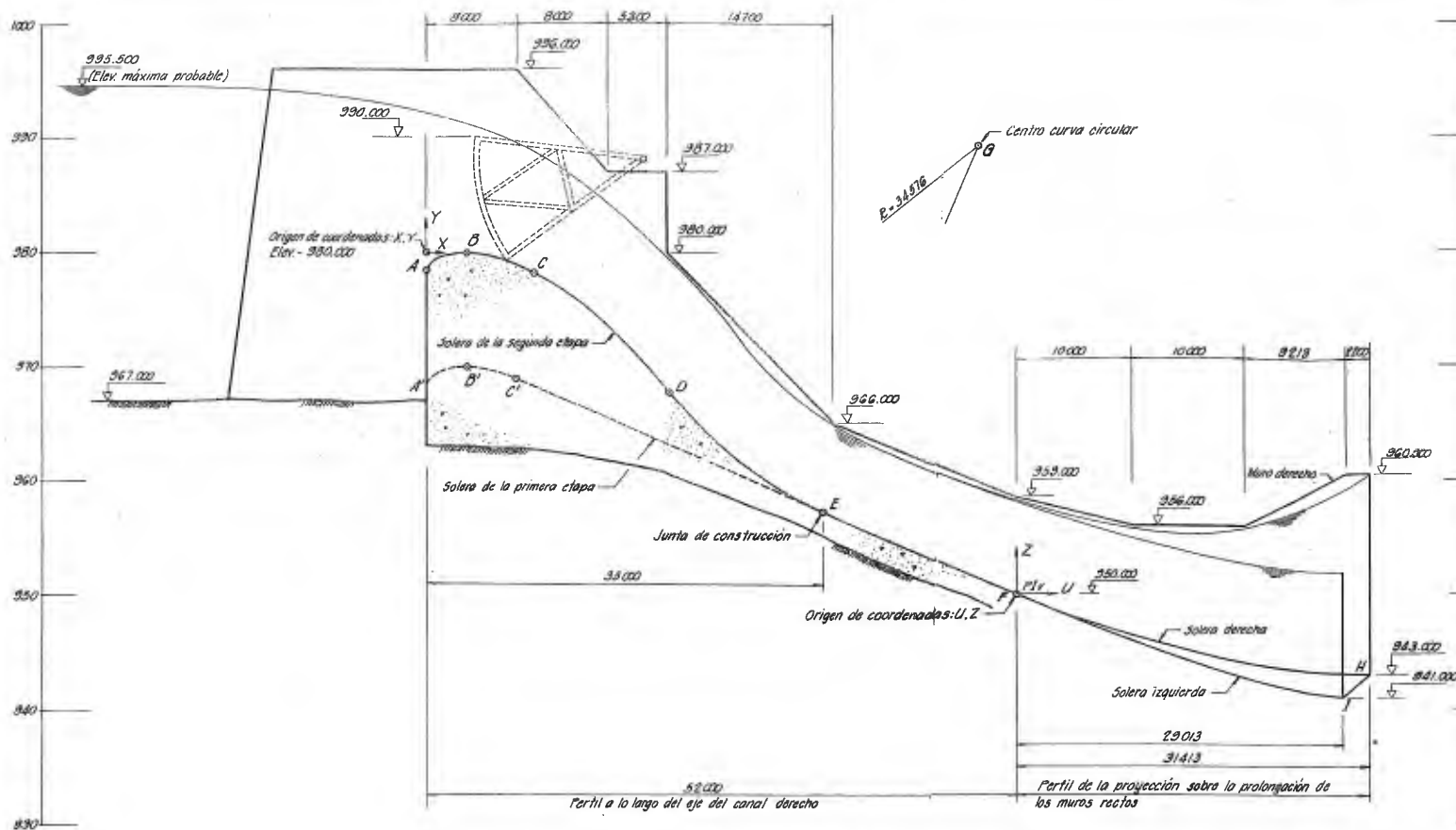
NOTA:

Cresta con perfil "Creager" para $H = 12.00$ mts, sin velocidad de aproximación.

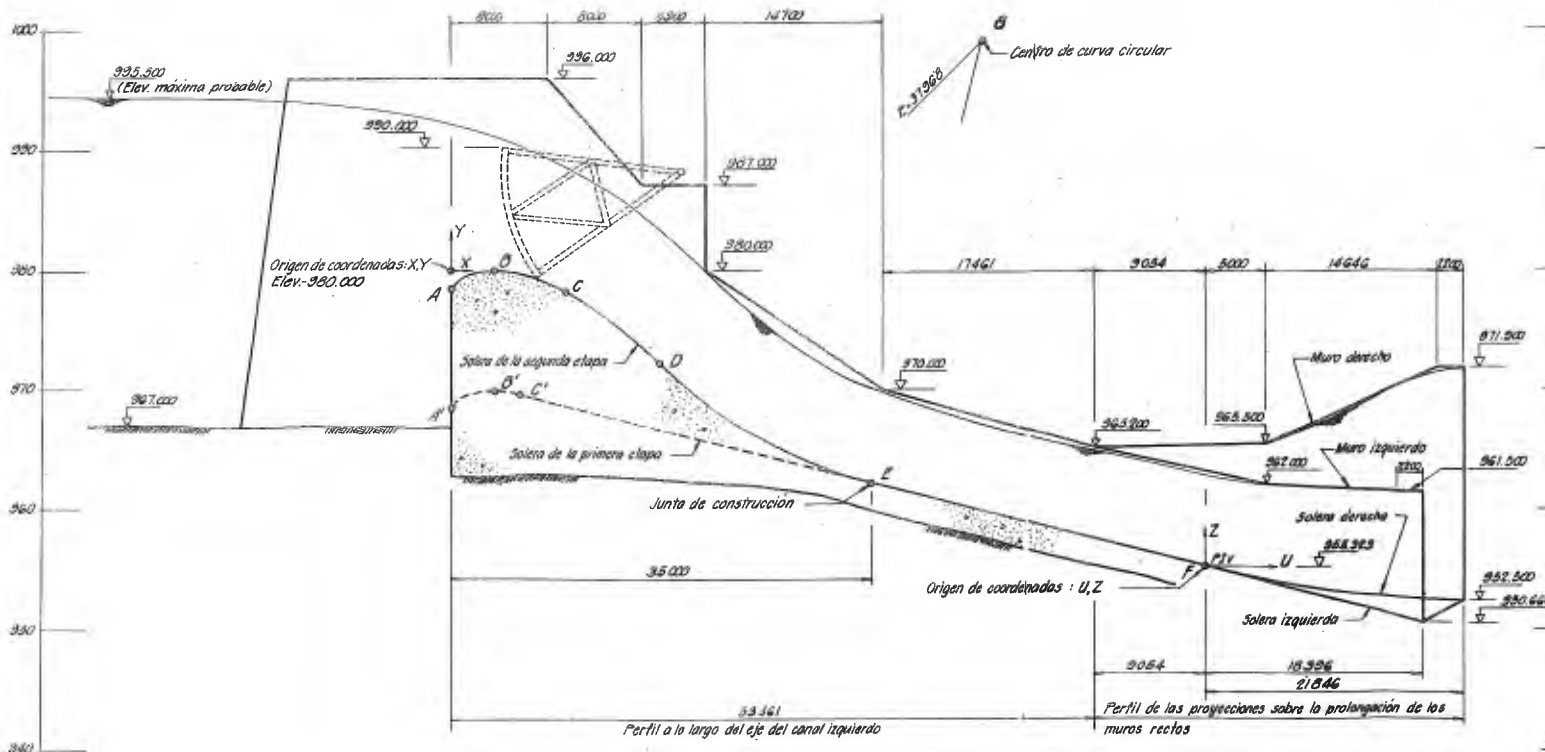


CANAL DERECHO

Nº	FECHA	REVISION	POB	APROB.
INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD OFICINA DE PROYECTOS PROYECTO CACHI ALIVIADERO — PERFILES —				
Dibujo: E. Ulloa, C.		Presentó: Ing. R. Lara, E.		
Calco: E. Rivera, U.		Recomendó:		
Verificó:		Aprobó: <i>[Signature]</i>		
Diciembre 20-1963		Escala 1:200		117-14-247



CANAL DERECHO



CANAL IZQUIERDO

DEFINICION DE LA CRESTA

Punto	Ecuación
A - B	$Y = -\frac{(X-3600)^4}{118100} - \frac{(X-3600)^3}{57600} - \frac{(X-3600)^2}{18000}$
B - C	$Y = \frac{(X-3600)^3}{317400} - \frac{(X-3600)^2}{14400}$
C - D	$Y = -\frac{(X-3600)^3}{10368000} - \frac{(X-3600)^2}{32573} - \frac{(X-3600)}{1890}$

La cresta de la primera etapa es idéntica a la de la segunda etapa para valores de X entre 0.0 y 1950 mm.

CANAL DERECHO

DEFINICION DE LAS SOLERAS:

Solera derecha: $Z = \frac{U^3}{81253000} + \frac{U^2}{167410} - \frac{U}{2326}$

Solera izquierda: $Z = \frac{U^3}{9656245} + \frac{U^2}{890627} - \frac{U}{2326}$

- El eje "U" corre a lo largo de la prolongación del muro recto.

COORDENADAS

Punto	X	Y
A	0.000	-1.517
B	3.600	0.000
C	3.600	-1.836
D	21.413	-17.251
E	35.000	-22.691
F	52.000	-30.000
G	48.658	-30.718
H	0.000	-11.182
A'	3.600	-10.000
C'	7.950	-11.062

Punto	U	Z
F	0.000	0.000
H	31.413	-7.000
F'	29.013	-8.000

CANAL IZQUIERDO

DEFINICION DE LAS SOLERAS:

Solera derecha: $Z = \frac{U^3}{50706000} + \frac{U^2}{190179} - \frac{U}{3345}$

Solera izquierda: $Z = -0.2535 U$

- El eje "U" corre a lo largo de la prolongación del muro recto.

- La altura del muro izquierdo está dada por la del muro derecho del canal izquierdo.

COORDENADAS

Punto	X	Y
A	0.000	-1.517
B	3.600	0.000
C	3.600	-1.836
D	17.461	-7.719
E	35.000	-17.706
F	62.800	-24.677
G	48.329	-25.297
H	0.000	-11.512
B'	3.600	-10.000
C'	8.730	-10.286

Punto	U	Z
F	0.000	0.000
H	21.866	-7.827
I	18.990	-4.663

NOTAS:

- 1) Dimensiones en milímetros.
- 2) Elevaciones en metros, sobre el nivel del mar.

REFERENCIAS:

Ver planos: 117-11-438 (Aliviadero - Planta)
117-1A-247 (Aliviadero - Perfiles)

Nº	FECHA	REVISION	POR	APROB.
INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD OFICINA DE PROYECTOS PROYECTO CACHI ALIVIADERO - PERFILES -				
Dibujo: Ing. R. Lara E.		Presentó: Ing. R. Lara E.		
Cálculo: E. Rivero U.		Recomendó: _____		
Verificación: _____		Aprobó: <i>CMR</i>		