



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ALIVIADEROS DE LADERA SUPERFICIAL
CON EVACUACIÓN FRONTAL Y CERRADO CON POZO VERTICAL, EN LOS
SISTEMAS HIDRÁULICOS FLUVIALES DE CARGA PEQUEÑA Y MEDIA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieras Civiles.

AUTOR: Doris Estefania Sandoval Alvear

Jenny Maribel Ulco Guambi

TUTOR: Jorge Iván Calero Hidalgo

Quito - Ecuador

2022

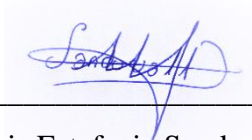
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Doris Estefania Sandoval Alvear con documento de identificación N° 1726963430 y Jenny Maribel Ulco Guambi con documento de identificación N° 1724993942; manifestamos que:

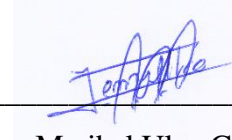
Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 21 de septiembre del 2022

Atentamente,



Doris Estefania Sandoval Alvear
1726963430



Jenny Maribel Ulco Guambi
1724993942

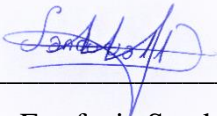
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Doris Estefanía Sandoval Alvear con documento de identificación N° 1726963430 y Jenny Maribel Ulco Guambi con documento de identificación N° 1724993942; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Análisis comparativo de los Aliviaderos de Ladera superficial con evacuación frontal y cerrado con Pozo Vertical, en los Sistemas Hidráulicos Fluviales de carga Pequeña y Media”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieras Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

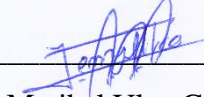
Quito, 21 de septiembre del 2022

Atentamente,



Doris Estefanía Sandoval Alvear

1726963430



Jenny Maribel Ulco Guambi

1724993942

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jorge Iván Calero Hidalgo con documento de identificación N° 1800480434, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ALIVIADEROS DE LADERA SUPERFICIAL CON EVACUACIÓN FRONTAL Y CERRADO CON POZO VERTICAL, EN LOS SISTEMAS HIDRÁULICOS FLUVIALES DE CARGA PEQUEÑA Y MEDIA, realizado por Doris Estefania Sandoval Alvear con documento de identificación N° 1726963430 y por Jenny Maribel Ulco Guambi con documento de identificación N° 1724993942, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de septiembre del 2022

Atentamente,



Ing. Jorge Iván Calero Hidalgo, MSc.

1800480434

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dedicado a mis padres Fausto Sandoval y Olga Alvear los cuales son mi pilar y un ejemplo de superación, amor, sabiduría, con sus consejos lograron guiarme hasta llegar al punto donde me encuentro, a ellos por apoyarme no solo económicamente sino también emocionalmente y aguantar cada tropiezo que di a lo largo de la carrera, por confiar en mí, por sus múltiples sacrificios, por su entrega total y por su amor incondicional hacia mí, por no darse por vencidos conmigo, por las palabras de aliento, los amo tanto padres míos.

A mi hermano Paúl Sandoval por confiar en mí y nunca darme la espalda por ser un gran ejemplo de lucha y de amor, por los inmensos sacrificios, por ser mi compañero, cómplice en la vida y a lo largo de la carrera, te amo hermano.

A mí por nunca rendirme para conseguir grandes logros en la vida, me amo, a Dios por ser esa fuerza espiritual que me acompaño siempre.

Finalmente, a mi familia en general quienes han estado pendientes de todos los pasos que di hasta llegar a cumplir una meta de muchas más.

Doris

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación está dedicado en primer lugar a Dios quién es una guía en mi vida para seguir el camino de mis sueños y metas.

A mi Padre, Segundo Ulco quién es la persona que más admiró porque a pesar de haber sé criado sin mamá supo aprovechar de la vida y esforzarse para salir adelante y poder ayudar a sus hermanos ya que por ser el hermano mayor tenía que sacarlos adelante y por eso y mucho más es un ejemplo que seguir.

A mi madre, María Guambi por ser una mujer admirable que supo esforzarse y con su gran determinación para hacerme una persona de bien, supo guiarme y nunca dejó de apoyarme a pesar de las situaciones en que le puse siempre puso primero el amor de madre.

A mi Esposo, Santiago Collaguazo quién es y será el amor de mi vida por ser la gran persona que es, siempre apoyándome en todo y sacrificando sus sueños por verme cumplir los míos, por eso y mucho más doy gracias a Dios y a la vida por ponerlo en mi camino.

A mi hijo Thiago Collaguazo, por ser mi fortaleza y mi empuje para seguir adelante ya que todo lo que hago y soy es para él ya que quiero darle un ejemplo a seguir y cumpla sus metas como yo lo estoy haciendo.

A mi hermana, Rocío Ulco quien es una de las personas más maravillosas y humilde ya que siempre está apoyándome en todo lo que ella pueda y siempre trata de ver a la familia unida.

A mi hermano, Roberto Ulco el que siempre está ahí en todo momento para guiarme y apoyarme y ser un ejemplo a seguir y ser el motor de inspiración para cada día ser mejor.

A mi hermano, Paul Ulco que a pesar de su carácter él siempre va a estar para la familia y jamás va a dejar de apoyarme ya que a pesar de su indiferencia siempre está ahí cuando lo necesito.

A mis sobrinos Joel, Judith, Ismael, Ronald, Renato, quién me han acompañado en todo este camino y me motivaron para terminar la carrera.

A mis abuelitos Paternos, Judith y Miguel que desde el cielo están cuidándome y guiando mi camino.

A mis abuelitos Maternos, Ángel y María que siempre estuvieron apoyándome en todo momento y siempre supieron darme su cariño.

Finalmente, a toda mi familia, tíos y primos, quien independientemente siempre han estado moralmente apoyándome y dándome sus palabras de aliento para poder continuar y cumplir una más de mis metas.

Jenny

AGRADECIMIENTO

A mis padres por ser esa fuente de apoyo incondicional, entregando cada día lo mejor de ellos para lograr convertirme en una profesional y gran persona.

A mi hermano por su paciencia, por sus sacrificios, por acompañarme siempre en este largo camino hasta lograr una meta,

A la universidad Politécnica Salesiana, a los ingenieros que fueron parte de mi ámbito educativo por compartir sus conocimientos conmigo, un agradecimiento especial al Ing. Jorge Iván Calero Hidalgo nuestro tutor por su total entrega, predisposición, arduo apoyo y conocimiento impartido para ayudarnos a culminar el presente proyecto.

A mi compañera de tesis, Jenny Ulco por ser ese apoyo constante para que este proyecto sea logrado con éxito, a mis compañeros y amigos que formaron parte de mi vida a lo largo de la carrera que ahora serán mis colegas.

Doris

AGRADECIMIENTO

A Dios por guiarme en todo momento, darme la vida, salud y la sabiduría para poder seguir adelante y saber cuál es el camino correcto para cumplir mis metas.

A mis padres Segundo y María quien son los pilares fundamentales para la familia y que supieron esforzarse y luchar día a día para poder sacar adelante a sus cuatro hijos de los cuales siempre se sienten orgullosos de lo que han logrado.

A mi esposo y mi hijo Santiago y Thiago que gracias a ellos he logrado cumplir una de mis metas con su apoyo y sus palabras de aliento y con su compañía han hecho que este camino sea de bien y pueda culminar mi carrera.

A mis hermanos, Roberto, Roció y Paul que con sus palabras de aliento y a veces regaños hicieron que se haga realidad este objetivo y más que todo hicieron que me sienta bien conmigo mismo y ser un orgullo para la familia como lo son ellos.

A mis sobrinos, Judith, Ismael, Joel, Ronald y mi cuñada Raquel por ser el apoyo y fortaleza para seguir adelante.

A mi familia primos, tíos, tías que siempre estuvieron ahí apoyándome y también a la familia de mi esposo mis suegros y cuñados que siempre estuvieron ahí para apoyarme en lo que necesitaba y más que todo siempre estuvieron ahí para mi hijo mientras yo estudiaba y gracias a ellos hoy puedo cumplir mi meta.

A mis profesores de la Universidad Politécnica Salesiana que compartieron su sabiduría y en especial a mi tutor; Ingeniero Iván Calero quién guío y asesoró este trabajo de titulación.

A mi amiga y compañera de tesis, Doris Sandoval quien con mucho esmero y esfuerzo llegamos a cumplir este objetivo tan anhelado.

Jenny

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
Antecedentes.....	1
1.1. Planteamiento del problema.	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Alcance	2
CAPÍTULO II	3
MARCO TEÓRICO	3
2.1. Características generales de los aliviaderos de ladera en los embalses de regulación. 3	
2.2. Marco teórico para el diseño de aliviaderos laterales superficiales.	10
2.2.1. Determinación del caudal de diseño.....	10
2.2.2. Procedimiento práctico para identificar el caudal de diseño de un aliviadero con orificio superficial de entrada sin compuerta.	13
2.2.3. Elementos constructivos del aliviadero superficial de margen con evacuación frontal	15
2.2. Marco teórico para el diseño de aliviaderos con pozo vertical.....	22
2.2.1. Condiciones de aplicación y criterios para la clasificación de los aliviaderos con pozo.	22
2.2.2. Elementos y criterios de diseño.....	28
2.2.3. Procedimiento práctico para el diseño de aliviadero con pozo vertical	40
CAPÍTULO III	51
PROCEDIMIENTO Y ALGORITMO PARA DISEÑAR ALIVIADEROS SUPERFICIALES	51

3.1.	Algoritmo de cálculo.	51
3.2.	Procedimiento del análisis de los parametros para el diseño del aliviadero de ladera supercial con evacuación frontal.	58
3.2.2.	Ejemplo de cálculo para la determinación del frente del vertedero (b).	58
3.2.3.	Ejemplo de cálculo del análisis del resalto hidráulico	61
3.2.4.	Ejemplo de cálculo para el dimensionamiento del canal de transición.	64
3.2.5.	Dimensionamiento de la obra de desfogue.	67
3.2.6.	Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida.	77
3.3.	Análisis de resultados	80
CAPÍTULO IV		87
PROCEDIMIENTO Y ALGORITMO PARA DISEÑAR VERTEDEROS MORNING GLORY		88
4.1.	Estructuración del procedimiento y algoritmo para diseñar aliviaderos de ladera cerrado con pozo vertical (morning glory).	88
4.1.1.	Diagramas de flujo	88
4.2.	Aplicación del algoritmo.	92
4.2.1.	Determinación del canal de acercamiento.	93
4.2.2.	Determinación del tramo radial.	95
4.2.3.	Determinación del tramo de transición.	97
4.2.4.	Determinación del pozo vertical	98
4.2.5.	Determinación del túnel de restitución.	99
4.3.	Análisis de resultados.	102
CAPITULO V		110
COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS		110
5.1.	Análisis comparativo de costos para cada aliviadero.	110

5.2. Identificación de los criterios y parámetros para comparar las dos alternativas de aliviadero	115
5.3. Análisis comparativo de las alternativas propuestas de aliviadero	118
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES	123
REFERENCIAS	Error! Bookmark not defined.
ANEXOS	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Áreas de uso predominante de diferentes tipos de aliviaderos en los sistemas con presas de material del lugar.....	4
Figura 2. Campos de aplicación preferencial de los tipos de enlace de tramos: i- vuelo de la lámina hacia aguas abajo; ii- disipación de la energía en pozo de disipación.	6
Figura 3. Esquema de enlace de tramos en un sistema hidráulico fluviales; glen canyon (ee. Uu.).	7
Figura 4. Principales tipos de los aliviaderos de margen: a) de pozo; b) de túnel; c) de canal-rápida.....	9
Figura 5. Hidrograma de crecida y de trabajo del vertedero.	11
Figura 6. Gráficos sobrepuestos del hidrograma de crecida y de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero para determinar el caudal de diseño.	11
Figura 7. Vista lateral de una presa indicando los niveles y volúmenes para identificar la ecuación del vertedero de ingreso.	12
Figura 8. Curva del área del espejo de agua de embalse ω , h.	13
Figura 9. Hidrograma de crecida vs trabajo del vertedero, reemplazados por figuras geométricas con mayor semejanza.....	14
Figura 10. Canal o excavación de acercamiento.	16
Figura 11. Canal de transición vista lateral.	17
Figura 12. Canal de transición vista en corte.	18
Figura 13. Diagrama de la rápida.	20
Figura 14. Diagrama rápida escalonada.	21
Figura 15. obra de disipación (pozo de disipación).	22
Figura 16. obra de disipación (muro de disipación).	22

Figura 17. Aliviadero con pozo- chimenea. 1- elementos anti- vórtice; 2- orificios para el ingreso de aire.	24
Figura 18. Aliviadero con chimenea- pozo.	25
Figura 19. Elementos fundamentales de la construcción de un aliviadero con pozo.	27
Figura 20. Embudo sin cresta plana del pozo vertical.	32
Figura 21. Embudo con cresta plana del pozo vertical.	33
Figura 22. Diagrama del ángulo de giro.	37
Figura 23. Canal de acercamiento.	41
Figura 24. Tramo radial.	43
Figura 25. Túnel de restitución.	46
Figura 26. Vista en corte del túnel de restitución y su revestimiento de hormigón.	47
Figura 27. aliviadero de entrada sin compuerta y con evacuación frontal.	58
Figura 28. Curva de caída tipo bii, $q=200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h=3 \text{ m}$	75
Figura 29. Relación entre el caudal de diseño del aliviadero y el frente del vertedo de ingreso al aliviadero.	81
Figura 30. Relación entre el caudal de diseño del aliviadero y el caudal unitario.	82
Figura 31. relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.	83
Figura 32. Relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.	83
Figura 33. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.	85
Figura 34. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.	85
Figura 35. Relación caudal de diseño $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.	86
Figura 36. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.	86

Figura 37. Aliviadero cerrado con pozo vertical.....	88
Figura 38. Relación entre el caudal de diseño del aliviadero y el frente del vertedero de ingreso al aliviadero.....	103
Figura 39. Relación entre el caudal de diseño del aliviadero y el caudal unitario.....	104
Figura 40. Relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.....	105
Figura 41. Relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario....	105
Figura 42. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.....	107
Figura 43. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario....	107
Figura 44. Relación caudal de diseño $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.....	108
Figura 45. Relación caudal de diseño $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario..	109
Figura 46. Curva de caída libre tipo bii, $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	132
Figura 47. Curva de caída libre tipo bii, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	135
Figura 48. Curva de caída libre tipo bii, $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	137
Figura 49. Curva de caída libre tipo bii, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	140
Figura 50. Curva de caída libre tipo bii, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	142
Figura 51. Curva de caída libre tipo bii, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	146
Figura 52. Curva de caída libre tipo bii, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	149
Figura 53. Curva de caída libre tipo bii, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	152
Figura 54. Curva de caída libre tipo bii, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	156
Figura 55. Curva de caída libre tipo bii, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	159
Figura 56. Curva de caída libre tipo bii, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	162
Figura 57. Curva de caída libre tipo bii, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	165

Figura 58. Curva de caída libre tipo bii, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$ 169

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Longitudes relativas de los túneles de construcción; m. (por datos de presas construidas en el mundo).	24
Tabla 2. Datos para usar para la relación r/d.	37
Tabla 3. Valores del coeficiente a.	38
Tabla 4. Forma poligonal o parabólica para la ejecución de la excavación de acercamiento.	39
Tabla 5. Velocidades máximas en los túneles de alivio.	49
Tabla 6. Determinación de la profundidad de flujo.	69
Tabla 7. Iteraciones en cada tramo para la construcción de la curva tipo bii, $q=200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h=3$ m.	74
Tabla 8. Iteraciones para la obtención de la h constructiva, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h=3$ m.	77
Tabla 9. Relación caudal de diseño, frente del vertedero de ingreso.	80
Tabla 10. Relación caudal de diseño, caudal unitario.	81
Tabla 12. Relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.	82
Tabla 13. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.	84
Tabla 14. Relación caudal de diseño $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.	86
Tabla 15. Valores de caudal con variación del ángulo.	94
Tabla 16. Obtención de área de flujo para variación de ángulo.	95
Tabla 17. Obtención del ancho para la variación del ángulo.	95
Tabla 18. Obtención del caudal unitario.	96
Tabla 19. Obtención de la profundidad crítica para una variación de radios.	96

Tabla 20. Obtención de coordenadas y.	97
Tabla 21. Velocidad media.....	98
Tabla 22. Área para variación de cargas.	98
Tabla 23. Área considerando la aireación para variación de carga.	99
Tabla 24. Diámetro para diferentes cargas.....	99
Tabla 25. Pendiente del canal.....	102
Tabla 26. Relación caudal de diseño, frente del vertedero de ingreso.	103
Tabla 27. Relación caudal de diseño, caudal unitario.	104
Tabla 28. Relación caudal de diseño $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada, caudal unitario.....	105
Tabla 29. Relación caudal de diseño $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada, caudal unitario.....	106
Tabla 30. Relación caudal de diseño $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada y caudal unitario.....	107
Tabla 31. Costo excavación y hormigón $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal).....	110
Tabla 32. Costo excavación y hormigón $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal).....	110
Tabla 33. Costo excavación y hormigón $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, (aliviadero superficial con caída frontal).....	111
Tabla 34. Costo excavación y hormigón $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal).....	111
Tabla 35. Costo excavación y hormigón $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal).....	111
Tabla 36. Costo excavación y hormigón $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)	112

Tabla 37. Costo excavación y hormigón $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical).....	112
Tabla 38. Costo excavación y hormigón $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)	113
Tabla 39. Costo excavación y hormigón $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical).....	113
Tabla 40. Costo excavación y hormigón $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)	113
Tabla 41. Relación del costo entre excavación y hormigón para los dos aliviaderos.	114
Tabla 42. Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $q= 300$ m^3/s , $h= 3 \text{ m}$	131
Tabla 43. Dimensionamiento del canal de transición, $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	131
Tabla 44. Dimensionamiento de la obra de desfogue, $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	132
Tabla 45. Altura constructiva del muro, $q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	133
Tabla 46. Determinación del frente del vertedero, análisis de disipación de energía, dimensionamiento del canal de transición, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	133
Tabla 47. Dimensionamiento de la obra de desfogue, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	134
Tabla 48. Altura constructiva del muro, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	135
Tabla 49. Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $q= 800$ m^3/s , $h= 3 \text{ m}$	136
Tabla 50. Dimensionamiento del canal de transición, $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	136
Tabla 51. Dimensionamiento de la obra de desfogue, $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	137
Tabla 52. Altura constructiva del muro, $q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	138
Tabla 53. Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $q= 1000$ m^3/s , $h= 3 \text{ m}$	138
Tabla 54. Dimensionamiento del canal de transición, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	139
Tabla 55. Dimensionamiento de la obra de desfogue, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	139
Tabla 56. Altura constructiva del muro, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 3 \text{ m}$	141

Tabla 57. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	141
Tabla 58. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	141
Tabla 59. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	142
Tabla 60. Altura constructiva del muro, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	143
Tabla 61. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	143
Tabla 62. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	144
Tabla 63. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	144
Tabla 64. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	145
Tabla 65. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	145
Tabla 66. Altura constructiva del muro, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	146
Tabla 67. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	147
Tabla 68. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	147
Tabla 69. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}= 200\text{m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	147
Tabla 70. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	148
Tabla 71. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	148
Tabla 72. Altura constructiva del muro, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	149
Tabla 73. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	150
Tabla 74. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	150

Tabla 75. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}= 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	151
Tabla 76. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	151
Tabla 77. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	152
Tabla 78. Altura constructiva del muro, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	153
Tabla 79. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	153
Tabla 80. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	153
Tabla 81. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}= 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	154
Tabla 82. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	154
Tabla 83. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	155
Tabla 84. Altura constructiva del muro, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	156
Tabla 85. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	156
Tabla 86. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	157
Tabla 87. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	157
Tabla 88. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	158
Tabla 89. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	158
Tabla 90. Altura constructiva del muro, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	159
Tabla 91. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	159
Tabla 92. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	160

Tabla 93. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	160
Tabla 94. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	161
Tabla 95. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	161
Tabla 96. Altura constructiva del muro, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	162
Tabla 97. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=1000$ m^3/s y $h=2\text{m}$	163
Tabla 98. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=2\text{m}$	163
Tabla 99. Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	164
Tabla 100. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	164
Tabla 101. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	165
Tabla 102. Altura constructiva del muro, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	166
Tabla 103. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $q_{dis}=1000$ m^3/s y $h=4\text{m}$	166
Tabla 104. Dimensionamiento del pozo de disipación para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=4\text{m}$	166
Tabla 105. .determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $q_{dis}=1000$ m^3/s y $h=5\text{m}$	167
Tabla 106. Dimensionamiento del canal de transición para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	167
Tabla 107. Dimensionamiento de la obra de desfogue (rápida) para $q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $h=5\text{m}$	168
Tabla 108. Altura constructiva del muro, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	169

Tabla 109. Dimensionamiento de la obra de dissipación al final de la rápida para $q_{dis}=1000$ m^3/s y $h=5m$	169
Tabla 110. dimensionamiento del pozo de dissipación para $q_{dis}=1000 m^3/s$ y $h=5m$	170
Tabla 111. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 300 m^3/s$, $h= 3 m$...	170
Tabla 112. Dimensionamiento del tramo radial, $q= 300 m^3/s$, $h= 3 m$	170
Tabla 113. Dimensionamiento tramo de transición, $q= 300 m^3/s$, $h= 3 m$	171
Tabla 114. Dimensionamiento del pozo, $q= 300 m^3/s$, $h= 3 m$	171
Tabla 115. Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $q= 300 m^3/s$, $h= 3 m$..	171
Tabla 116. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 500 m^3/s$, $h= 3 m$...	172
Tabla 117. Dimensionamiento del tramo radial, $q= 500 m^3/s$, $h= 3 m$	172
Tabla 118. Dimensionamiento tramo de transición, $q= 500 m^3/s$, $h= 3 m$	172
Tabla 119. Dimensionamiento del pozo, $q= 500 m^3/s$, $h= 3 m$	172
Tabla 120. Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $q= 500 m^3/s$, $h= 3 m$..	173
Tabla 121. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 800 m^3/s$, $h= 3 m$	173
Tabla 122. Dimensionamiento del tramo radial, $q= 800 m^3/s$, $h= 3 m$	173
Tabla 123. Dimensionamiento tramo de transición, $q= 800 m^3/s$, $h= 3 m$	174
Tabla 124. dimensionamiento del pozo, $q= 800 m^3/s$, $h= 3 m$	174
Tabla 125. Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $q= 800 m^3/s$, $h= 3 m$..	174
Tabla 126. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 1000 m^3/s$, $h= 3 m$..	175
Tabla 127. Dimensionamiento del tramo radial, $q= 1000 m^3/s$, $h= 3 m$	175
Tabla 128. Dimensionamiento tramo de transición, $q= 1000 m^3/s$, $h= 3 m$	175
Tabla 129. Dimensionamiento del pozo, $q= 1000 m^3/s$, $h= 3 m$	175
Tabla 130. Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $q= 1000 m^3/s$, $h= 3 m$.	176
Tabla 131. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 200 m^3/s$, $h= 2 m$	176
Tabla 132. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 200 m^3/s$, $h= 4 m$	177

Tabla 133. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	177
Tabla 134. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	177
Tabla 135. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$	178
Tabla 136. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$	178
Tabla 137. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 2 \text{ m}$	179
Tabla 138. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 4 \text{ m}$...	179
Tabla 139. Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $h= 5 \text{ m}$...	180

RESUMEN

El presente proyecto tiene como fin el análisis comparativo de dos tipos de aliviaderos desde un embalse de regulación: el abierto de margen con de evacuación frontal y el cerrado con pozo vertical, en sistemas hidráulicos fluviales para cargas pequeñas y medias.

Mediante la elaboración de algoritmos por medio del software Excel, se realiza un dimensionamiento de las obras que forman parte de cada uno de los aliviaderos, para flujos de variación gradual o uniformes; los resultados obtenidos fueron comparados, a partir de la variación del caudal y la carga que son los parámetros que tienen incidencia fundamental en el diseño. Se constató que el caudal unitario constituye un parámetro de fundamental incidencia no solamente en las características constructivas de estos tipos de aliviaderos de excedentes sino además en su costo; en efecto, el incremento del caudal unitario determina la disminución de las dimensiones geométricas del vertedero de entrada, no así de la estructura de disipación, dando lugar a la necesidad de realizar un análisis técnico-económico para identificar la alternativa óptima. Dentro de este marco conceptual la mejor entre las dos alternativas planteadas del aliviadero de excedentes será aquella que resulta seleccionada como consecuencia del análisis técnico económico.

Palabras clave: pozo vertical o morning glory, aliviadero con caída frontal, caudal de diseño, carga del vertedero, algoritmo, comparación de alternativas.

ABSTRACT

The purpose of this project is the comparative analysis of two types of spillways from a regulation reservoir: open margin spillway with frontal evacuation and closed spillway with vertical well, in fluvial hydraulic systems for small and medium loads.

Through the elaboration of algorithms through Excel software, performing a dimensioning of the works that are part of each one of the spillways, for flows of gradual or uniform variation; The results obtained were compared, based on the variation of the flow and the load, which are the parameters that have a fundamental impact on the design. It was found that the unit flow constitutes a parameter of fundamental incidence not only in the constructive characteristics of the spillways of the types of surplus spillways but also in their cost; In effect, the increase in the unit flow determines the decrease in the geometric dimensions of the input weir, but not in the dissipation structure, giving rise to the need to carry out a technical-economic analysis to identify the optimal alternative. Within this conceptual framework, the best of the two proposed alternatives for the surplus spillway will be the one selected because of the technical-economic analysis.

Keywords: vertical well or morning glory, front fall spillway, design flow, weir load, algorithm, comparison of alternatives.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

ANTECEDENTES

El alcance del proyecto investigativo incluye el análisis de las alternativas de los dos tipos de aliviaderos de margen desde un embalse de regulación: abierto de margen con de evacuación frontal y uno cerrado con pozo vertical, en sistemas hidráulicos fluviales para cargas pequeñas y medias, pero además la comparación de las dos alternativas.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

En los proyectos de diferentes sistemas de construcciones hidráulicas que incluyen la evacuación de caudales excedentes, en particular en los sistemas fluviales de regulación y derivación, las obras de alivio normalmente tienen incidencia importante no solo en las condiciones de implantación y por consiguiente en la viabilidad técnica, sino también el presupuesto del proyecto y, por tanto, en su viabilidad económica.

Por otra parte, para resolver este problema de ingeniería siempre es necesario plantear y comparar alternativas; dentro de los límites permitidos por las condiciones físicas, entre las alternativas posibles están las opciones de aliviaderos superficiales y las de aliviaderos cerrados en túnel, en particular los aliviaderos laterales superficiales con evacuación frontal, en el primer caso y los cerrados de pozo vertical o inclinado, en el segundo caso, cada una de las cuales tiene sus ventajas y desventajas. Particularmente, la segunda opción continúa generando espacios de investigación en diferentes niveles académicos, particularmente desde la perspectiva de su funcionamiento hidráulico.

En este marco es importante definir y aplicar criterios no solo para comprar las dos alternativas sino para analizar variantes al interior de cada una de ellas.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis comparativo de dos tipos de aliviadero de excedentes de amplia aplicación en los sistemas hidráulicos fluviales con presas de material del lugar, para cargas 10-25 metros y 25- 60 metros.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Estructurar el procedimiento algorítmico para diseñar un aliviadero de ladera superficial con evacuación frontal.

Estructurar el procedimiento algorítmico para diseñar un aliviadero de ladera cerrado con pozo vertical (morning glory).

Identificar los criterios y parámetros para el análisis comparativo general de las dos alternativas, para cargas pequeñas y medias.

Realizar la comparación por las ventajas y desventajas de las dos alternativas del aliviadero de excedentes, cuando no sean excluyentes, para condicione físicas dadas.

1.3. ALCANCE

El alcance del presente proyecto de investigación incluye fundamentalmente el análisis comparativo de los aliviaderos de laderas superficiales con evacuación frontal y cerrados con pozo vertical, desde la perspectiva de su funcionamiento hidráulico y de su aplicabilidad a diferentes condiciones físicas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ALIVIADEROS DE LADERA EN LOS EMBALSES DE REGULACIÓN.

Los esquemas de implantación de los sistemas hidráulicos fluviales, las soluciones constructivas de las estructuras de desagüe de diferentes tipos y las recomendaciones para su análisis hidráulico en detalle es estudiado en varios trabajos.

En la figura 1 se muestran los campos de principal aplicación de los diferentes tipos de aliviaderos que permiten advertir la tendencia en la utilización de estas construcciones hidráulicas. Los datos han sido obtenidos como resultado del análisis y la consolidación de la información disponible sobre las condiciones de implantación de los sistemas hidráulicos fluviales existentes en el mundo, con presas de material del lugar y de hormigón. En calidad de factores principales que influyen en la selección del tipo de aliviadero se adoptan la relación de la longitud de la presa en la cresta a su altura L_{PR}/H_{PR} y la potencia del flujo evacuado por el aliviadero (Investigaciones y diseños de aliviaderos con vertido lateral):

$$P = \gamma Q_{ALIV} H_{ALIV}$$

Dónde, γ - peso específico del agua; Q_{ALIV} -caudal de diseño del aliviadero de excedentes; H_{ALIV} - desnivel entre el nivel de agua en el tramo aguas arriba en la crecida de diseño y el nivel de agua en el cauce natural para el caudal de diseño del aliviadero, en el enlace con el tramo aguas abajo.

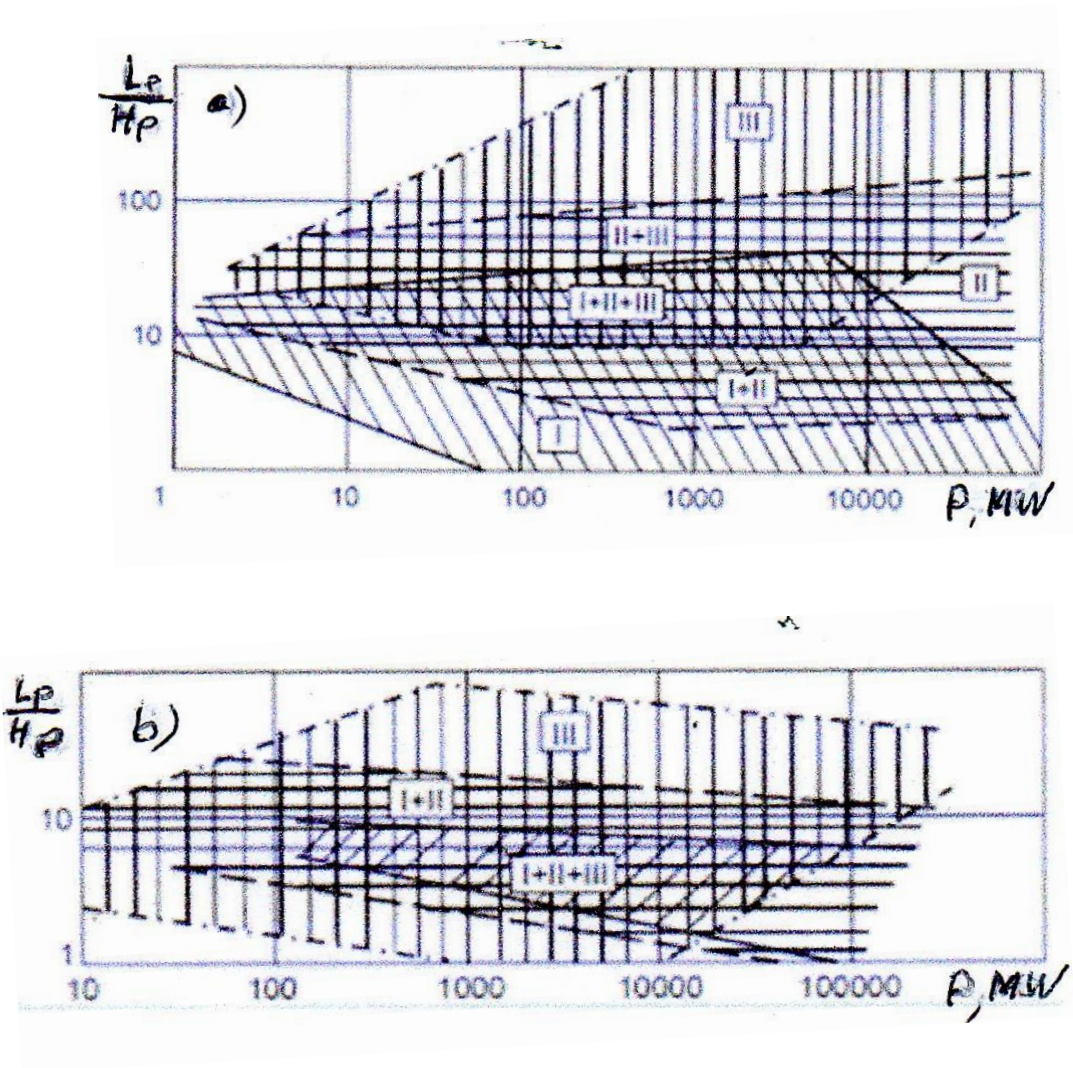
El análisis de la figura 1 evidencia que uno de los tipos difundidos de aliviaderos constituye el aliviadero de margen. En promedio, el 80% de los sistemas con presa de material del lugar y el 10% de los sistemas con presa de hormigón incluyen este tipo de aliviadero. En

este caso la evacuación de crecidas de considerable magnitud se logra con costos razonables y sin riesgo, implantando aliviaderos en la ladera rocosa escarpada del río.

Los aliviaderos de margen se adoptan principalmente en los casos de sistemas con presas de material del lugar.

Figura 1.

Áreas de uso predominante de diferentes tipos de aliviaderos en los sistemas con presas de material del lugar.



Nota: a) y presas de hormigón (b). I- aliviaderos con túnel; II- aliviaderos de margen superficiales y sumergidos; III- aliviaderos de cauce superficiales y profundos.

Elaborado por: Las Autoras

La amplia aplicación de los aliviaderos de margen o ladera se origina también el hecho de que constituyen alternativa válida con presas de hormigón ubicadas en cañones estrechos que imposibilitan o dificultan implantar el aliviadero en el cuerpo de la presa o cuando todo el frente del tramo aguas abajo está ocupado por la central hidroeléctrica a pie de presa.

Considerando la amplia difusión de los aliviaderos de margen en la práctica de las construcciones hidráulicas, su alto costo, su influencia en las condiciones de implantación del sistema hidráulico fluvial en general, en las características constructivas de sus estructuras en particular, así como en la confiabilidad de la operación del sistema, en la actualidad se recomienda un análisis de la operación de los elementos que constituyen un aliviadero lateral, con el fin de mejorar las características constructivas y abaratar su construcción.

Una de las preguntas de mayor complejidad en el diseño de los aliviaderos de margen constituye el enlace del flujo de alta velocidad que desciende del aliviadero con el tramo del cauce aguas abajo. Con mayor frecuencia son posibles dos formas de enlace utilizados tanto para las presas vertedero como para los aliviaderos de margen:

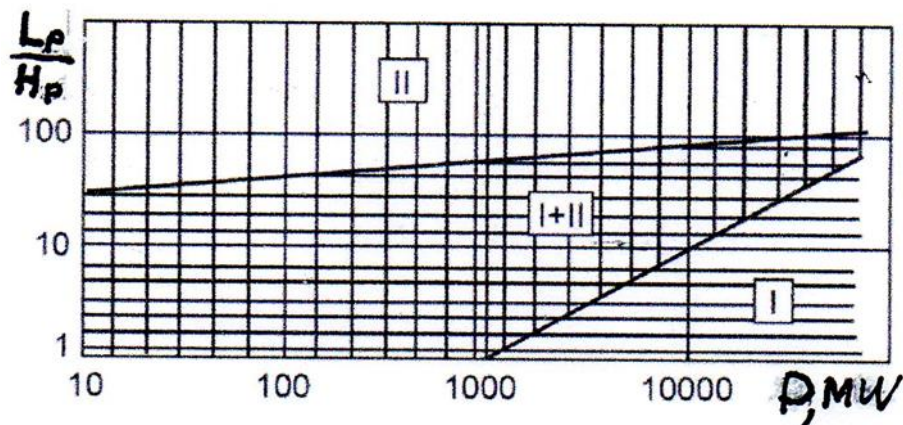
- Enlace con resalto hidráulico sumergido;
- Enlace con vuelo de lámina con caída libre.

En el siguiente gráfico se muestran los campos de aplicación preferencial de estas formas de enlace, en el sistema de coordenadas L_p/H_p y P . En el gráfico se aprecian los principales factores que influyen en la selección del tipo de enlace de tramos. En el caso de enlace de tramos a través del resalto hidráulico sumergido, aguas abajo del sistema hidráulico fluvial es necesario la implantación de una estructura de protección en forma de pozo disipador, muros disipadores o la combinación de estos dos elementos. Esto requiere la ejecución de un

gran volumen de trabajos y considerables inversiones. Entre los más representativos sistemas hidráulicos fluviales con enlace de tramos están el de la presa Sakuma en Japón, el de la presa Bhakra en la India y Sayano- Shushensakaya en la Federación Rusa.

Figura 2.

Campos de aplicación preferencial de los tipos de enlace de tramos: I- Vuelo de la lámina hacia aguas abajo; II- disipación de la energía en pozo de disipación.



Elaborado por: Las Autoras

La principal causa del alto costo de un pozo de disipación constituye el peso y el espesor de la losa de disipación debido a la acción del déficit de presión en su superficie. Debido a la intensa oscilación (pulsación) de la presión hidrodinámica en su superficie de losa de disipación está sometida adicionalmente a cargas de signo variable. En varios casos esto origina la vibración de la estructura de disipación que, podría ser transmitida a algunos elementos constructivos de las estructuras ubicadas aguas arriba (de la presa, rápida). La adopción de este tipo de disipador de la energía hidráulica también está limitada por su resistencia insuficiente frente a la erosión por cavitación y a la acción abrasiva de los sedimentos en suspensión y de otras inclusiones sólidas transportadas por el agua.

Un esquema que ha tenido amplia aplicación en el caso de los aliviaderos de margen es el de enlace de tramos a través del vuelo libre de la lámina de agua; este tipo de enlace no

requiere la implantación de elementos disipadores costosos permanentes. En este caso el tramo final del aliviadero es ejecutado en forma de un trampolín de diferente configuración: trampolín de dispersión, trampolín con contracción (estrechamiento), salto de esquí. Este esquema de enlace de tramos ha sido utilizado en importantes sistemas hidráulicos fluviales como Glen Canyon (EE. UU.).

Figura 3.

Esquema de enlace de tramos en un sistema hidráulico fluviales; Glen Canyon (EE. UU.).



Nota: Esquema de enlace de tramos en el sistema hidráulico de Canyon. Fuente: https://azdailysun.com/news/local/our-view-lots-to-unwind-if-glen-canyon-dam-shuttered-too-soon/article_81dcabd6-5240-5e82-b345-5d687f250458.amp.html

Las construcciones de tipo trampolín se caracterizan por requerir inversiones menores. La disipación de la energía cinética excedente de las crecidas evacuadas, en un cono natural de erosión permite obtener un ahorro económico de hasta el 30...40% del costo del aliviadero. La inclusión de diferentes dados y crestas a la salida del trampolín, la utilización de trampolines con fondo curvilíneo, debido a cuya acción la lámina de agua se ensancha en la superficie horizontal o en la vertical permite intensificar el proceso de disipación de energía cinética del flujo evacuado y disminuir el cono de erosión.

Cabe anotar que junto a las ventajas desde las perspectivas económica y tecnológica el esquema de lámina lanzada tiene también desventajas. En una serie de casos, la formación de la erosión, sobre cuyo desarrollo en la actualidad resulta suficientemente complicado pronosticar, puede amenazar a las estructuras con la pérdida de estabilidad y originar dificultades para su operación.

Como resultado de los depósitos producto de la destrucción del cauce y de la consecuente elevación del nivel de agua en el tramo aguas abajo, puede producirse la pérdida de carga de las centrales a pie de presa y surgir el riesgo de inundación de la casa se máquinas

Los aliviaderos de margen permiten utilizar las particularidades de su implantación, de tal manera que se pueda evitar las desventajas de otros esquemas de enlace de tramos.

Los aliviaderos de margen constituyen un conjunto de elementos constructivos interrelacionados, que empieza en el tramo aguas arriba del sistema fluvial y terminan en el tramo aguas abajo, donde el efecto del aliviadero puede ser pequeño.

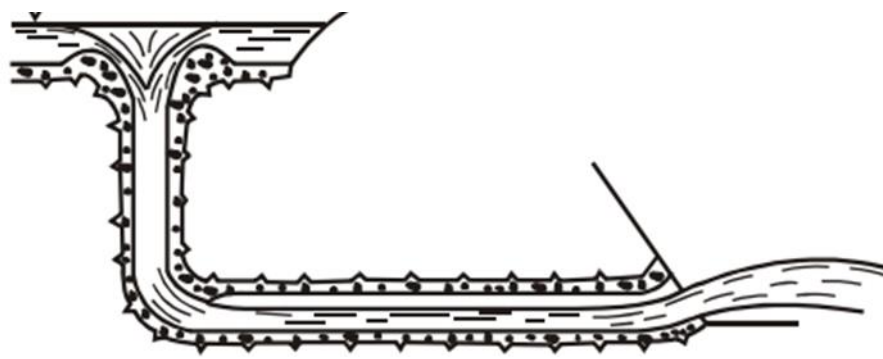
La conformación de los elementos que constituyen un aliviadero en caso de presas de mayor altura es diferente.

Un aliviadero de margen generalmente incluye los siguientes elementos constructivos (figura 4):

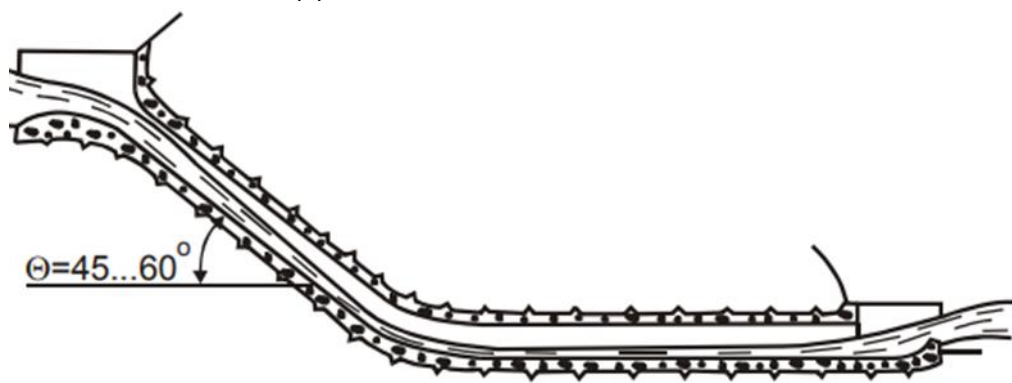
- Tramo de acercamiento dentro de cuyos límites se desarrolla el ingreso del agua hacia el vertedero;
- Vertedero de entrada, donde tiene lugar la uniformización de la distribución de los caudales unitarios;
- Tramo de transición que incluye tramos específicos para la contracción, ensanchamiento o giro en planta del flujo;
- Tramo que de restitución del agua al cauce natural;
- Tramo de disipación.

Figura 4.

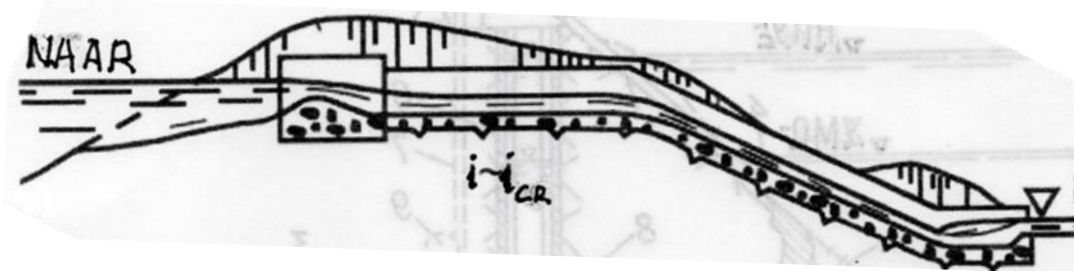
Principales tipos de los aliviaderos de margen: a) de pozo; b) de túnel; c) de canal-rápida.



(a)



(b)



(c)

Elaborado por: Las Autoras

La selección de la construcción de un aliviadero de excedentes en cada caso concreto se realiza sobre la base de la consideración de diferentes factores: objetivos, constitución y tipo de estructuras del sistema fluvial, caudales de diseño, diferencia de niveles entre los tramos aguas arriba y aguas abajo, condiciones topográficas y geológico- geotécnicas, posibilidad de utilizar las obras de desvío para evacuar los caudales de crecida durante la vida útil del sistema.

En caso de que el macizo de cimentación esté constituido por rocas con módulos de deformación superiores a 5- 8 GPa se adoptan pendientes suficientemente altas de las rápidas.

2.2. MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE ALIVIADEROS LATERALES SUPERFIALES.

2.2.1. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Para obtener el caudal de diseño del aliviadero (Q_{dis}) es necesario considerar el efecto de laminación o amortiguamiento de la crecida (Q_{crmax}), ejercida por el volumen forzado de embalse.

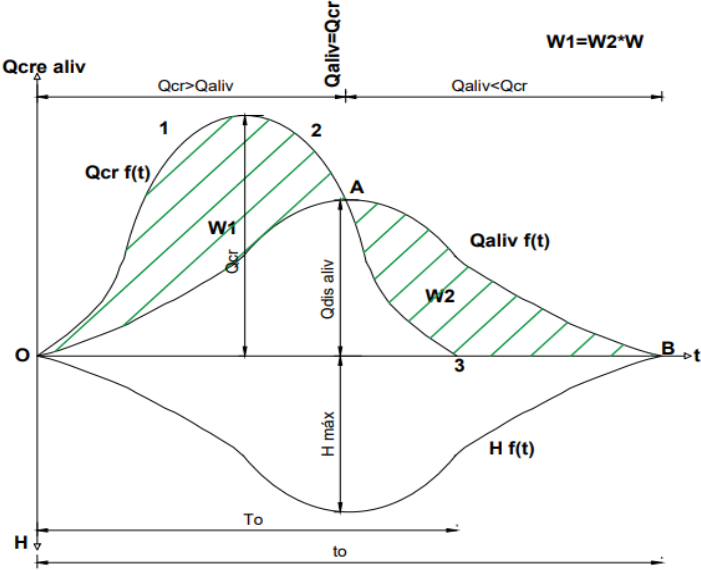
El caudal de diseño del aliviadero depende de la crecida máxima para la probabilidad de ocurrencia previamente determinada para el diseño del aliviadero.

Para determinar el caudal de diseño del aliviadero en forma gráfica cave sobreponer el gráfico de formación de la crecida y el gráfico de trabajo del vertedero de ingreso al aliviadero, como se evidencia en el siguiente gráfico. Para el efecto a continuación se considerará el caso de un aliviadero con orificio superficial de entrada, sin compuertas, puesto que este tipo de

aliviadero es el de mayor difusión en los casos de presas ciegas de pequeña y mediana altura; para el análisis se asume la de la crecida comienza cuando el nivel de embalse se encuentra en el nivel normal, es decir en el máximo nivel de operación normal; este escenario es el de diseño por ser el menos favorable; como se evidencia en las figuras 5 y 6.

Figura 5.

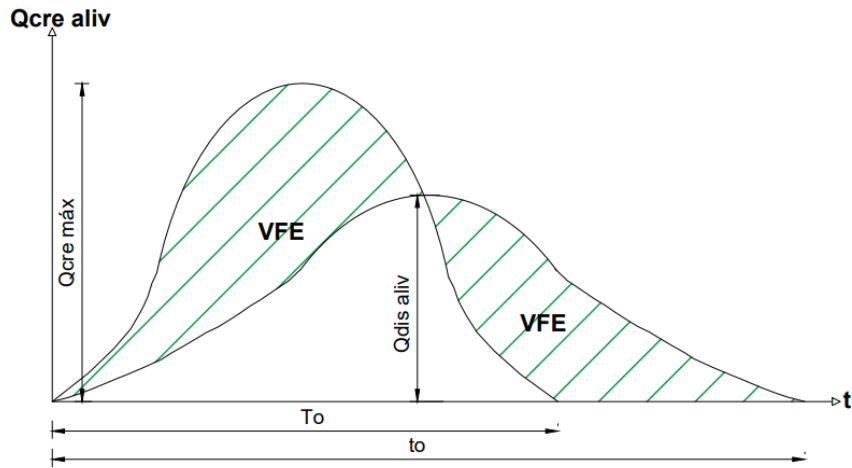
Hidrograma de crecida y de trabajo del vertedero.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 6.

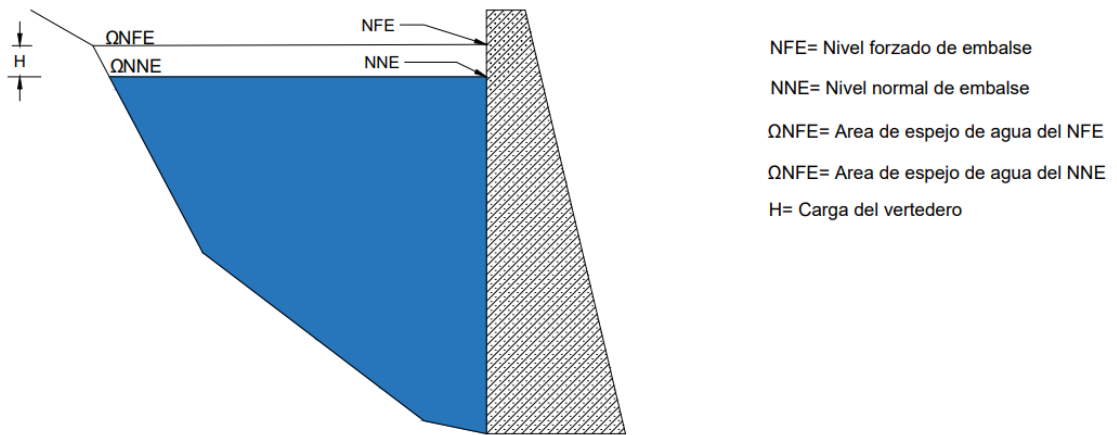
Gráficos sobrepuestos del hidrograma de crecida y de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero para determinar el caudal de diseño.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 7.

Vista lateral de una presa indicando los niveles y volúmenes para identificar la ecuación del vertedero de ingreso.



Elaborado por: Las Autoras

$$Q = m \epsilon b \sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{V_o^2}{2g}$$

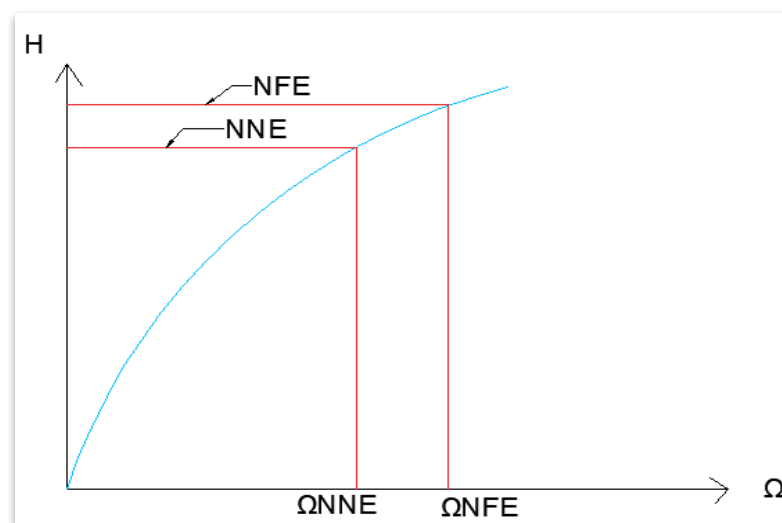
Donde: Q es el caudal de diseño del aliviadero, m coeficiente de descarga del vertedero de entrada, ϵ coeficiente de contracción lateral, b ancho o frente del vertedero de la sección, H

carga estática o geométrica del vertedero, g aceleración de la gravedad, H_0 carga total o dinámica, V_0 velocidad de acercamiento.

2.2.2. PROCEDIMIENTO PRÁCTICO PARA IDENTIFICAR EL CAUDAL DE DISEÑO DE UN ALIVIADERO CON ORIFICIO SUPERFICIAL DE ENTRADA SIN COMPUERTA.

Figura 8.

Curva del área del espejo de agua de embalse Ω , H .



Elaborado por: Las Autoras

Se determina la carga del aliviadero de excedentes

$$H = NFE - NNE$$

Donde: H es la carga del aliviadero de excedentes, NFE es el nivel forzado del embalse y NNE es el nivel normal de embalse.

Se determina el volumen forzado del embalse

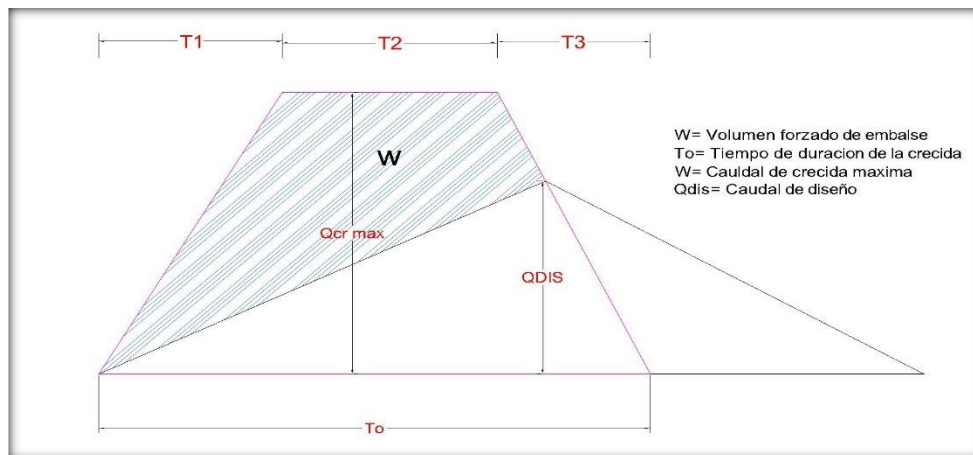
$$W = \frac{\Omega_{NFE} + \Omega_{NNE}}{2} \times H$$

Donde: W es volumen forzado de embalse, H es la carga del aliviadero de excedentes, Ω_{NFE} es área de espejo de agua del nivel forzado de embalse y Ω_{NNE} es el área de espejo de agua del nivel normal de embalse.

Tanto el hidrograma de la crecida como el gráfico 9 de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero se reemplaza por figuras de geometría regular con mayor semejanza.

Figura 9.

Hidrograma de crecida vs trabajo del vertedero, reemplazados por figuras geométricas con mayor semejanza.



Elaborado por: Las Autoras

$$T_o = t_1 + t_2 + t_3$$

Donde To es el tiempo de duración de la crecida

El Qdis del aliviadero de excedentes se obtiene a partir de la relación geométrica en los gráficos de hidrograma de crecida y del gráfico del trabajo del aliviadero de excedentes hasta el final del tiempo To.

$$Q_{dis} = \frac{\frac{T_2 + T_o}{2} \times Q_{crmax} - W}{0,5T_o}$$

Donde Qdis es el caudal de diseño del vertedero, Qcrmax es el caudal máximo de crecida, W es volumen forzado del embalse, To tiempo de duración de la crecida.2.

2.2.3. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DEL ALIVIADERO SUPERFICIAL DE MARGEN CON EVACUACIÓN FRONTAL

En el caso más general un aliviadero superficial de margen con evacuación frontal está constituido de los siguientes tramos o elementos secuencialmente ubicados:

- Canal o excavación de acercamiento;
- Orificio de entrada, en forma de vertedero de perfil práctico tipo Creager con su estructura de disipación;
- Canal de transición;
- Obra de desfogue o enlace de tramos;
- Obra de disipación.

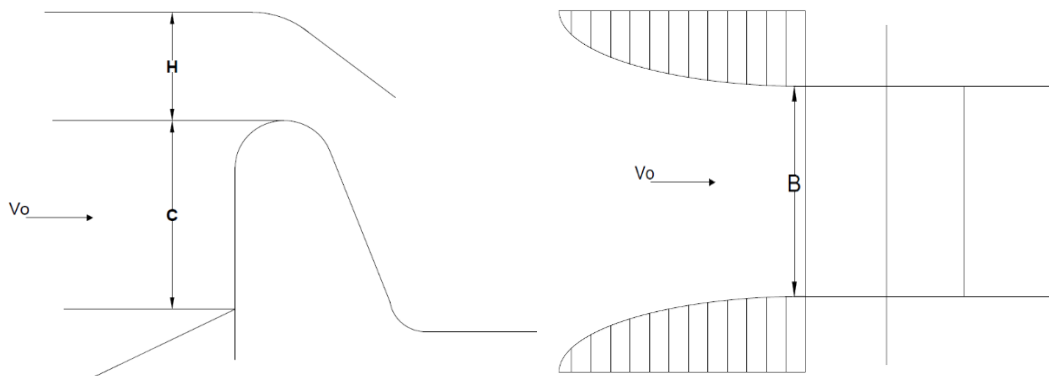
2.2.3.1. Dimensionamiento del canal o excavación de acercamiento

Este canal permite el acercamiento suave y con distribución uniforme de los caudales unitarios al vertedero de ingreso; esta excavación se ensancha suavemente hacia aguas arriba y está limitada por los taludes generalmente de forma circular o parabólica; la pendiente del fondo de esta excavación es nula o negativa; la velocidad de flujo no debe ser mayor a la velocidad máxima permisible del material en el que está excavada; el tramo final de la excavación de acercamiento, en el contacto con el vertedero de ingreso, en algunos casos está protegido con hormigón lanzado.

Con frecuencia en el contacto del fondo de la excavación de acercamiento con el vertedero de ingreso se requiere de un escalón cuya altura c ; para controlar la velocidad de acercamiento como se muestra en la figura 10; se determina de la condición de que la velocidad antes del ingreso al vertedero sea igual a la velocidad máxima permisible.

Figura 10.

Canal o excavación de acercamiento.



Elaborado por: Las Autoras

$$V_o = \frac{Q_{dis}}{b(H + C)}$$

Donde:

V_o -es la velocidad máxima permisible.

2.2.3.2. Diseño del canal de transición del aliviadero superficial

El objetivo del canal de transición es direccionar el flujo de tal manera que en el siguiente elemento que es la obra de desfogue (caracterizada por tener altas velocidades) el flujo no tenga giros y este direccionado al cauce natural.

En consecuencia, cuando las condiciones topográficas lo permiten no es necesario el canal de transición.

Los criterios de diseño del canal de transición son los siguientes:

- a) Sección trapezoidal.
- b) Ancho de la base en lo posible igual al frente del vertedero.
- c) Flujo subcrítico.
- d) Velocidad media de flujo igual a la velocidad máxima permisible.
- e) Canal no revestido.

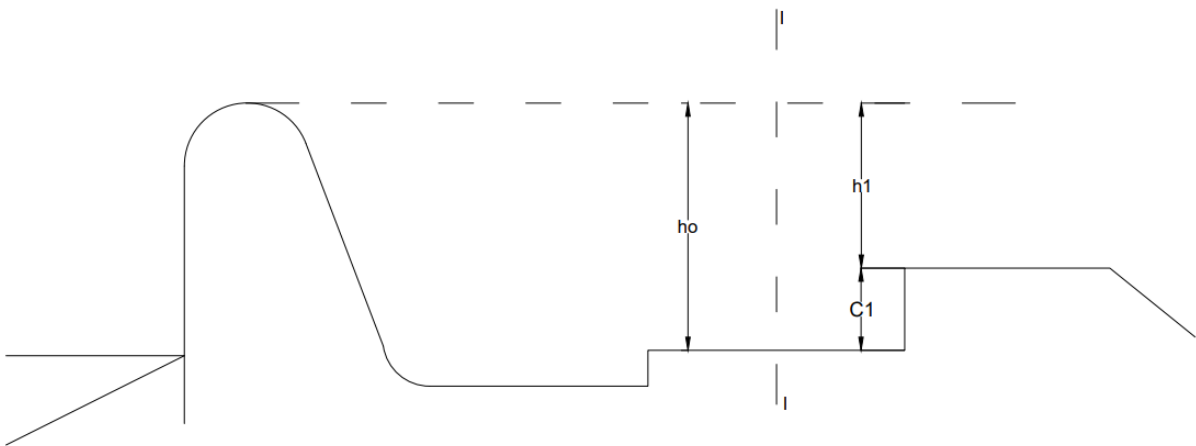
f) Cabe recordar que un canal diseñado para velocidad máxima permisible debe ser dimensionado para el coeficiente de rugosidad mínimo.

g) Todos los giros que sean necesarios para direccionar el flujo hacia el cauce natural deben tener lugar a lo largo del canal de transición.

h) A fin de evitar el descenso brusco de la línea de superficie libre al final del canal de transición se debe prever un escalón de profundidad $C1$ (ver figura 11 y figura 12); este escalón desde el punto de vista hidráulico es un de vertedero de perfil práctico rectangular que se analiza con la siguiente ecuación.

Figura 11.

Canal de Transición vista lateral.

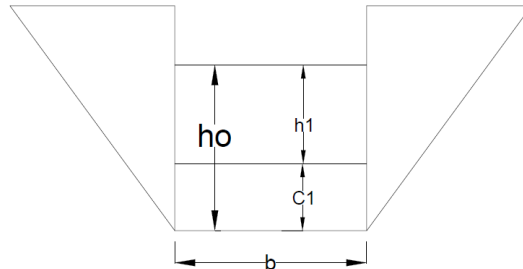


Elaborado por: Las Autoras

Figura 12.

Canal de Transición vista en corte.

CORTE I-I



Elaborado por: Las Autoras

$$Q_{dis} = m\epsilon b\sqrt{2g}H_o^{3/2}$$

Donde

$m = 0.43$ valor recomendable; es el coeficiente de caudal de un vertedero de perfil práctico rectangular que generalmente está entre 0,42 y 0,44.

En el dimensionamiento del canal se determinan la profundidad normal del flujo uniforme y la pendiente del fondo, a partir de la ecuación de Chezy.

$$Q = wc\sqrt{R}$$

El nivel de agua en la abscisa inicial del canal debe coincidir con el nivel de la cresta del vertedero, es decir con el NNE.

2.2.3.3. Diseño de la obra de desfogue del aliviadero superficial (rápida)

Permite el descanso del agua desde el nivel forzado de embalse (NFE) hasta el lecho del cauce natural. En la mayoría de los casos se trata de una rápida o una rápida escalonada, dependiendo de la pendiente del terreno en su trayecto.

RÁPIDA: desde el punto de vista hidráulico una rápida es una canal con pendiente de fondo mayor a la pendiente crítica, por consiguiente, con flujo supercrítico. Su análisis se realiza por los procedimientos convencionales de los flujos de variación gradual. Generalmente se adopta para pendientes del terreno entre 0,10 y 0,20.

La profundidad normal se determina con la ecuación de Chezy en tanto que la línea de superficie libre se construye utilizando alguno de los métodos validados en la práctica como son el método de Bahmetiev o el método de Charnomsky.

El método de Bahmetiev consiste en integrar por series la ecuación diferencial del flujo no uniforme de variación gradual, con la siguiente presentación:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\kappa^2 - 1}{\kappa^2 - j} i$$

Dónde, $\kappa = \frac{K}{K_o}$ - relación del módulo de caudal para la profundidad variable al módulo de caudal para profundidad normal; $j = \frac{aiC^2}{g}$; s- abscisa de la sección transversal; i - pendiente

En el método de Charnomsky la integración de la ecuación del flujo no uniforme de variación gradual se realiza por diferencias finitas:

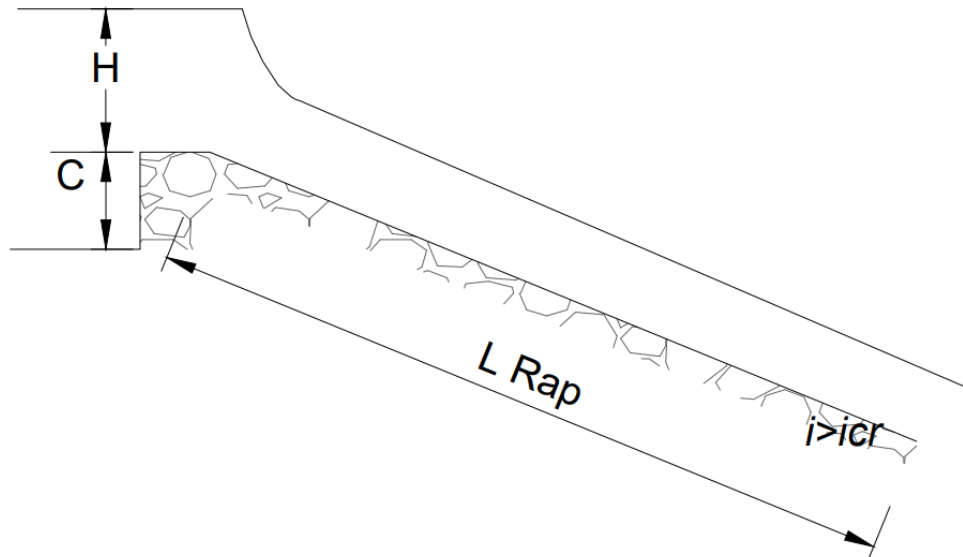
$$\Delta S = \frac{E_2 - E_1}{i - i_f}$$

Dónde E_1 y E_2 - energía específica de sección, respectivamente en las secciones 1-1 y 2-2; i_f - gradiente de fricción para la sección media.

Desde el punto de vista constructivo la obra está constituida por losa, muros laterales que trabajan con estado tensional correspondiente principalmente a flexo -compresión.

Figura 13.

Diagrama de la rápida.



Elaborado por: Las Autoras

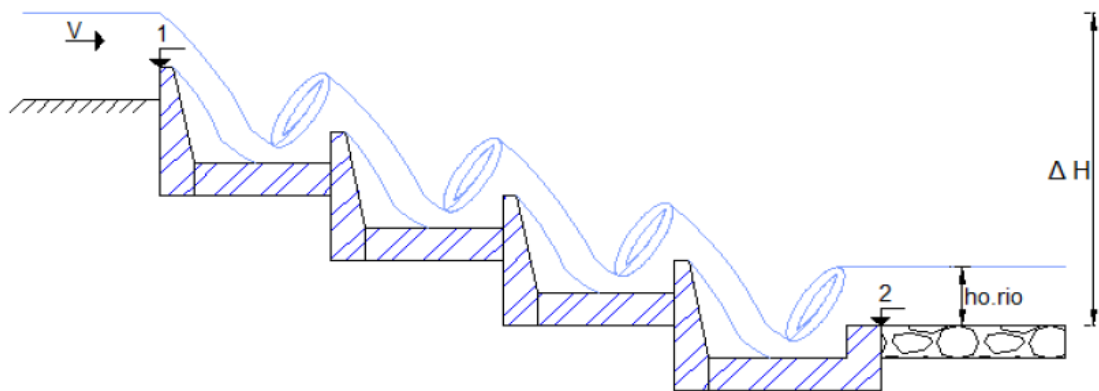
RÁPIDA ESCALONADA: difundida en los sistemas pequeños y pendientes entre 0.25-0.40 cimentados en suelo. Se caracteriza por no acumular la energía cinética excedentes que, en este caso es disipada en cada uno de los escalones que forman parte de la construcción. Su diseño incluye el dimensionamiento altitudinal y longitudinal de los escalones primero, segundo y último, así como del elemento que en cada escalón asegura el confinamiento del resalto.

El análisis hidráulico de esta construcción de hormigón armado se realiza con ayuda de las ecuaciones de Bernoulli y de Chezy.

Desde el punto de vista constructivo la obra está constituida por losas, muros laterales y muros frontales como se puede observar en la figura 14; que trabajan con estado tensional correspondiente principalmente a flexo-compresión.

Figura 14.

Diagrama Rápida escalonada.



Elaborado por: Las Autoras

2.2.3.4. Diseño de la obra de disipación de energía

La obra de disipación al final de la rápida puede ser diseñada como pozo de disipación, o con muros de disipación; cuando las condiciones geológico-geotécnicas y topográficas son favorables, en los casos de aliviaderos con cargas medias y altas puede ser adoptada una alternativa con vuelo de la lámina de agua (salto de esquí).

El pozo de disipación como se conoce implica la profundización del fondo del cauce en el sitio de disipación, hasta lograr que el resalto hidráulico no sea desplazado y por el contrario ligeramente sumergido, hasta en un 5-10%. La profundidad del pozo de disipación se determina por aproximaciones con la ecuación de resalto hidráulico, hasta que éste deje de ser desplazado.

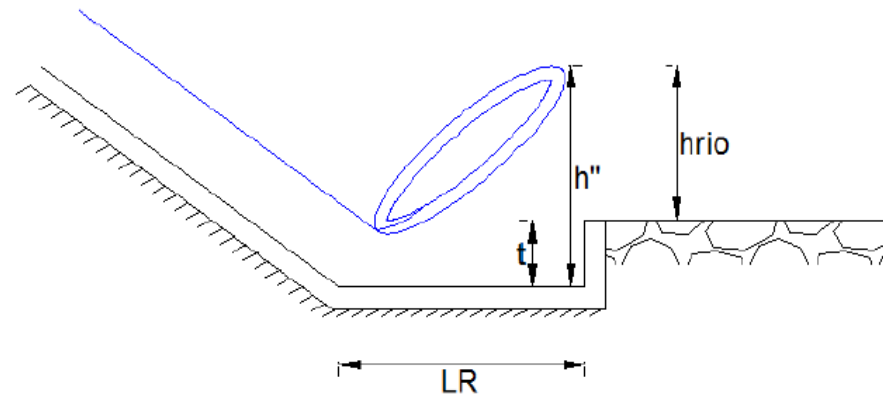
$$hc = h'$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{hcr}{h'}\right)^3} - 1 \right]$$

La alternativa de disipación con muros tiene la ventaja de no requerir la profundización de la cota del cauce en el sitio de disipación, pero en cambio presenta dos desventajas: requerir, normalmente, hasta dos y tres muros secuenciales; es más propenso a los procesos de cavitación, por el mayor número de aristas de hormigón en el trayecto del flujo supercrítico.

Figura 15.

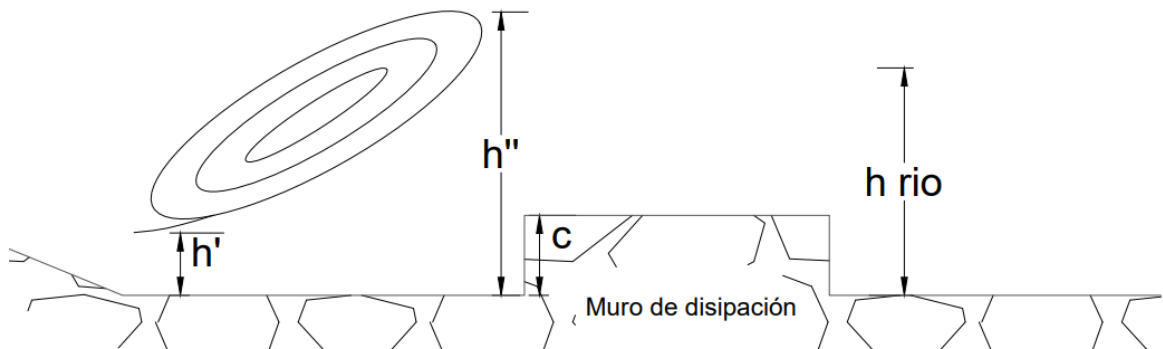
Obra de disipación (pozo de disipación).



Elaborado por: Las Autoras

Figura 16.

Obra de disipación (muro de disipación).



Elaborado por: Las Autoras

2.2. MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE ALVIADEROS CON POZO VERTICAL.

2.2.1. CONDICIONES DE APLICACIÓN Y CRITERIOS PARA LA CLASIFICACIÓN DE LOS ALVIADEROS CON POZO.

2.2.1.1. CONDICIONES DE APLICACIÓN DE LOS ALVIADEROS CON POZO.

Los aliviaderos con pozo se agrupan en el tipo de aliviaderos superficiales con conducción cerrada, ubicados fuera del cuerpo de la presa. Estos aliviaderos operan como construcciones permanentes de operación en los sistemas fluviales hidráulicos.

Como conducto de restitución del aliviadero, con frecuencia se utiliza el desagüe de construcción o desvío que, en este caso, pasa a ser una construcción permanente; se une con el vertedero-embudo de ingreso, precisamente a través del pozo vertical o inclinado.

Las condiciones favorables para adoptar la alternativa de aliviadero con pozo son determinadas por los siguientes factores favorables:

- a) Presencia en el sector de implantación de un cañón rocoso con laderas escarpadas, cuando la implantación de otros tipos de aliviaderos resulta menos apta;
- b) Posibilidad de excavar en la roca una plataforma cómoda para implantar el vertedero circular.
- c) Presencia de un conducto de construcción o desvío en una de las laderas y bajo la presa;
- d) Magnitud del caudal de diseño del aliviadero de hasta 5000-7000 m³/s y carga de hasta alrededor de 100 metros;
- e) Estructura de retención en forma de presa de material del lugar
- f) La longitud relativa (relación de la longitud del tramo del túnel de desvío utilizado como conducto de restitución del aliviadero, a la altura de la presa, ver la tabla siguiente) de los túneles de construcción, en estos sistemas, es mayor; se incrementa la conveniencia económica por implantar un aliviadero con pozo en estas condiciones.

La mayoría de los aliviaderos con pozo ejecutados en el mundo están construidos en los sistemas con presa de material del lugar. Pero también la adopción del aliviadero con pozo ha resultado acertada con otros tipos de presas, por ejemplo, arco- gravedad, con contrafuertes.

Tabla 1.

Longitudes relativas de los túneles de construcción; m. (por datos de presas construidas en el mundo).

Tipo de presa	media	máxima	mínima
Presas de tierra	8,28	19,30	3,8
Presas de enrocado y piedra	5,47	13,3	2,69
Presas arco-gravedad	3,94	6,32	2,43
Presas de hormigón a gravedad sobre roca	2,55	4,61	2,43

Elaborado por: Las Autoras

Los resultados del monitoreo de los aliviaderos con pozo en operación, construidos en diferentes países del mundo, evidencian su entera confiabilidad.

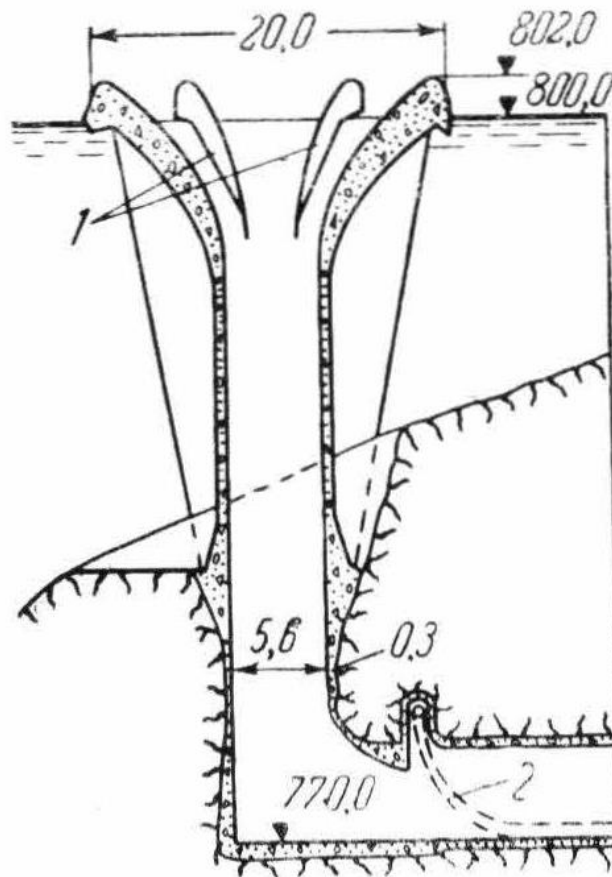
2.2.1.2. CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN DE LOS ALIVIADEROS CON POZO.C

La principal particularidad de los aliviaderos con pozo es precisamente el pozo vertical (con menor frecuencia inclinado), ubicado bajo el embudo vertedero de uno u otro perfil en planta. Las diferencias constructivas en la configuración del pozo determinan los siguientes tipos de aliviaderos:

- a) Con pozo. En este caso el elemento vertical está excavado en roca y su revestimiento con hormigón es imprescindible;
- b) Con pozo - chimenea. En este caso el elemento vertical está conformado parcialmente por excavación en roca y parcialmente por una construcción de hormigón u hormigón armado; como se puede observar en la figura 17.

Figura 17.

Aliviadero con pozo- chimenea. 1- elementos anti- vórtice; 2- orificios para el ingreso de aire.

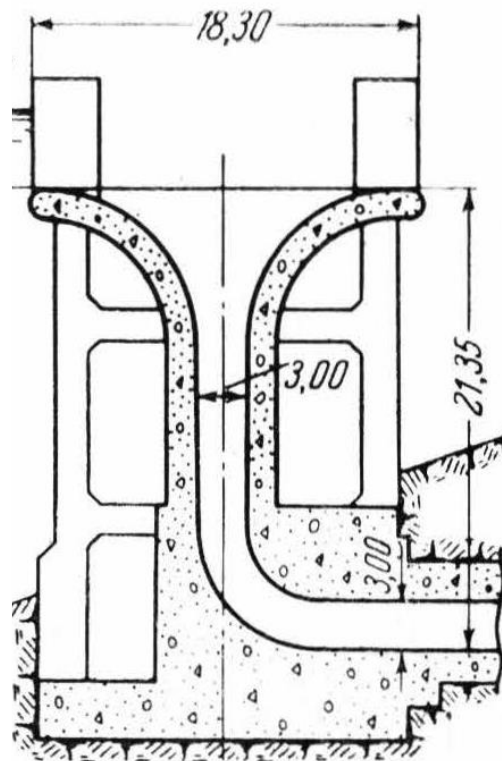
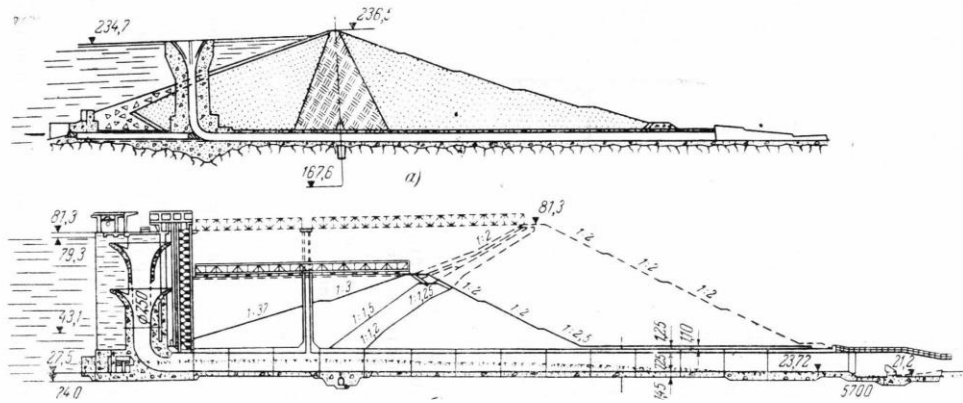


Elaborado por: Las Autoras

c) Con chimenea- pozo. El elemento vertical y el que lo enlaza con una galería de restitución, totalmente están constituidos por una chimenea de hormigón, de diferentes configuraciones; como se puede observar en la figura 18.

Figura 18.

Aliviadero con chimenea- pozo.



Elaborado por: Las Autoras

Por las condiciones de operación los aliviaderos con pozo se clasifican en:

- a) Aliviaderos no regulados que son de acción automática;
- b) Aliviaderos regulados con compuertas en la cresta del embudo-vertedero.

La cresta del vertedero de ingreso, en los aliviaderos con pozo de acción automática, está ubicada en la línea de NNE. El ingreso al embalse y la evacuación de los caudales de crecida en los aliviaderos no regulados origina el forzado del nivel de agua, hecho que no

siempre es posible debido al efecto negativo ambiental y económico, originado por las inundaciones aguas arriba y el incremento de la altura de las estructuras de contención.

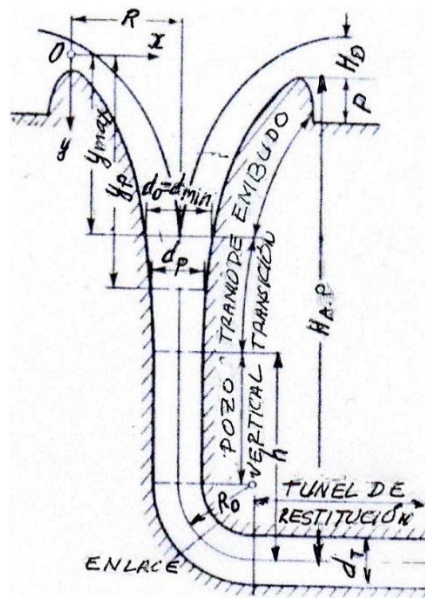
En vista de lo indicado, en los casos de caudales de diseño aproximadamente mayores a $700 \text{ m}^3/\text{s}$, resulta necesario instalar compuertas en la cresta del vertedero de entrada. Esta circunstancia, a su vez, origina el incremento del costo de los aliviaderos con pozo. En estos casos la solución óptima cabe determinar a partir de la comparación técnico-económica de alternativas.

Las soluciones constructivas de los vertederos de ingreso a los aliviaderos con pozo pueden permitir el ingreso del agua al pozo sin vórtice. En caso de operación del aliviadero con la carga configuradora (carga de diseño) en la cresta y tránsito del caudal de diseño, el pozo opera con flujo a presión; en caso de cargas altas, el flujo ingresa al túnel de restitución con velocidades altas (más de 50 m/s); en determinadas condiciones es posible el surgimiento de vacío en el túnel de restitución.

Los parámetros y elementos de un aliviadero con pozo se muestran en la siguiente figura 19.

Figura 19.

Elementos fundamentales de la construcción de un aliviadero con pozo.



Elaborado por: Las Autoras

Por la magnitud de la carga los aliviaderos con pozo se clasifican en:

- a) De carga alta, cuando la carga máxima es mayor a 50 metros;
- b) De carga media, cuando la carga máxima está entre 15- 50 metros;
- c) De carga pequeña, cuando la carga máxima es menor a 15 metros.

2.2.2. ELEMENTOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Un aliviadero con pozo es una construcción hidráulica que incluye los siguientes elementos: a) el orificio de entrada constituido por un vertedero convencional de configuración circular en planta, en forma de círculo completo o parcial; b) un pozo vertical o inclinado; y, c) un túnel de restitución con flujo a presión o de superficie libre. En el pozo el flujo puede ser a presión o de caída libre.

2.2.2.1. ALIVIADERO DE POZO VERTICAL CON FLUJO A PRESIÓN.

Forman parte de esta construcción (figura 1):

- a) Un vertedero en forma de embudo, provisto en ocasiones de una cresta plana;
- b) Tramo de transición, es un pozo de diámetro que disminuye longitudinalmente;
- c) Pozo vertical con diámetro constante;
- d) Tramo inferior con curvatura que enlaza el pozo con el túnel de restitución.

2.2.2.2. CAPACIDAD DE FLUJO DE VERTEDERO CIRCULAR.

En el flujo a través del embudo vertedero circular, que tiene el perfil correspondiente al límite inferior de la lámina de agua (figura 2), en caso de ausencia de sumersión desde los siguientes tramos de conducción (pozo – tramo inferior con curvatura- túnel), son posibles los siguientes regímenes de operación del embudo:

- $H/R < 0,46$: vertedero no sumergido;

- $H/R=0,46 \div 1,0$: vertedero parcialmente sumergido (debido a la auto sumersión la capacidad de flujo del vertedero disminuye; cuando $H/R=0,8 \div 1$, sobre el vertedero se establece una superficie libre plana.
- $H/R=1 \div 1,6$: embudo sumergido (el régimen es semejante al de un orificio bajo nivel);
- $H/R > 1,6$: embudo considerablemente sumergido.

La auto- sumersión del embudo tiene lugar cuando $R < 2,2H$; por esta razón es no es conveniente adoptar el radio del vertedero circular (sin considerar la cresta plana) menor a $2,2H$.

La sumersión puede también ser consecuencia de la limitada capacidad de flujo del trayecto de conducción siguiente al vertedero.

Cuando se evacúa el caudal de diseño (de la probabilidad dada) la cresta del embudo no debe ser sumergida.

Con el incremento del caudal sobre el de diseño tiene lugar la sumersión de la cresta del vertedero y, a continuación, la sumersión del embudo y, como resultado la capacidad de flujo del aliviadero estará limitada por la magnitud del caudal correspondiente al régimen a presión de la construcción en conjunto.

El caudal a través de un aliviadero con pozo se determina:

- a) Cuando $H/R \leq 1$ y en ausencia de sumersión del vertedero, debida a la incidencia del tramo a presión ubicado a continuación al embudo:

$$Q = m\varepsilon(2\pi R - n_o s)\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (1)$$

Dónde, m , R y H son, respectivamente, el coeficiente de caudal o descarga, el radio del embudo y la carga sobre su cresta; n_o , s y ε : número de pilas, su ancho en el nivel de la cresta y el coeficiente de contracción lateral, igual en promedio a 0,9 y cuando no hay pilas $\varepsilon = 1$.

En caso de presencia de mecanismos anti- vórtice, cuando $H/R=0,2 \div 0,38$ y $p/R=0 \div$, el coeficiente de caudal o descarga puede ser determinado por la siguiente ecuación de N. I.

Romanko:

$$m = [0,490 - 0,068(H/R)^{1/2}] - 0,03[1 - (p/R)^{2/3}] \quad (2)$$

Dónde H es la carga de diseño para la cual se construyó el perfil del embudo.

En caso de ausencia de elementos anti- vórtice el coeficiente de caudal determinado con la ecuación anterior se disminuye en 6%.

En caso de vertederos circulares con la cresta del embudo construida con las coordenadas de la tabla siguiente, el coeficiente de caudal puede ser determinado con ayuda del siguiente gráfico. En caso de embudo considerablemente sumergido y cuando $H/R > 6$.

b) En caso de sumersión considerable del embudo, es decir cuando $H/R > 1,6$:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H - z_{CR})} \quad (3)$$

Dónde μ coeficiente de caudal determinado a partir de la suma de las resistencias desde la entrada al embudo hasta la sección de salida (figura 1); μ , área de la sección de salida del tramo a presión; z_{CR} , elevación de la cresta del vertedero sobre la superficie libre en la sección de salida del tramo a presión.

2.2.2.3. CONFIGURACIÓN DEL EMBUDO SIN CRESTA PLANA.

Un embudo sin cresta plana se adopta cuando $2,2H < R < 5H$. Cuando $R < 2,2H$ tiene lugar su auto- sumersión; cuando $R > 5$ se obtiene un incremento substancial de las dimensiones.

El radio del embudo para valores dados de Q, H, n_o y s, se determina con la ecuación (1).

Para construir el perfil del embudo por el método de cálculo de la trayectoria de lámina central, el origen de las coordenadas se ubica en el eje del flujo en la sección de la cresta, donde la profundidad es igual a $0,75H$ (figura 4, a).

La velocidad media en la cresta:

$$v_r = \frac{Q}{2\pi R 0,75H} \quad (4)$$

La ecuación de la lámina central:

$$y = \frac{gx^2}{2v_r^2} \quad (5)$$

La velocidad media y el espesor de la lámina en cualquier sección están dados por las expresiones:

$$v = \sqrt{v_r^2 + 2gy} \quad (6)$$

$$h = \frac{Q}{2\pi(R-x)v} \quad (7)$$

El perfil del embudo y de la superficie libre de la lámina se construyen colocando en las diferentes secciones, en dirección de la normal al eje de la lámina, las magnitudes de los intervalos $0,5 h$ y uniendo sus extremos. El embudo y la superficie libre del flujo pueden ser contruidos con las coordenadas de las siguientes tablas. El origen de coordenadas O_{LAM} está ubicado en la cresta del vertedero circular de pared delgada (figura siguiente). Por cuanto las coordenadas de estas tablas y los valores m están dados para vertederos circulares de pared delgada (figura siguiente) cabe asumir:

$$H_{LAM} = H + y_o$$

$$R_{LAM} = R + x_0$$

Dónde, H carga sobre la cresta del vertedero circular de configuración suave; R - radio su curvatura; x_0 y y_0 – coordenadas del punto más alto de elevación del límite inferior de la lámina de agua; se determinan con ayuda de la tabla anterior. Por ejemplo, cuando $p_{LAM}/R_{LAM} = 1$ y $H_{LAM}/R_{LAM} = 0,2$ se tiene $y_0 = 0,095H_{LAM}$; $x_0 = 0,225H_{LAM}$.

2.2.2.4. EMBUDO CON CRESTA PLANA

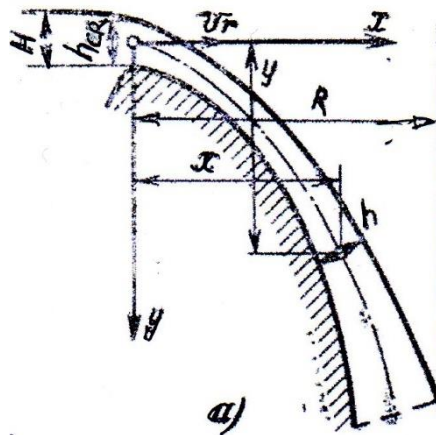
Cuando están dados el caudal y la carga sobre la cresta y se obtiene el radio del embudo mayor a $(5 \div 7)H$, se asume la longitud de la cresta plana (figura 20 siguiente, b):

$$R_{cp} = (5 \div 7)H$$

(8)

Figura 20.

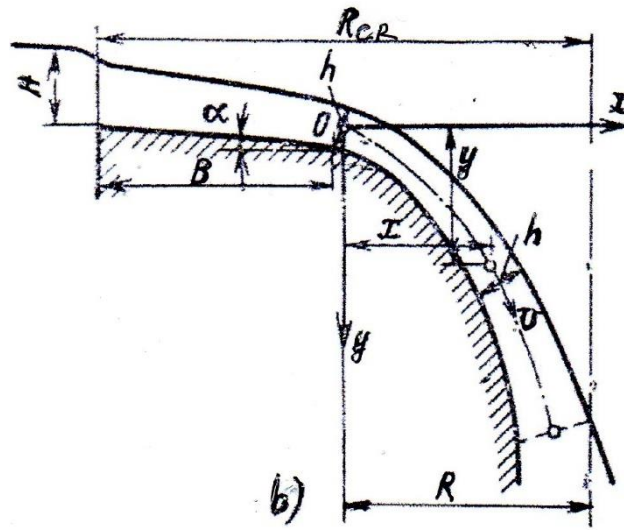
Embudo sin cresta plana del pozo vertical.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 21.

Embudo con cresta plana del pozo vertical.



Elaborado por: Las Autoras

La profundidad de flujo al final de la cresta plana, en la entrada al embudo, por datos experimentales, cuando $\alpha = 6^\circ \div 9^\circ$

$$h = 0,65H$$

(9)

Para evitar la auto- sumersión del embudo es preciso adoptar:

$$R > 2,2h$$

Dónde $R = R_{cp} - B$, es decir asumir $R > 1,4H$

Con frecuencia, cuando $R_{cp} = (5 \div 7)H$ se adopta la longitud de la cresta plana:

$$B = (3 \div 4)H \text{ o } B = (0,4 \div 0,5)R_{cp}$$

(10)

Al construir el perfil del embudo, la velocidad media al final de la cresta puede ser determinada con la ecuación:

$$v_r = \frac{Q_{DIS}}{2\pi \cdot R \cdot 0,65H}$$

(11)

Dónde, $R = R_{cp} - B - 0,325H\sin\alpha$

Para construir la lámina media del flujo en el tramo parabólico del embudo, luego de la cresta plana, se utiliza la siguiente ecuación (el sistema de coordenadas está indicado en la figura anterior (b)):

$$y = \frac{gx^2}{2v_r^2 \cos^2\alpha} + x \tan\alpha \quad (12)$$

Dónde, x varía dentro de los límites de 0 a R , en tanto que $R = R_{cp} - B - 0,5h\sin\alpha$.

La velocidad en cualquier punto a lo largo de la lámina media puede ser determinada con la ecuación:

$$v_n = \sqrt{v_r^2 + 2gy_n + 2v_n \sin\alpha \sqrt{2gy_n}} \quad (13)$$

La construcción del perfil del embudo y de la superficie libre se realiza por el método de la lámina media, en forma análoga al caso del embudo sin cresta plana.

2.2.2.5. TRAMO DE TRANSICIÓN.

Como sección inicial del tramo de transición se adopta la sección que pasa a través del punto de intersección de la lámina de la superficie libre para el caudal de diseño.

El tramo de transición puede ser graficado con las coordenadas de la tabla anterior o por medio de cálculo. La ordenada del punto de intersección de la lámina de la superficie libre y_{max} , encontrada a través de la construcción del perfil de la superficie libre, determina la velocidad en la sección inicial del tramo de transición:

$$v_y = 0,98\sqrt{2gy_{max}} \quad (14)$$

El diámetro del embudo en la sección inicial del tramo de transición:

$$d_{inic} = \sqrt{4Q/\pi v_y} \quad (15)$$

La determinación de los diámetros en las subsiguientes secciones del tramo de transición se realiza a través de la velocidad en cada sección $v = 0,93\sqrt{2gy}$.

El tramo de transición generalmente termina en la sección en la cual la caída libre de la lámina cambia a flujo a presión. A partir de esta condición, la elevación h de la sección final del tramo de transición sobre la superficie libre del agua en la sección B-B (figura 1):

$$h = \sum h_f - \frac{v_1^2 - v_{sal}^2}{2g} \quad (16)$$

Dónde v_1 y v_{sal} , velocidad al final del tramo de transición y en la sección de salida B-B.

La longitud del tramo de transición, para todas las posibles magnitudes de la pérdida de carga calculada $\sum h_f$ (de la máxima a la mínima) debe permitir la ubicación de la sección 1-1 (de transición a flujo a presión), dentro de los límites del tramo de transición (figura 1).

Si la sección 1-1 está ubicada bajo el tramo de transición, entonces en las secciones del pozo vertical surge vacío y, por tanto, alteración de la continuidad del flujo; en caso de estar ubicada sobre el tramo de transición, entonces puede surgir sumersión parcial o total del embudo-vertedero.

2.2.2.6. POZO VERTICAL, TRAMO CURVO Y TÚNEL DE RESTITUCIÓN.

El pozo vertical del aliviadero puede ser cilíndrico o cónico. Un pozo cónico es conveniente adoptar en los casos cuando la sección 1-1 de transición al flujo a presión puede encontrarse dentro de los límites del pozo, para determinados caudales (o, por las condiciones de enlace del tramo de transición con el túnel). En este caso, las dimensiones de la sección del pozo se determinan con la ecuación de Bernoulli formulada para la sección considerada y para la sección 1-1 de transición al flujo a presión.

El diámetro del tramo curvo, en caso de régimen a presión del flujo en el túnel, generalmente es igual al diámetro del túnel. En caso de flujo con superficie libre, el tramo curvo puede tener diámetro igual al del túnel o menor al del túnel.

El radio de giro del eje del tramo curvo es preciso asumir no menor a $R_o = (2 \div 5)d$.

Para evitar en la cúpula del tramo curvo la formación de vacío que origina erosión por cavitación, se incluye un conducto de aire hacia dicho sector del tramo curvo, con ayuda, por ejemplo, de un ensanchamiento anti- vacío o por medio de una saliente que desvía el flujo hacia la cara exterior del tramo curvo.

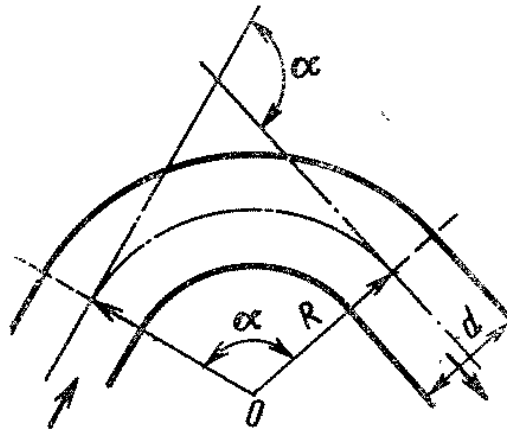
Es posible evitar un vacío de magnitud no permisible con ayuda de la disminución del área de la sección de salida del tramo curvo o incrementando el radio de su curvatura. El cálculo de la presión en la cúpula del tramo curvo puede ser hecho con ayuda de las ecuaciones para los tramos curvos de las tuberías a presión.

En caso de flujo con superficie libre en el túnel de restitución (figura 1, b- d), la profundidad a continuación del tramo curvo se determina con ayuda de las ecuaciones conocidas para la profundidad en la sección contraída, calculando el coeficiente de velocidad, a partir del coeficiente conocido de resistencia hidráulica del aliviadero hasta la sección B-B.

El coeficiente de resistencia en el tramo curvo (figura 22) se determina con las ecuaciones presentadas a continuación.

Figura 22.

Diagrama del ángulo de giro.



Elaborado por: Las Autoras

El coeficiente de resistencia para el giro suave de un conducto de sección circular en un ángulo α , P.G. Kisilyev recomienda determinar con la expresión:

$$\zeta_{\alpha} = a\zeta_{90^{\circ}}$$

Dónde: ζ_{α} , coeficiente de resistencia para giro de 90° ; a , coeficiente que depende del ángulo de giro.

El coeficiente $\zeta_{90^{\circ}}$ depende de la relación del diámetro de giro al diámetro del conducto (R/d) y del factor de fricción longitudinal del conducto circular; puede ser determinado con la siguiente ecuación de A.D. Altschull:

$$\zeta_{90^{\circ}} = [0,20 + 0,001(100\lambda)^8] \sqrt{\frac{d}{R}}$$

El coeficiente $\zeta_{90^{\circ}}$ también puede ser tomado de la siguiente tabla 2:

Coeficiente $\zeta_{90^{\circ}}$. P.G. Kisilyev

Tabla 2.

Datos para usar para la relación R/d.

TIPO DE TUBO	R/d				
	1	2	4	6	10

Liso	0,22	0,14	0,11	0,08	0,11
Rugoso	0,52	0,28	0,23	0,18	0,20
Por datos de Creager	0,89	0,48	0,30	0,32	0,42

Elaborado por: Las Autoras

La magnitud del coeficiente a puede ser determinada para $\alpha < 90^\circ$ con la ecuación de A.Y Milovich:

$$a = \sin \alpha$$

Para $\alpha > 90^\circ$, con la ecuación de B.B. Nekrasov:

$$a = 0,7 + 0,35 \frac{\alpha}{90^\circ}$$

Los valores del coeficiente a , por información experimental de Creager, constan en la siguiente tabla 3, en función del ángulo α .

Tabla 3.

Valores del coeficiente a .

$\alpha,$ °	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180
a	0,40	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95	1	1,05	1,13	1,20	1,27	1,33

Elaborado por: Las Autoras, a través de Creager. P. G. Kisilyev

Dependiendo de la altura (diámetro) de la sección transversal del túnel, de la pendiente, del nivel aguas abajo y del caudal e , túnel puede operar a presión o con superficie libre. En el régimen con superficie libre, en caso de pendiente menor a la pendiente crítica, a continuación de la sección contraída se desarrolla resalto hidráulico.

2.2.2.7. ACERCAMIENTO DEL AGUA AL EMBUDO DE ENTRADA.

La configuración de la excavación aguas arriba, a través de la cual se produce el acercamiento del agua al embudo de ingreso, debe permitir la distribución uniforme de ésta por el perímetro del vertedero receptor. Además, es necesario evitar el movimiento rotacional del agua que ingresa al aliviadero puesto que disminuye el coeficiente de descarga del vertedero.

El movimiento rotacional del agua no se presenta cuando $H/R < (0,2 - 0,4)$ (P.P. Moys) o cuando $p/R \geq 1$ (N.I. Romanko); dónde p - alto de la cresta del vertedero.

Existen una serie de medios lograr el acercamiento uniforme del agua al vertedero, sin movimiento rotacional. Uno de estos medios es la implantación de un muro divisorio de configuración suave, desde el lado del talud de la excavación; la configuración de este muro se determina con la ecuación:

$$\beta - \alpha = C' \tag{17}$$

Dónde β y α - ángulos que determinan la ubicación en planta el contorno del muro divisorio; C' -constante que, en la práctica se adopta dentro de los límites de 5 a 15°.

P.P Moys recomienda configurar el límite de la excavación de acercamiento por parábola:

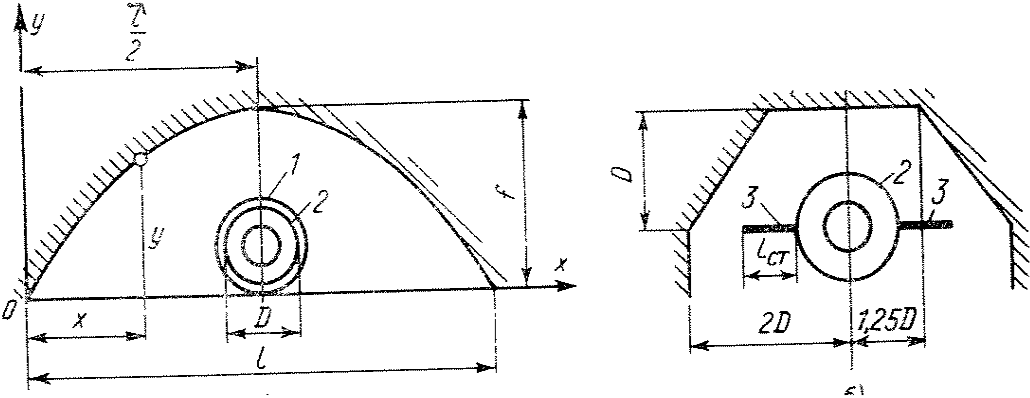
$$y = \frac{4x(l - x)f}{l^2} \tag{21}$$

Asumiendo $l = (6,5 - 7,0)D$; $f = 2D$.

Otros autores recomiendan ejecutar la excavación de acercamiento de forma poligonal o parabólica (figura siguiente).

Tabla 4.

Forma poligonal o parabólica para la ejecución de la excavación de acercamiento.



Elaborado por: Las Autoras

2.2.3. PROCEDIMIENTO PRÁCTICO PARA EL DISEÑO DE ALIVIADERO CON POZO VERTICAL

El aliviadero con pozo vertical generalmente se diseña con embudo circular completo:

- A. de tipo ensanchado sin compuertas;
- B. del diámetro mínimo permisible con compuerta circular de acción hidráulica.

En este trabajo se considera la primera alternativa por ser la de mayor aplicación.

Para el diseño generalmente se dispone de la siguiente información: nivel normal de embalse (NNE), caudal de diseño Q_{DIS} , nivel forzado de embalse (NFE), carga de diseño $H=NFE-NNE$; nivel de la cresta del vertedero receptor $\nabla_{CR.VER.} = NNE$.

A continuación, se desarrolla el procedimiento de diseño de los siguientes elementos que forman parte de un aliviadero con pozo vertical de tipo ensanchado sin compuertas:

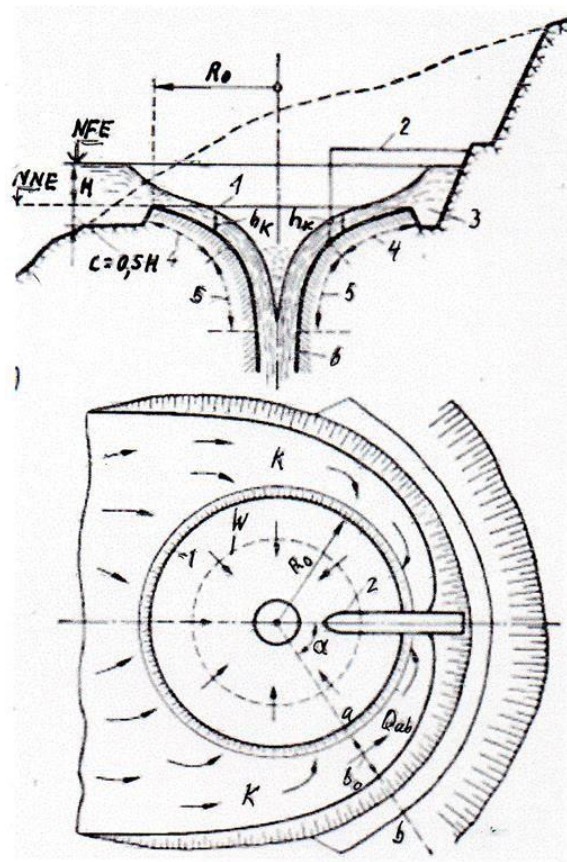
- a) Canal o excavación de acercamiento al vertedero;
- b) Tramo radial de acercamiento al embudo de entrada al pozo;
- c) Pozo vertical;
- d) Tramo de transición que enlaza el tramo radial y la generatriz del pozo.

2.2.3.1. Canal de acercamiento.

El alto c de la cresta de entrada al embudo (figura 23 siguiente) se asume por consideraciones constructivas igual, por ejemplo, a $0,5H$, pero no menor a $0,5-1,0$ metro.

Figura 23.

Canal de Acercamiento.



Elaborado por: Las Autoras

Se determina el caudal unitario para la cresta del vertedero (cresta del embudo):

$$q = m \sqrt{2gh^{\frac{3}{2}}}$$

Dónde el coeficiente m puede ser asumido aproximadamente 0,36. Conociendo el caudal unitario se determina el ancho del frente del embudo:

$$b = \frac{Q_{dis}}{q}$$

A continuación, se determina se el radio R_0 de la cresta del vertedero circular en planta:

$$b = 2\pi R_0$$

La velocidad media en el canal de acercamiento se asume, ejemplo:

$$v = (1.0 - 1.5) m/s$$

A continuación, para una serie de secciones transversales del canal de acercamiento, con la siguiente ecuación se determina la magnitud del caudal Q:

$$Q_{ab} = \frac{Q_{dis}}{360} * \alpha$$

Luego, para estas secciones transversales se determina el área de la sección de flujo:

$$w = \frac{Q}{V}$$

A continuación, es posible determinar el ancho.

$$bo = \frac{w}{(H + C)}$$

A partir de los parámetros determinados para el canal se dimensiona la excavación de acercamiento (canal de acercamiento) como se muestra en la figura anterior.

2.2.3.2. Tramo radial de acercamiento del embudo de entrada.

Este tramo se dimensiona en forma de un embudo de secciones no sumergidas (permiten la operación del vertedero circular Γ como no sumergido).

En cualquier cilíndrica circular dentro del embudo (por ejemplo, la sección W) la profundidad de flujo es igual a la crítica.

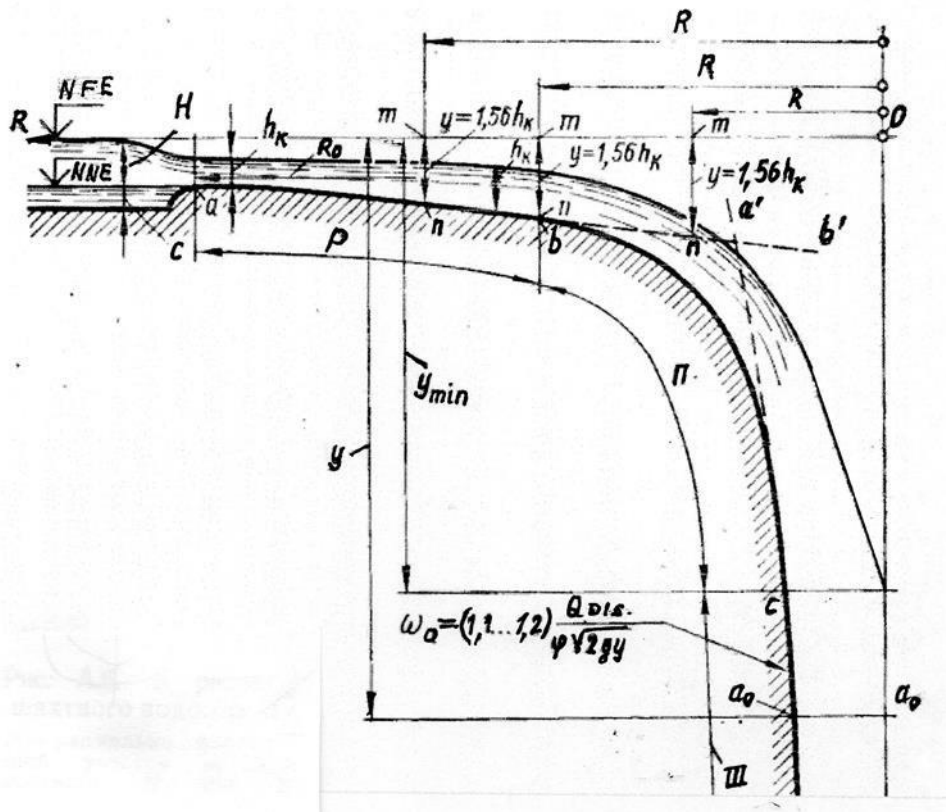
La profundidad de flujo dentro de los límites del embudo se mide en vertical.

Identificando con R el radio de una sección cualquiera m-n (dentro de los límites del embudo, figura 24 siguiente), está claro que la sección de flujo de dicha sección será igual a:

$$\omega = 2\pi R h k$$

Figura 24.

Tramo Radial.



Elaborado por: Las Autoras

Figura para el cálculo de un aliviadero con pozo vertical:

P-tramo radial de acercamiento del embudo;

II-tramo de transición;

III- pozo vertical.

Por cuanto a medida que se acerca al centro del embudo la magnitud el radio R disminuye, significa que los caudales unitarios

$$q = \frac{Q_{Dis}}{2\pi R}$$

Deben aumentar en dirección del flujo; en consecuencia, se concluye que en dirección del flujo debe también aumentar la profundidad crítica:

$$hk = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

En consecuencia, en dirección del flujo en un embudo con secciones de flujo no sumergidas, debe incrementarse la profundidad de flujo:

$$h = hk$$

Se asume en la figura siguiente el eje vertical Oy (a lo largo del eje del pozo) y el eje horizontal OR (en la cota NFE); a través de y se identifica la profundidad de los puntos de la línea ab del embudo, bajo la superficie OR.

Los cálculos demuestran que tomando las coordenadas e iguales a:

$$y = 1.56hk = 0.75 q^{\frac{2}{3}}$$

En este caso, en todos los puntos de la línea ab se obtiene la condición $h = hk$. Considerando este hecho, el dimensionamiento del tramo ab se realiza de la siguiente manera:

- a) Se asumen una serie de valores de R;
- b) Para estos valores, con la ecuación dada se determinan los valores de q;
- c) Con la ecuación mencionada anteriormente se determinan los valores hk para diferentes valores de R.
- d) Finalmente, con la ecuación dada se determinan los valores y, correspondientes a los respectivos valores de R. Graficando los valores encontrados de y, desde el eje OR hacia abajo, se obtiene la línea ab'.

2.2.3.3. Pozo vertical

La velocidad media v para diferentes secciones horizontales $a_o - a_o$ del pozo (figura) y magnitud del área de las secciones para diferentes abscisas y se determinan con las siguientes ecuaciones.

$$V = \varphi * \sqrt{2gy} \approx 0,9\sqrt{2gy}$$

$$w = \frac{QDis}{V}$$

2.2.3.4. Considerando la aireación:

$$W_o = \frac{(1,1 \dots 1,2)Qdis}{0,9\sqrt{2gy}}$$

Conforme a la ecuación anterior se construye en el gráfico la línea a'b que representa el límite izquierdo del pozo, construido con la ecuación anterior.

2.2.3.5. Tramo de transición (ver el tramo II).

Teniendo las líneas ab' y a'b se grafica visualmente la línea bc en el “ángulo” formado por estas líneas. Al respecto, conforme a los datos experimentales, se asume que el punto límite c de estar a una profundidad bajo el nivel aguas arriba en el valor en metros:

$$Y_{min} = 15 * \left(\frac{QDis}{1000}\right)^{0.4}$$

E.D. Kadomsky propone coordenadas ponderadas para construir la curva de transición bc (correspondiente al tramo II).

Para obtener las magnitudes tanto de R , como de y (en metros) los valores de la tabla deben ser multiplicados por el coeficiente η obtenido con la siguiente ecuación:

$$n = \left(\frac{Q}{1000}\right)^{\frac{2}{5}}$$

2.2.3.6. Túnel de restitución Co

En planta debe ser de trazado recto, La dirección en planta puede ser cualquiera. El pozo se enlaza con el túnel en la superficie vertical con ayuda de un enlace circular de radio r :

$$r \approx (2.5 \dots 4.0)D$$

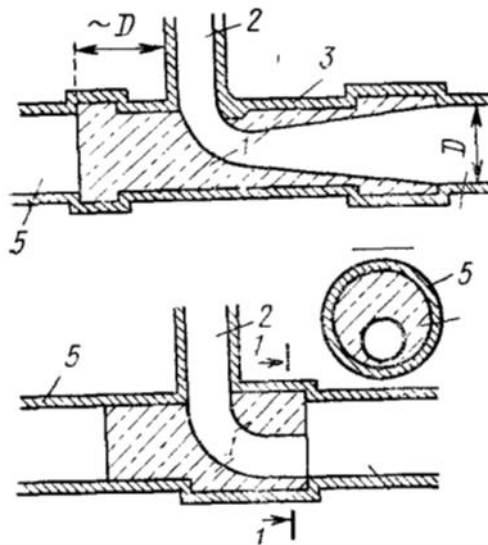
Donde D es el diámetro del túnel.

En este enlace, como consecuencia de las fuerzas centrífugas el flujo de agua despega a la pared del conducto y por tanto se produce una desaceleración.

Si el diámetro del pozo es menor al diámetro del túnel su enlace con el túnel tiene lugar por uno de los siguientes esquemas, ya sea el esquema a o b correspondientes a la figura 25.

Figura 25.

Túnel de Restitución.



Elaborado por: Las Autoras

1. Sello de hormigón en el contacto del pozo con el túnel de restitución y con el antiguo túnel de construcción.
2. Pozo vertical.
3. Revestimiento.
4. Túnel de restitución.

5. Túnel de construcción.

El túnel de restitución con frecuencia es diseñado para evacuar el caudal de construcción y, por tanto, para esta condición se determina su pendiente.

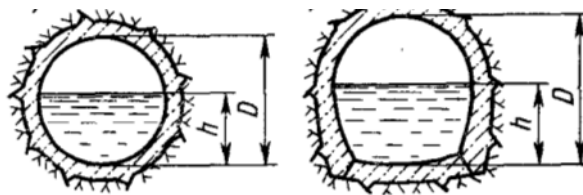
Si no ha sido diseñado como túnel de desvío (de construcción), entonces es diseñado para régimen uniforme con el caudal de diseño del aliviadero.

Durante la evacuación del agua desde el embalse el túnel debe operar con flujo de superficie libre y debe formarse una curva de remanso tipo "C".

La superficie del túnel es cubierta con revestimiento de hormigón u hormigón armado (figura 26).

Figura 26.

Vista en corte del túnel de restitución y su revestimiento de hormigón.



Elaborado por: Las Autoras

El grado máximo de llenado del túnel (relación de llenado máxima), sin considerar la aireación cabe considerar igual a:

$$\frac{h}{D} = 0.6$$

Dónde: h es la profundidad de flujo.

En el inicio del túnel de restitución la velocidad media es:

$$v = \varphi \sqrt{2gy_{max}} \approx 0,9 \sqrt{2gy_{max}}$$

Dónde y *max* es la profundización del túnel bajo el nivel aguas arriba.

A partir de esta velocidad se determina el área de la sección de flujo en el inicio del túnel:

$$A = \frac{Q_{dis}}{v}$$

En los casos de flujo con superficie libre la sección que más corresponde es la del tipo herradura (segunda sección de la figura anterior). En estos casos el diámetro D corresponde al alto de la sección.

El diámetro máximo de un túnel hidráulico es aproximadamente 15 m.

En el marco del diseño de los aliviaderos de ladera con túnel tiene interés el análisis de las máximas velocidades del flujo en su camino hacia el tramo aguas abajo. Para el efecto es necesario construir el perfil de la superficie libre. En el caso cuando es suficientemente grande la longitud del tramo del túnel con pendiente pronunciada, se establece flujo uniforme. Para el análisis hidráulico preliminar de los túneles con flujo de superficie libre que forman parte de los aliviaderos de excedentes y tomando como ejemplo una sección rectangular de flujo, transformando la ecuación de Chezy se obtiene la expresión para determinar la velocidad del flujo uniforme al final del tramo del túnel con alta pendiente del aliviadero:

$$v_{max} = \left(\frac{qbR^{1/3}i}{n^2\chi} \right)^{1/3}$$

(A)

Dónde: q, b, R, i, χ - respectivamente, caudal unitario, ancho de la sección del conducto, pendiente del cauce, perímetro mojado de la sección; n - coeficiente de rugosidad de Manning.

Con la ecuación anterior se puede constatar que para un amplio intervalo de profundidades:

$$0,025 < \frac{h}{b} < 0,7$$

La velocidad máxima en el túnel para valores dados del caudal, pendiente y rugosidad depende únicamente de ancho de la base, no así de los otros parámetros geométricos de la sección de flujo.

En efecto, si en la ecuación (A) se impone la condición $e = \frac{bR^{1/3}}{\chi} \approx \frac{1}{3}b^{1/3}$ se obtiene la ecuación (B).

De esta manera, para un valor constante b del ancho del túnel de alivio, la velocidad máxima del flujo evacuado depende únicamente de sus caudales unitarios q .

$$v_{max} \approx \left(\frac{qb^{1/3}i}{3n^2} \right)^{1/3}$$

(B)

Como se puede apreciar en la siguiente tabla, los valores de la velocidad máxima obtenidos con las ecuaciones (A) y (B) son prácticamente iguales.

Tabla 5.

Velocidades máximas en los túneles de alivio.

I	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,03	0,01	0,01	0,1
N	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
Q	30	30	30	30	30	30	30	30	20	10
B	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
H	0,25	0,5	1	2	3	4	4	4	4	4
h/b	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Ω	2,5	5	10	20	30	40	40	40	40	40
X	10,5	11	12	14	16	18	18	18	18	18
R	0,238	0,455	0,833	1,429	1,875	2,222	2,222	2,222	2,222	2,222
$\frac{bR^{1/3}}{\chi}$	0,59	0,699	0,784	0,804	0,771	0,725	0,725	0,725	0,725	0,725
$\frac{1}{3}b^{1/3}$	1,036	1,036	1,036	1,036	1,036	1,036	1,036	1,036	0,905	0,718

vmax1	18,32	19,38	20,14	20,31	20,02	19,62	16,55	11,47	10,02	17,14
vmax2	19,56	19,56	19,56	19,56	19,56	19,56	16,5	11,44	9,99	17,09

Elaborado por: Las Autoras

El tramo final del aliviadero normalmente se diseña con una pendiente relativamente pequeña. En este tramo se forma una curva de remanso, determinada por la disminución de la velocidad de flujo en la sección de salida. Aplicando el mismo procedimiento anterior, la profundidad final h' en dicha sección se determina a partir de la profundidad inicial conocida h :

$$h' = h + \frac{gn^2 l_2}{\alpha_1 e}$$

En tanto que la velocidad con la ecuación:

$$v' = \frac{q}{h'}$$

Dónde α_1 - coeficiente corrector de la energía cinética (coeficiente de Koriolis); l_2 - longitud del tramo final.

Los cálculos de los parámetros del flujo en la sección de salida de un túnel de alivio evidencian que en el rango de caudales unitarios 30 - 100 m^3/s las velocidades máximas del agua llegan a 30-50 m/s.

CAPÍTULO III

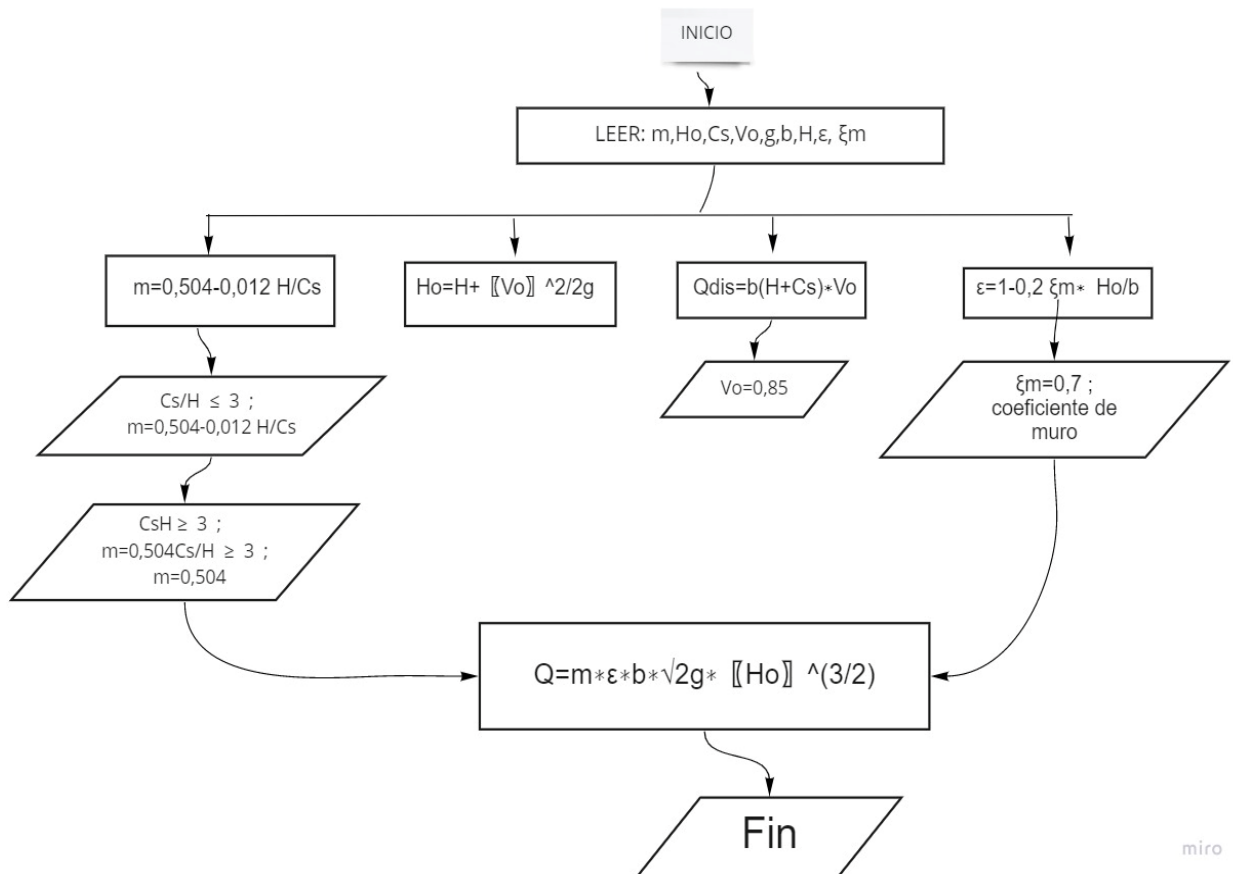
PROCEDIMIENTO Y ALGORITMO PARA DISEÑAR ALIVIADEROS SUPERFICIALES

En el presente capítulo se formula el algoritmo para el análisis comparativo de los aliviaderos de ladera superficial con evacuación frontal y cerrado con pozo vertical, establecidos en la teoría en los capítulos anteriores.

3.1. ALGORITMO DE CÁLCULO.

DIAGRAMA 1.

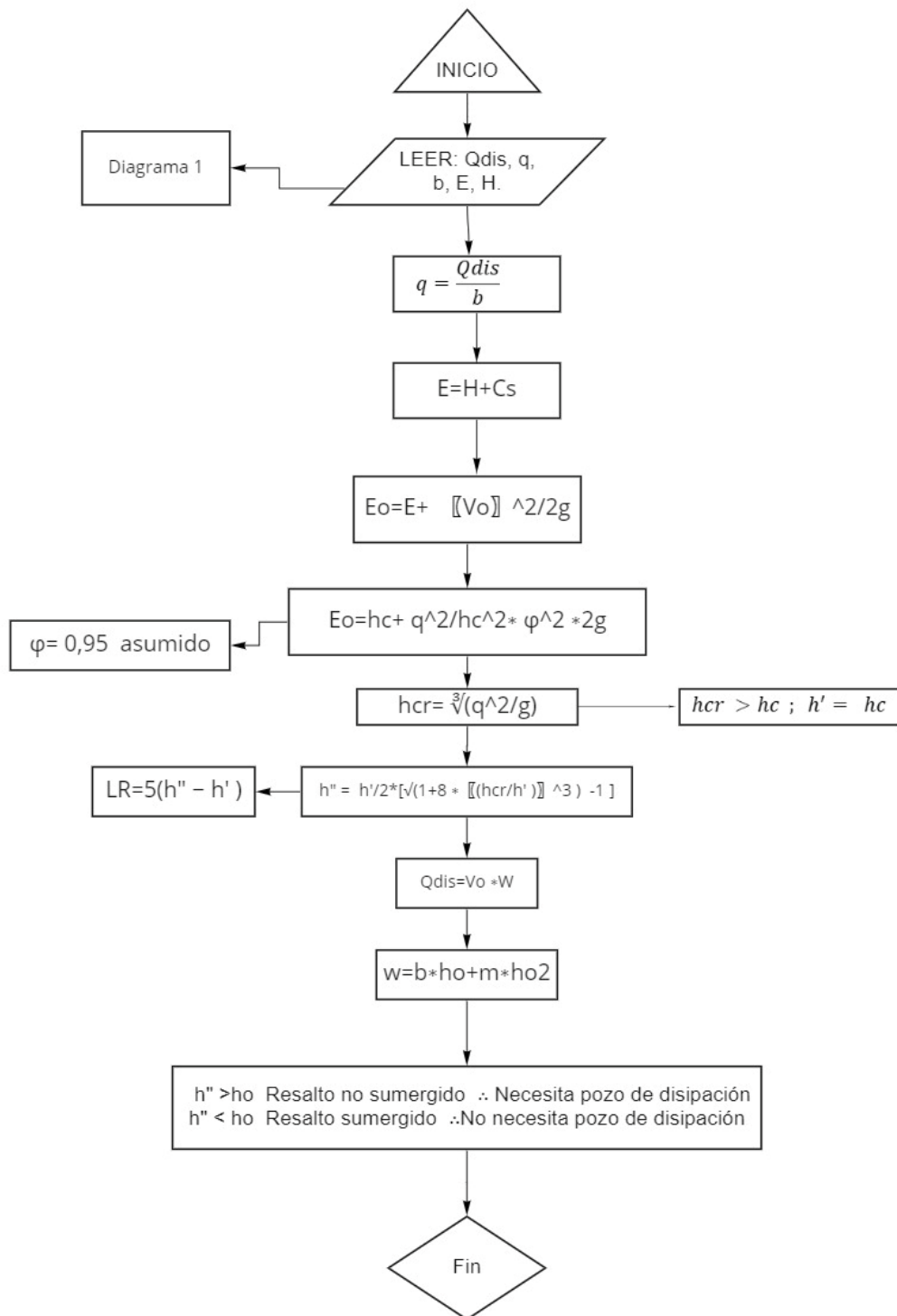
Determinación del frente del vertedero.



Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 2

Análisis de la disipación de energía al pie del vertedero de entrada.

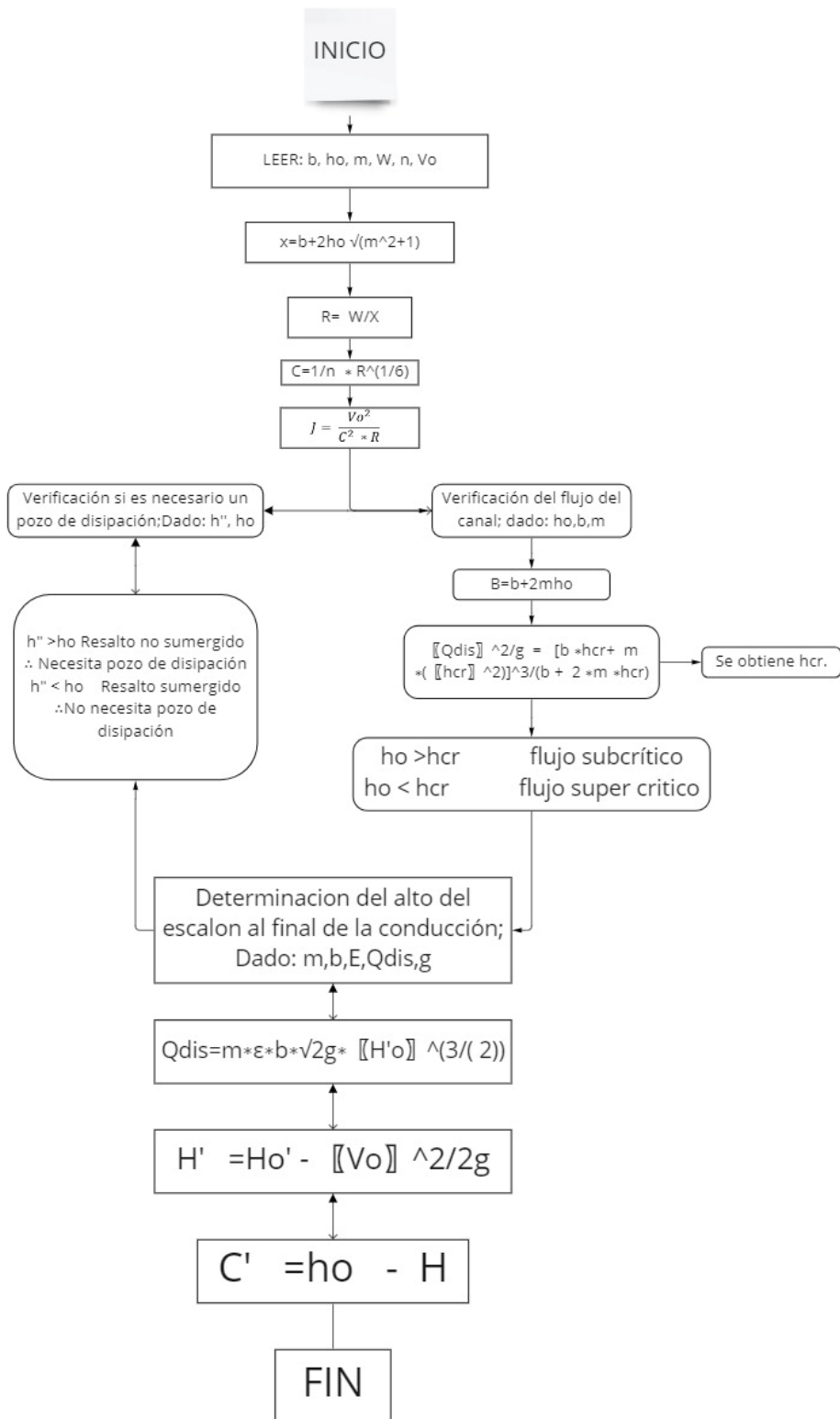


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 3

Dimensionamiento del canal de transición.

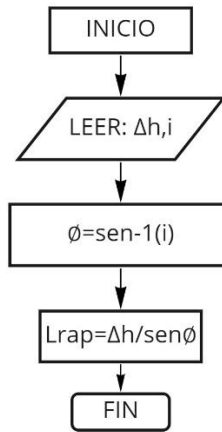


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 4

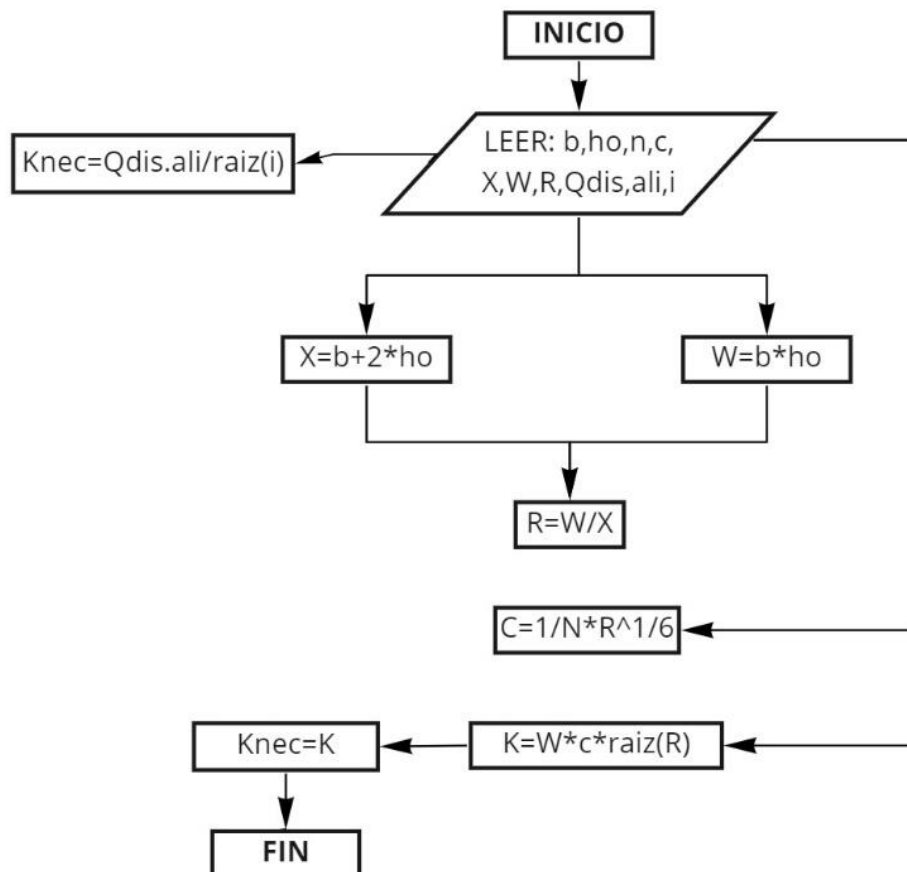
Determinación de la obra de desfogue, Calculo de longitud de la rápida.



Elaborado por: Autoras

DIAGRAMA 5.

Determinación de la profundidad de flujo de la rápida.

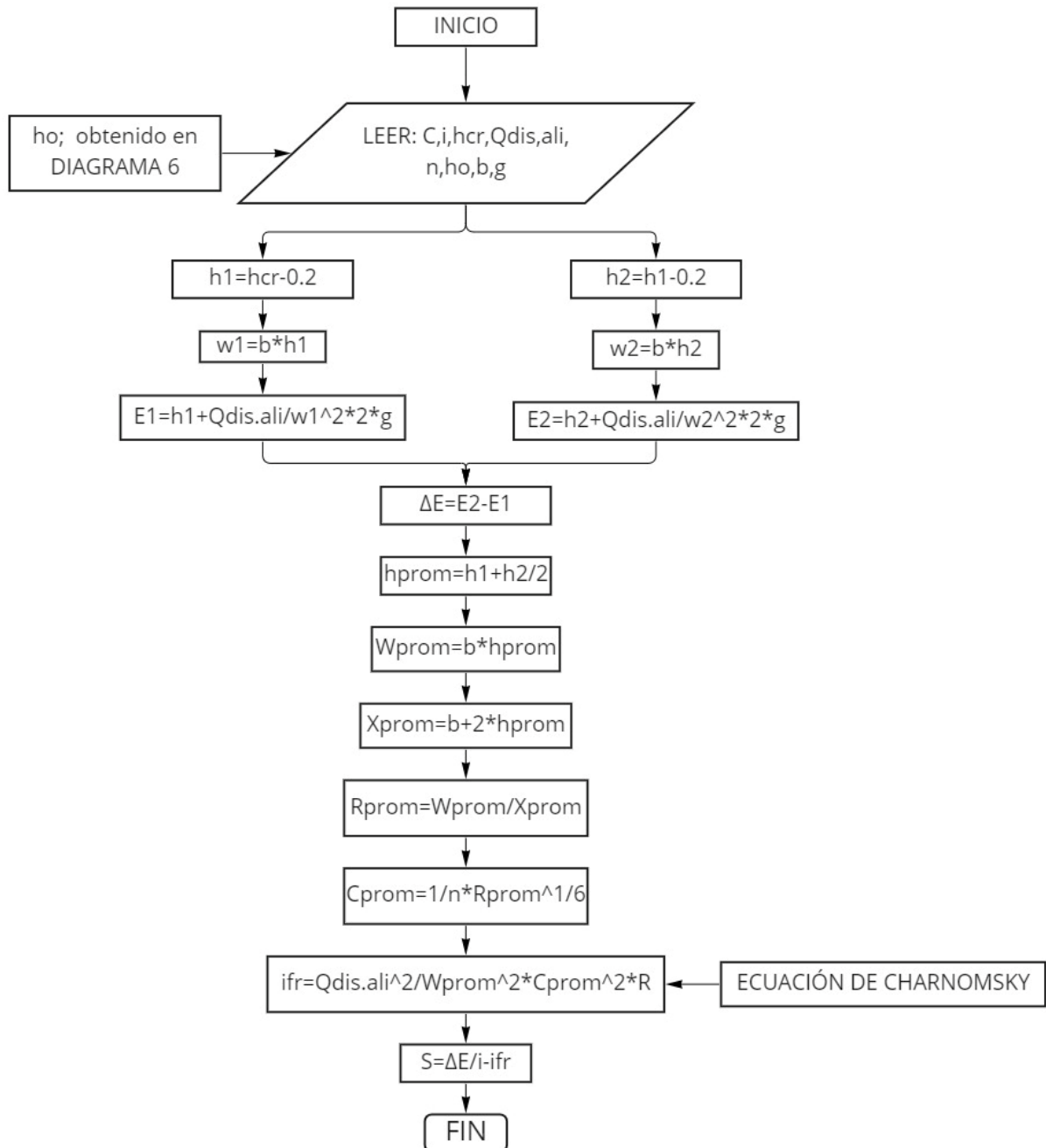


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 6.

Construcción de la curva de superficie libre tipo bII.

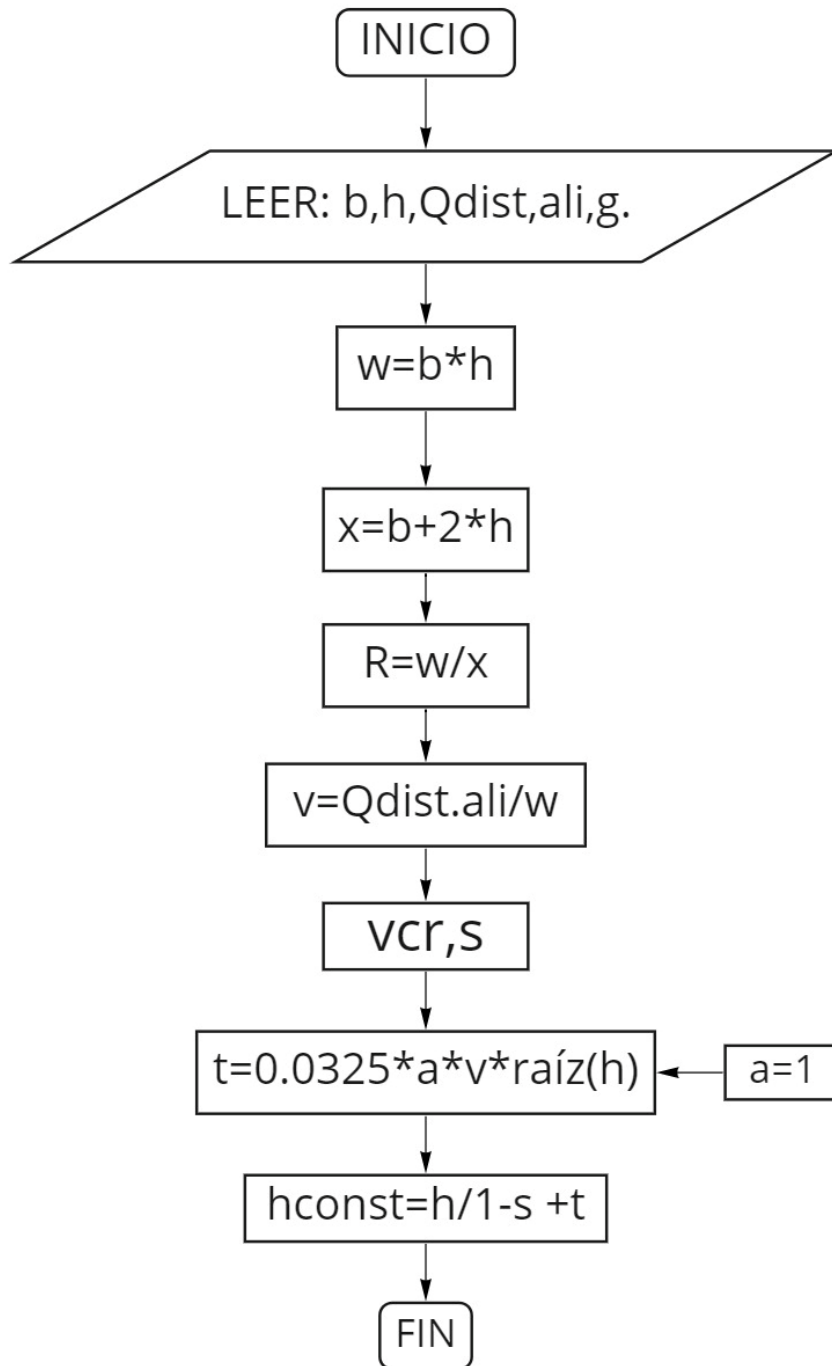


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 7.

Determinación de la altura del muro lateral de la rápida y del espesor de losa.

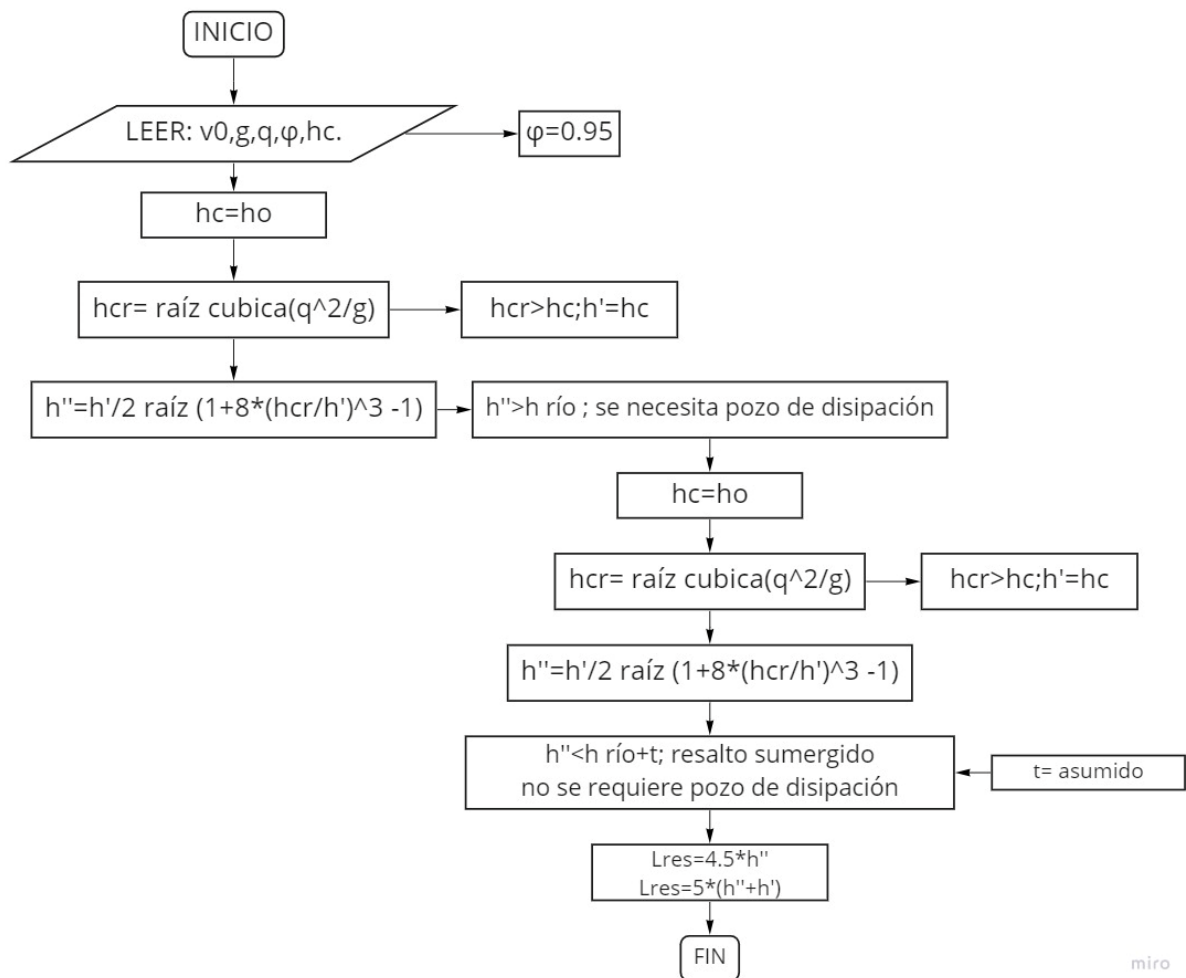


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 8.

Determinación de la obra de disipación el final de la rápida.

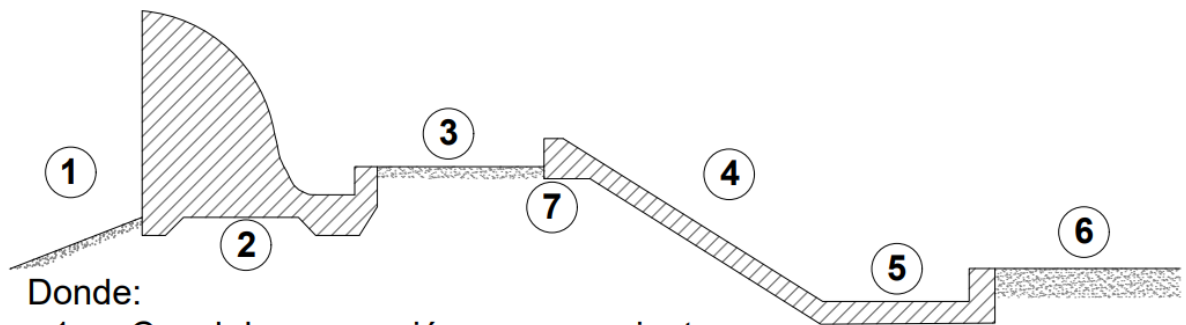


Elaborado por: Las Autoras

3.2. PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS DE LOS PARAMETROS PARA EL DISEÑO DEL ALIVIADERO DE LADERA SUPERICIAL CON EVACUACIÓN FRONTAL.

Figura 27.

Aliviadero de entrada sin compuerta y con evacuación frontal.



Donde:

- 1: Canal de excavación o acercamiento.
- 2: Vertedero de ingreso al aliviadero, con pozo de disipación si es necesario.
- 3: Canal de transición.
- 4: Obra de desfogue.
- 5: Obra de disipación.
- 6: Río.
- 7: Escalón al final del canal de transición.

Elaborado por: Las Autoras

Se mostrarán ejemplos de cálculo de la determinación de los elementos que intervienen en el aliviadero.

3.2.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Para nuestro cálculo vamos a tener valores asumidos de acuerdo con la teoría obtenida por el estudio e investigación de esta.

3.2.2. Ejemplo de cálculo para la determinación del frente del vertedero (b).

Dado:

Caudal de diseño= 200 m³/s

Velocidad máx. permisible=0.85 m²/s

3.2.2.1. Ecuación del coeficiente de descarga(m)

$$m = 0,504 - 0,012 \frac{H}{Cs}$$

3.2.2.2. Ejemplo de cálculo de la carga total o dinámica del vertedero.

$$H_o = H + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$H_o = 3 + \frac{0,85^2}{2 * 9,81}$$

$$H_o = 3,08 \text{ m}$$

3.2.2.3. Ejemplo de cálculo de la altura de la pared del vertedero.

$$Q_{dis} = W_o * V_o$$

$$Q_{dis} = b(H + Cs) * V_o$$

$$Cs = \frac{Q_{dis}}{b * V_o} - H$$

3.2.2.4. Ejemplo de cálculo del coeficiente de contracción lateral.

Para este cálculo vamos a asumir un coeficiente de muro de 0,7 por la forma del muro.

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \xi m * \frac{H_o}{b}$$

3.2.2.5. Ejemplo de cálculo del frente del vertedero.

Con la ecuación general del vertedero, iteramos la ecuación para la obtención del frente del vertedero. Asumiendo un valor de carga del vertedero (H=3).

$$Q = m * \varepsilon * b * \sqrt{2g} * Ho^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = \left(0,504 - 0,012 * \frac{H}{\frac{Qdis}{b * Vo} - H} \right) * \left(1 - 0,2 * \xi m * \frac{Ho}{b} \right) * b * \sqrt{2 * g} * Ho^{\frac{3}{2}}$$

$$200 = \left(0,504 - 0,012 * \frac{3}{\frac{200}{b * 0,85} - 3} \right) * \left(1 - 0,2 * 0,7 * \frac{3,04}{b} \right) * (b) * \sqrt{2 * 9,81} * 3,04^{\frac{3}{2}}$$

b	ecuación
17,50	200,33

3.2.2.6. Verificación del coeficiente de descarga y la altura del escalón.

$$Cs = \frac{Qdis}{b * Vo} - H$$

$$Cs = \frac{200}{(17,50 * 0,85)} - 3$$

$$Cs = 10,44 \text{ m}$$

$$m = 0,504 - 0,012 \frac{H}{Cs}$$

$$m = 0,504 - 0,012 * \frac{3}{10,44}$$

$$m = 0,501$$

$$0,15 \leq \frac{Cs}{H} \leq 3$$

$$\frac{Cs}{H} \leq 3 ; m = 0,504 - 0,012 \frac{H}{Cs}$$

$$\frac{Cs}{H} \geq 3 ; m = 0,504 \frac{Cs}{H} = \frac{10.44}{3} = 3,5$$

$$\therefore m = 0,504$$

3.2.2.7. Recalculamos el coeficiente de contracción con el coeficiente de descarga corregido.

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \xi m * \frac{Ho}{b}$$

$$\varepsilon = 1 - 0,2 * (0,7) * \frac{3.04}{17.5}$$

$$\varepsilon = 0,98$$

3.2.2.8. Realizamos el reajuste del ancho del vertedero

$$Q = m * \varepsilon * b * \sqrt{2g} * Ho^{\frac{3}{2}}$$

$$b = \frac{Q_{dis}}{m \varepsilon \sqrt{2g} Ho^{\frac{3}{2}}}$$

$$b = \frac{200}{0,504 * 0,98 * \sqrt{2 * 9.813,04^{\frac{3}{2}}}}$$

$$b = 17.47 m$$

3.2.3. Ejemplo de cálculo del análisis del resalto Hidráulico

Para el análisis hidráulico debemos tomar en consideración ciertos criterios que serán asumidos para la obtención de los resultados que se requiera.

3.2.3.1. Determinación del caudal unitario (q)

$$q = \frac{Q_{dis}}{b}$$

$$q = \frac{200}{17.5}$$

$$q = 11.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.3.2. Determinación de la energía específica (E)

$$E = H + Cs + a$$

$$E = 3 + 10.44 + 2$$

$$E = 15.45 \text{ m}$$

3.2.3.3. Determinación de la energía específica total (Eo)

$$E_o = E + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$E_o = 15.45 + \frac{0.85^2}{2(9.81)}$$

$$E_o = 15.48 \text{ m}$$

3.2.3.4. Determinación de la profundidad contraída (hc)

$$E_o = hc + \frac{q^2}{hc^2 * \varphi^2 * 2g}$$

$$15.48 = hc + \frac{11.45^2}{hc^2 * 0.95^2 * 2 * 9.81}$$

Hc	0,71
ecuación	15,39

$$\therefore hc = 0.71 \text{ m}$$

3.2.3.5. Determinación de la primera conjugada (h')

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{11.45^2}{9.81}}$$

$$hcr = 2.37 \text{ m}$$

$hcr > hc$; $h' = hc$ \therefore la primera conjugada es igual a la profundidad critica

$$\therefore h' = hc$$

$$h' = 0.71m$$

3.2.3.6. Determinación de la segunda conjugada (h'')

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{hcr}{h'}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{0.71}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{2.37}{0.71}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 5.15 m$$

3.2.3.7. Determinación de la altura del flujo en el canal de transición (ho) para una canal trapezoidal con velocidad máxima permisible

3.2.3.7.1. Cálculo de la sección del canal

$$Qdis = Vo * W$$

$$w = \frac{Qdis}{Vo}$$

$$w = \frac{200}{0,85}$$

$$w = 235.29 m^2$$

3.2.3.7.2. Cálculo de la altura del flujo del canal (ho).

$$w = b * ho + m * ho^2$$

$$235.29 = 17.47 * ho + 1 * ho^2$$

ho=	8,92
ecuación	235,41

$$h_o = 8.92 \text{ m}$$

$h'' > h_o$ Resalto desplazado \therefore Necesita pozo de disipación

$h'' \leq h_o$ Resalto no desplazado \therefore No necesita pozo de disipación

\therefore Resalto no desplazado por lo cual no necesita pozo de disipación

3.2.3.7.3. Determinación de la longitud de resalto

$$LR = 5(h'' - h')$$

$$LR = 5(4.98 - 0.75)$$

$$LR = 21.15 \text{ m}$$

3.2.4. Ejemplo de cálculo para el dimensionamiento del canal de transición.

3.2.4.1. Determinación del perímetro mojado (X)

$$x = b + 2h_o \sqrt{m^2 + 1}$$

$$x = 17.47 + 2(8.92) \sqrt{1^2 + 1}$$

$$x = 42.70 \text{ m}$$

3.2.4.2. Determinación del radio hidráulico (R)

$$R = \frac{W}{X}$$

$$R = \frac{235.29}{43.27}$$

$$R = 5.51 \text{ m}$$

3.2.4.3. Determinación del coeficiente de Chezy (C).

$$C = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

$$C = \frac{1}{0,018} * 5.51^{\frac{1}{6}}$$

$$C = 73.83 \frac{m^{\frac{1}{2}}}{s}$$

3.2.4.4. Determinación de la pendiente del canal (J)

$$J = \frac{V_0^2}{C^2 * R}$$

$$J = \frac{0,85^2}{110.75^2 * 5.51}$$

$$J = 2.40 \times 10^{-5}$$

3.2.4.5. Verificación que el flujo en el canal sea subcrítico

3.2.4.5.1. Ancho en superficie libre (B)

$$B = b + 2m * h_0$$

$$B = 17.47 + 2 * 1 * 8.92$$

$$B = 35.31 \text{ m}$$

3.2.4.5.2. Determinación de la profundidad crítica en el canal de transición

$$\frac{Qdis^2}{g} = \frac{Wcr^3}{Bcr}$$

$$\frac{Qdis^2}{g} = \frac{200^2}{9.81} = 4077.47$$

$$\frac{Qdis^2}{g} = \frac{[b * hcr + m * (hcr^2)]^3}{b + 2 * m * hcr}$$

$$4077.47 = \frac{[17.47 * hcr + 1 * (hcr^2)]^3}{17.47 + 2 * 1 * hcr}$$

hcr=	2,26
Ecuación	4032,0772

$$hcr = 2.26 \text{ m}$$

$h_o > h_{cr}$ flujo subcritico

$h_o < h_{cr}$ flujo super critico

∴ El flujo en el canal de transicion de subcritico

3.2.4.6. Análisis para verificación si es necesario un pozo de disipación

$h'' > h_o$ Resalto desplazado ∴ Necesita pozo de disipacion

$h'' \leq h_o$ Resalto no desplazado ∴ No necesita pozo de disipacion

$h'' > h_o$

$h'' < h_o$

∴ No necesita pozo de disipacion

3.2.4.7. Determinación del alto del escalón al final del canal de conducción

asumiendo que la línea de superficie libre en el canal es horizontal,

asumiendo un $m = 0,43$.

$$Q = m * \varepsilon * b * \sqrt{2g} * H'o^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = m * (1 - 0,2 * \xi m * \frac{H'o'}{b}) * b * \sqrt{2g} * H'o^{\frac{3}{2}}$$

$$240 = 0,43 * (1 - 0,2 * 0,7 * \frac{H'o'}{17,47}) * 17,47 * \sqrt{2g} * H'o^{\frac{3}{2}}$$

Ho' =	3,40
ecuación	202,94

∴ $H'o' = 3,40 m$

3.2.4.8. Determinación de la carga H' y C' en el canal de conducción.

$$H' = Ho' - \frac{Vo'^2}{2g}$$

$$H' = 3.40 - \frac{0,85^2}{2 * 9,81}$$

$$H' = 3.24 \text{ m}$$

$$C' = ho - H$$

$$C' = 8.92 - 3.24$$

$$C' = 5.68 \text{ m}$$

3.2.5. Dimensionamiento de la obra de desfogue.

Para la obra de desfogue se asumirá una rápida.

3.2.5.1. Determinación de la longitud de la rápida.

- La pendiente del terreno en el trayecto de la obra de desfogue $i=0,20$
Conocido el desnivel entre la cresta del vertedero al final del canal de transición y la cota del fondo del río en el sitio de restitución de los caudales de crecida (40 m) y la pendiente de la rápida (0,2) se determina la longitud de esta construcción.
- Conocido el desnivel entre la cresta del vertedero

$$\Delta h = 40$$

$$i = \text{sen} \phi$$

$$\phi = \text{sen}^{-1} 0.2$$

$$\phi = 11.54^\circ$$

$$\text{sen } \phi = \frac{\Delta h}{Lrap}$$

$$Lrap = \frac{\Delta h}{\text{sen}\phi}$$

$$Lrap = \frac{40}{\text{sen}(11.54)}$$

$$Lrap = 200 \text{ m}$$

3.2.5.2. Determinación de la profundidad normal h_o de flujo en la rápida, es decir de la profundidad que se tendría en caso de que el movimiento sea uniforme

Para la determinación de la profundidad de flujo de la obra de desfogue se utilizará la ecuación de Chezy.

$$Q = wc\sqrt{R}$$

3.2.5.3. Determinación del módulo de caudal necesario.

$$K_{nec} = \frac{Q_{dist, ali}}{\sqrt{i}}$$

$$K_{nec} = \frac{200}{\sqrt{0.2}}$$

$$K_{nec} = 447.21 \text{ m}^3/s$$

3.2.5.4. Determinación la sección de flujo del canal de transición.

$$W = b * h_o$$

$$W = 17.47 * h_o$$

3.2.5.5. Determinación el perímetro mojado.

$$X = b + 2 * ho$$

$$X = 17.47 + 2 * ho$$

3.2.5.6. Determinación del radio hidráulico.

$$R = \frac{W}{X}$$

$$R = \frac{17.47 * ho}{17.47 + 2 * ho}$$

3.2.5.7. Determinación del coeficiente de Chezy.

$$c = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

$$c = \frac{1}{0.012} * \left(\frac{17.47ho}{17.47 + 2 * ho} \right)^{\frac{1}{6}}$$

3.2.5.8. Módulo de caudal.

$$K = W * c * \sqrt{R}$$

La profundidad del flujo se obtiene mediante un proceso de iteraciones en la cual se asumen valores de profundidad hasta que el módulo de caudal necesario tiene que igualarse al módulo de caudal.

Tabla 6.

Determinación de la profundidad de flujo.

H	1	0,66	ho=	0,66
W	17,47	11,53		
X	35,94	35,60	Knec	447,21
R	0,486	0,324	k ≈ Knec	
C	73,89	69,06		

K	900,08	453,18
----------	--------	--------

Elaborado por: Las Autoras

3.2.5.9. Determinación del caudal unitario

$$q = \frac{Q_{dis}}{b}$$

$$q = \frac{200}{17.5}$$

$$q = 11.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.5.10. Determinación de la profundidad crítica

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{11.45^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 2.37 \text{ m}$$

3.2.5.11. Determinación del tipo de flujo.

$$h_o < h_{cr}$$

$$0.66 \text{ m} < 2.37 \text{ m}$$

Flujo supercrítico de variación suave

Curva de caída tipo bII

3.2.5.12. Construcción de la curva de superficie libre tipo bII.

Para la construcción de la curva se utilizará la ecuación de Chernosky, mediante iteraciones de profundidad.

$$h_1 = h_{cr} - 0.2$$

$$h_1 = 2.37 - 0.2$$

$$h_1 = 2.17 \text{ m}$$

$$h_2 = h_1 - 0.2$$

$$h_2 = 2.17 - 0.2$$

$$h_2 = 1.97 \text{ m}$$

3.2.5.13. Determinación de la velocidad de flujo de la sección.

$$v_1 = \frac{q}{h_1}$$

$$v_1 = \frac{11.45}{2.17}$$

$$v_1 = 5.27 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \frac{q}{h_2}$$

$$v_2 = \frac{11.45}{1.97}$$

$$v_2 = 5.80 \text{ m/s}$$

3.2.5.14. Determinación de la energía específica total de la sección.

$$E_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$E_1 = 2.17 + \frac{5.27^2}{2 * 9.81}$$

$$E_1 = 3.59 \text{ m}$$

$$E_2 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$E_2 = 1.97 + \frac{5.80^2}{2 * 9.81}$$

$$E_2 = 3.69$$

3.2.5.15. Determinación de la variación de la energía.

$$\Delta E = E_2 - E_1$$

$$\Delta E = 3.69 - 3.59$$

$$\Delta E = 0.10$$

3.2.5.16. Determinación de la profundidad promedio de flujo.

$$h_{prom} = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$$h_{prom} = \frac{2.17 + 1.97}{2}$$

$$h_{prom} = 2.07 \text{ m}$$

3.2.5.17. Determinación de la sección de flujo promedio de flujo.

$$W_{prom} = b * h_{prom}$$

$$W_{prom} = 17.47 * 2.07$$

$$W_{prom} = 36.21 \text{ m}^2$$

3.2.5.18. Determinación del perímetro mojado promedio de flujo.

$$X_{prom} = b + 2 * h_{prom}$$

$$X_{prom} = 17.47 + 2 * 2.07$$

$$X_{prom} = 21.62 \text{ m}$$

3.2.5.19. Determinación del radio hidráulico promedio de flujo.

$$R = \frac{W_{prom}}{X_{prom}}$$

$$R = \frac{36.21}{21.62}$$

$$R = 1.68 \text{ m}$$

3.2.5.20. Determinación del coeficiente de chezy.

$$c = \frac{1}{n} * R_{prom}^{\frac{1}{6}}$$

$$c = \frac{1}{0.012} * (1.68)^{\frac{1}{6}}$$

$$c = 90.82 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$$

3.2.5.21. Determinación de la gradiente de fricción.

$$ifr = \frac{Q^2}{W_{prom}^2 * C^2 * R_{prom}}$$

$$ifr = \frac{200^2}{36.21^2 * 90.82^2 * 1.68}$$

$$ifr = 0.0022$$

3.2.5.22. Determinación de la distancia entre h_1 y h_2 .

$$\Delta S = \frac{\Delta E}{i - ifr}$$

$$\Delta S = \frac{0.01}{0.1 - 0.0022}$$

$$\Delta S = 0.51 \text{ m}$$

3.2.5.23. Tabla de iteraciones para el tramo de la curva tipo bII

Tabla 7.

Iteraciones en cada tramo para la construcción de la curva tipo bII, Q=200 m³/s, H=3

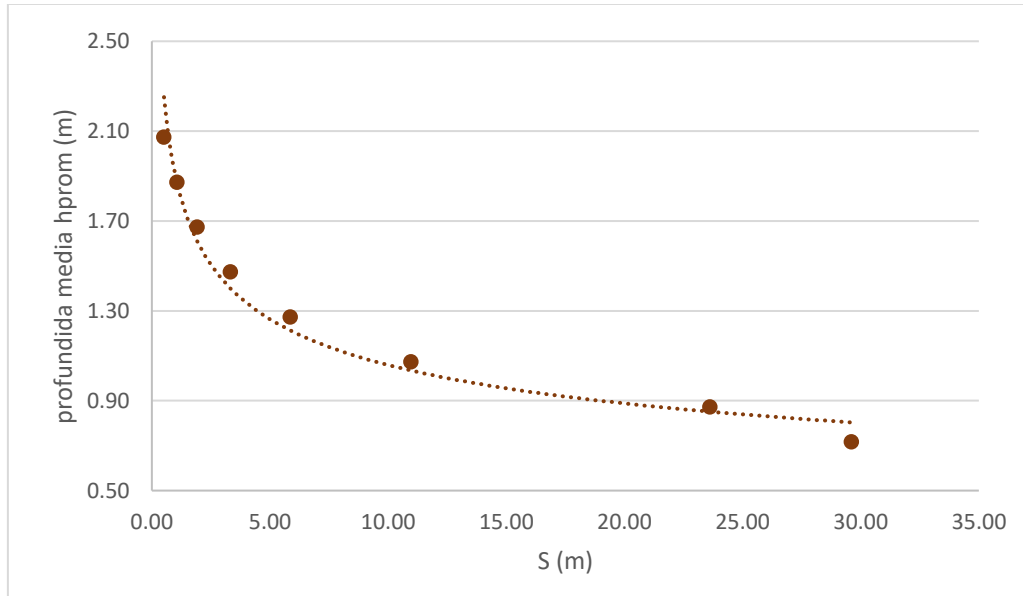
m.

		v	E	ΔE	Hprom	Wprom	Xprom	Rprom	Cprom	Ifr	S
h1	2,17	5,27	3,59								
				0,10	2,07	36,21	21,62	1,68	90,82	0,0022	0,51
h2	1,97	5,80	3,69								
				0,21	1,87	32,72	21,22	1,54	89,57	0,0030	1,06
	1,77	6,46	3,90								
				0,37	1,67	29,22	20,82	1,40	88,18	0,0043	1,92
	1,57	7,28	4,27								
				0,64	1,47	25,73	20,42	1,26	86,61	0,0064	3,33
	1,37	8,34	4,92								
				1,11	1,27	22,24	20,02	1,11	84,81	0,0101	5,86
	1,17	9,76	6,03								
				2,00	1,07	18,74	19,62	0,96	82,70	0,0174	10,97
	0,97	11,77	8,03								
				3,93	0,87	15,25	19,22	0,79	80,18	0,0337	23,62
	0,77	14,81	11,96								
				3,59	0,72	12,60	18,91	0,67	77,88	0,0623	26,08
	0,67	17,09	15,55								

Elaborado por: Las Autoras

Figura 28.

Curva de caída tipo BII, $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=3 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

3.2.5.24. Determinación de la altura del muro lateral y espesor de la losa.

La altura libre del muro y el espesor de losa se determina mediante un proceso de iteraciones de profundidad.

$$h = 2.17 \text{ m}$$

3.2.5.25. Determinación de la sección de flujo del canal de transición.

$$W = b * h$$

$$W = 17.47 * 2.17$$

$$W = 37.96 \text{ m}^2$$

3.2.5.26. Determinación del perímetro mojado.

$$X = b + 2 * h$$

$$X = 17.47 + 2 * 2.17$$

$$X = 21.82 \text{ m}$$

3.2.5.27. Cálculo del radio hidráulico.

$$R = \frac{W}{X}$$

$$R = \frac{37.96}{21.82}$$

$$R = 1.74 \text{ m}$$

3.2.5.28. Cálculo de la velocidad de flujo.

$$v = \frac{Q_{dis.ali}}{W}$$

$$v = \frac{200}{37.96}$$

$$v = 5.27 \text{ m/s}$$

3.2.5.29. Cálculo de la velocidad crítica.

$$V_{cr} = 6.03 * \sqrt{g + R * \cos\phi} * \sqrt{1 + 0.001 * \frac{1}{R^2} * \left(1 + \frac{8.7 * n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)^{-1}}$$

$$V_{cr} = \sqrt{9.81 * 1.74 * \cos(5.71)} * \sqrt{1 + 0.001 * \frac{1}{1.74^2} * \left(1 + \frac{8.7 * 0.012}{1.74^{\frac{1}{6}}}\right)^{-1}}$$

$$V_{cr} = 18.6 \text{ m/s}$$

3.2.5.30. Cálculo del coeficiente de aireación.

$$S = \frac{\left(0.035 + \frac{3.2(n - n')}{R^{\frac{1}{6}}}\right) * \sqrt{\frac{V^2}{g * R} - 44.6 * \left(1 + \frac{8.7 * n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)^{-2}}}{1 + \left(0.035 + \frac{3.2(n - n')}{R^{\frac{1}{6}}}\right) * \sqrt{\frac{V^2}{g * R} - 44.6 * \left(1 + \frac{8.7 * n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)^{-2}}}$$

$$s = \frac{\left(0.035 + \frac{3.2(0.012 - 0.009)}{1.74^{\frac{1}{6}}}\right) * \sqrt{\frac{5.27^2}{9.81 * 1.74} - 44.6 * \left(1 + \frac{8.7 * 0.012}{1.74^{\frac{1}{6}}}\right)^{-2}}}{1 + \left(0.035 + \frac{3.2(0.012 - 0.009)}{1.74^{\frac{1}{6}}}\right) * \sqrt{\frac{5.27^2}{9.81 * 1.74} - 44.6 * \left(1 + \frac{8.7 * 0.012}{1.74^{\frac{1}{6}}}\right)^{-2}}}$$

$$S = 0$$

3.2.5.31. Cálculo del espesor de losa (t)

$$t = 0.0325 * a * v * \sqrt{h}$$

$$t = 0.0325 * 1 * 5.27 * \sqrt{2.17}$$

$$t = 0.25m$$

3.2.5.32. Cálculo de la altura constructiva del muro (hconst)

$$h_{cost} = \frac{h_1}{1 - s} + t$$

$$h_{cost} = \frac{2.17}{1 - 0} + 0.25$$

$$h_{cost} = 2.43 m$$

Tabla 8.

Iteraciones para la obtención de la h constructiva, Q= 200 m³/s, H=3 m.

h	w	x	R	v	vcr	s	t	hcost
2,17	37,96	21,82	1,74	5,27	18,637	0	0,25	2,43
1,97	34,47	21,42	1,61	5,80	18,512	0	0,26	2,24
1,77	30,97	21,02	1,47	6,46	18,380	0	0,28	2,05
1,57	27,48	20,62	1,33	7,28	18,239	0	0,30	1,87
1,37	23,98	20,22	1,19	8,34	18,090	0	0,32	1,69
1,17	20,49	19,82	1,03	9,76	17,929	0	0,34	1,52
0,97	16,99	19,42	0,88	11,77	17,754	0	0,38	1,35
0,77	13,50	19,02	0,71	14,81	17,563	0	0,42	1,20
0,66	11,53	18,79	0,61	17,34	17,446	0	0,46	1,12

Elaborado por: Las Autoras

3.2.6. Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida.

$$hc = 0.66 \text{ m}$$

3.2.6.1. Determinación de la profundidad crítica.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{11.45^2}{9.81}}$$

$$h_{cr} = 2.37 \text{ m}$$

3.2.6.2. Determinación de la primera conjugada.

Si $h_{cr} > hc$; $h' = hc$ \therefore la primera conjugada es igual a la profundidad crítica

$$\therefore h' = hc$$

$$h' = 0.66 \text{ m}$$

3.2.6.3. Determinación de la Segunda Conjugada (h'')

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{cr}}{h'}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{0.66}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{2.37}{0.66}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 6.36 \text{ m}$$

Asumimos un valor de $h_{rio} = 3 \text{ m}$

Si $h'' > h_{rio}$

$$6.36 > 3 \text{ m}$$

\therefore El resalto hidráulico es desplazado y se necesita pozo de disipación

3.2.6.4. Dimensionamiento del pozo de disipación.

$$t = h'' - \text{horio}$$

$$t = 5.89 - 3$$

$$t = 2.89 \text{ m asumo } t = 4 \text{ m}$$

3.2.6.5. Determinación de la profundidad contraída.

$$hc = 0.66 \text{ m}$$

3.2.6.6. Determinación de la profundidad crítica.

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{11.45^2}{9.81}}$$

$$hcr = 2.37 \text{ m}$$

3.2.6.7. Determinación de la primera conjugada.

$$\text{Si } hcr > hc ; h'1 = hc \quad \therefore$$

la primera conjugada es igual a la profundidad crítica

$$\therefore h'1 = hc$$

$$h'1 = 0.66 \text{ m}$$

3.2.6.8. Determinación de la Segunda Conjugada (h'')

$$h''1 = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{hcr}{h'}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h''1 = \frac{0.66}{2} \left[\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{2.37}{0.66'}\right)^3} - 1 \right]$$

$$h''1 = 6.36 \text{ m}$$

3.2.6.9. Comparación de la segunda conjugada con la profundidad del río.

Si $h''1 < h_o \text{ río} + t$;

$$6.36 < 3 + 4$$

$$6.36 < 7 \text{ m}$$

El resalto hidráulico es sumergido y no se necesita pozo de disipación

3.2.6.10. Determinación de la longitud del resalto hidráulico.

$$L_{res} = 4.5h''1$$

$$L_{res} = 4.5 * 6.36$$

$$L_{res} = 28.63 \text{ m}$$

$$L_{res} = 5(h''1 - h'1)$$

$$L_{res} = 5(6.36 - 0.66)$$

$$L_{res} = 28.51 \text{ m}$$

3.3. ANALISIS DE RESULTADOS

Se lo realiza mediante la comparación de los resultados obtenidos por medio del algoritmo elaborado para la variación de caudales, carga, caudal unitario.

Mediante el algoritmo se pudo observar que a un mayor caudal de diseño dado el frente del vertedero de ingreso al aliviadero es mayor tal como se muestra en el gráfico 2 comparativo realizado.

Tabla 9.

Relación caudal de diseño, frente del vertedero de ingreso.

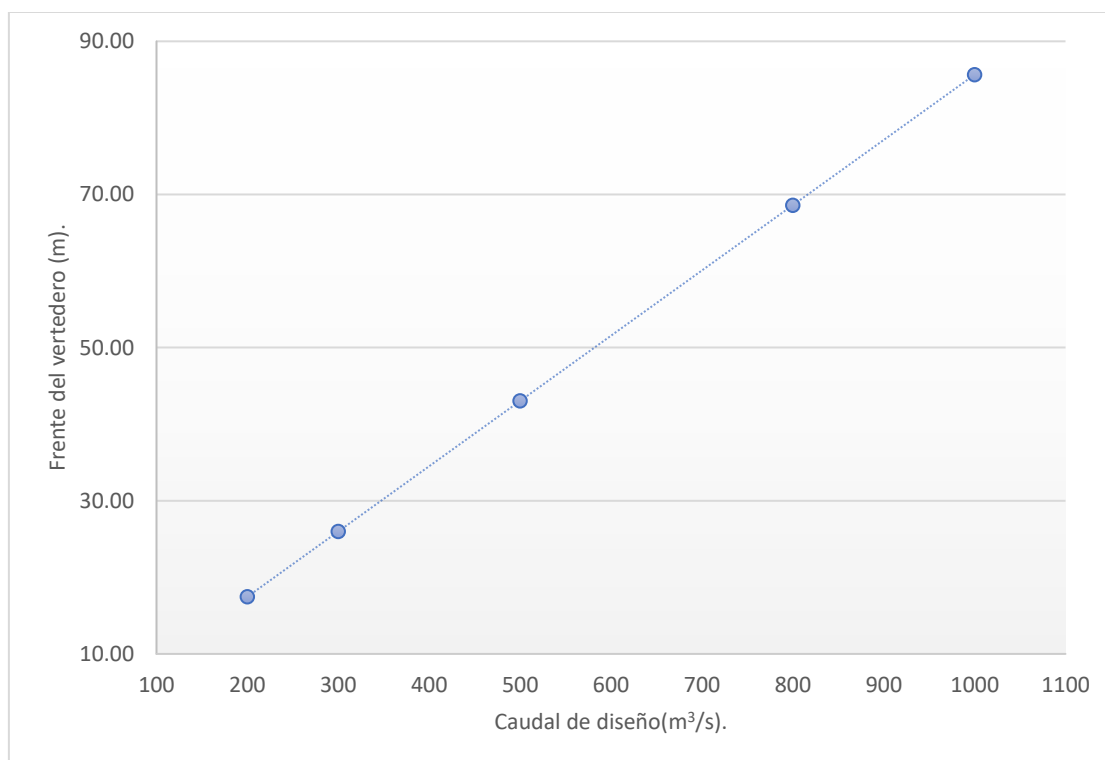
Q (m³/s)	200	b (m)	17,47
----------	-----	-------	-------

Q (m ³ /s)	300	b (m)	25,99
Q (m ³ /s)	500	b (m)	43,03
Q (m ³ /s)	800	b (m)	68,60
Q (m ³ /s)	1000	b (m)	85,66

Elaborado por: Las Autoras

Figura 29.

Relación entre el Caudal de diseño del aliviadero y el frente del vertedo de ingreso al aliviadero.



Elaborado por: Las Autoras

Mediante el siguiente gráfico 3 comparativo se puede observar como el caudal de diseño del aliviadero, la base del frente del vertedero incide en el cálculo del caudal unitario, se observa como el valor va creciendo relativamente a medida que los valores antes mencionados van aumentando.

Tabla 10.

Relación caudal de diseño, caudal unitario.

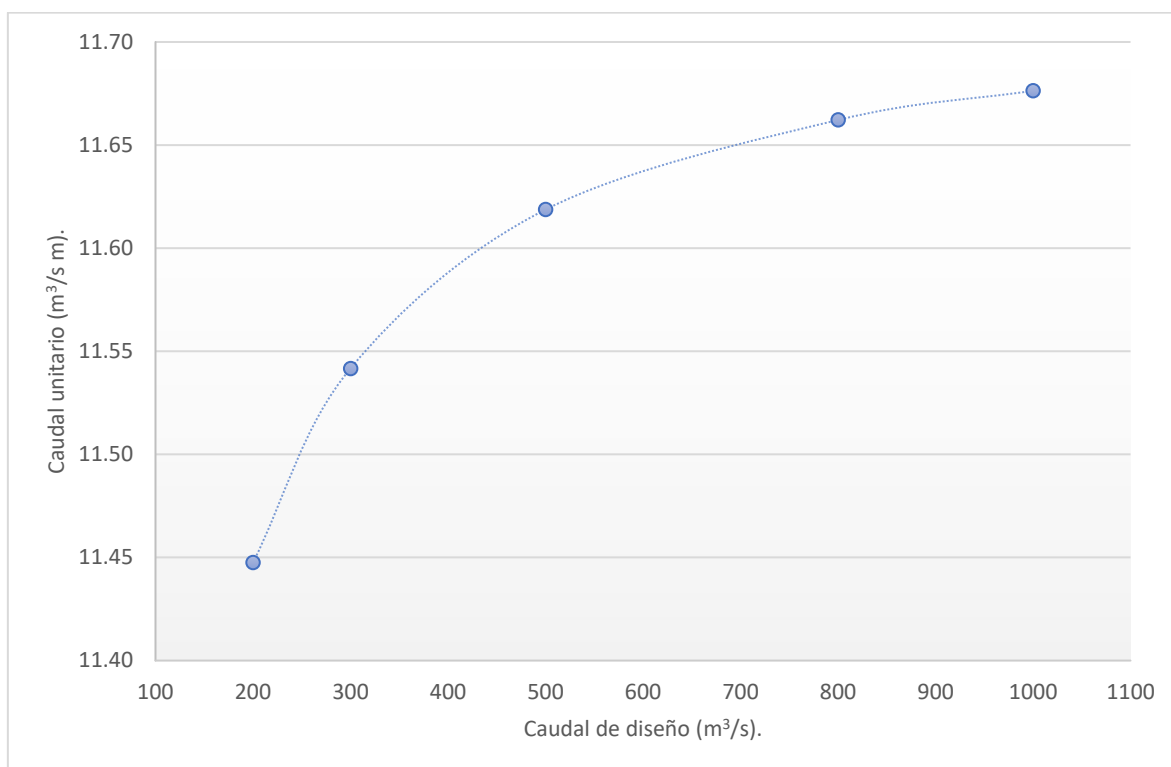
Q (m ³ /s)	200	q (m ³ /s m)	11,45
Q (m ³ /s)	300	q (m ³ /s m)	11,54

Q (m ³ /s)	500	q (m ³ /s m)	11,62
Q (m ³ /s)	800	q (m ³ /s m)	11,66
Q (m ³ /s)	1000	q (m ³ /s m)	11,67

Elaborado por: Las Autoras

Figura 30.

Relación entre el Caudal de diseño del aliviadero y el caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

En el algoritmo realizado para la variación de carga manteniendo un mismo caudal se observó que mientras más alto sea su valor, el resultado obtenido del frente del vertedero es menor y por consiguiente el valor de caudal unitario es mayor.

En los gráficos 4,5,7,8,9; presentados a continuación se muestra cómo influye el valor de carga en la obtención de resultados.

Tabla 11.

Relación caudal de diseño $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.

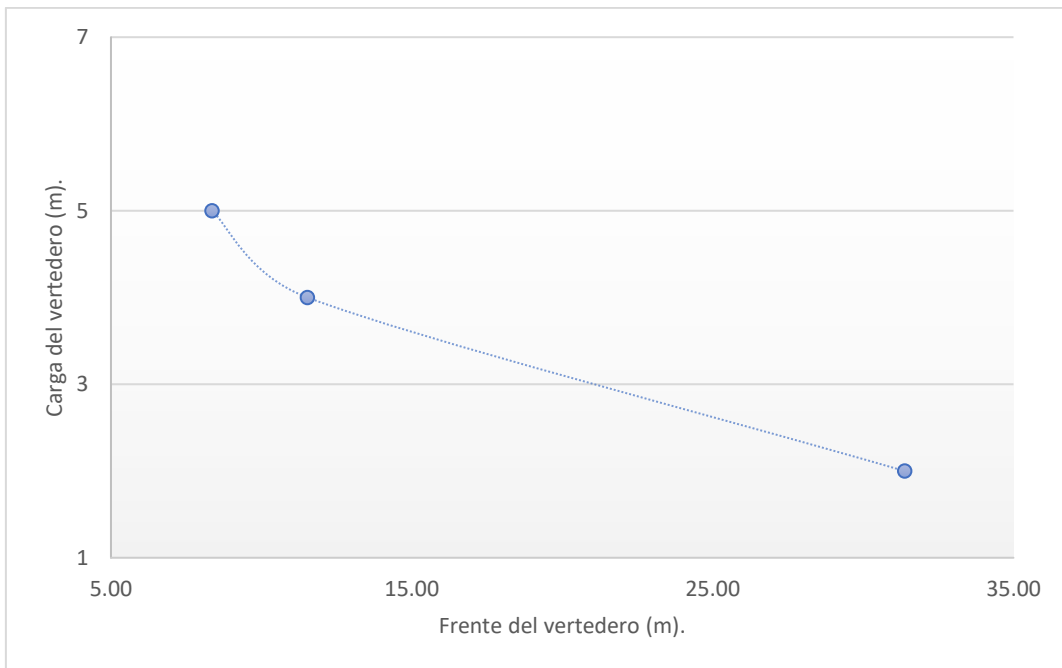
Q (m ³ /s)	200	H (m)	2	b (m)	31,38	q (m ³ /s m)	6,4
-----------------------	-----	-------	---	-------	-------	-------------------------	-----

Q (m ³ /s)	200	H (m)	4	b (m)	11,53	q (m ³ /s m)	17,3
Q m ³ /s)	200	H (m)	5	b (m)	8,36	q (m ³ /s m)	23,9

Elaborado por: Las Autoras

Figura 31.

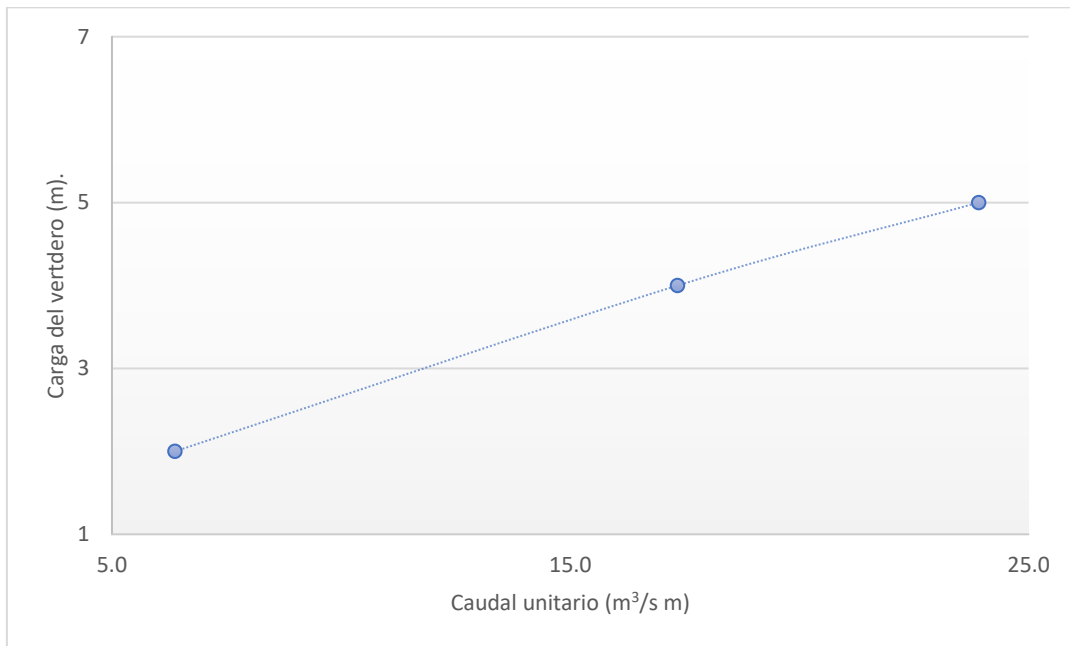
Relación caudal de diseño Q= 200 m³/s, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 32.

Relación caudal de diseño $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 12.

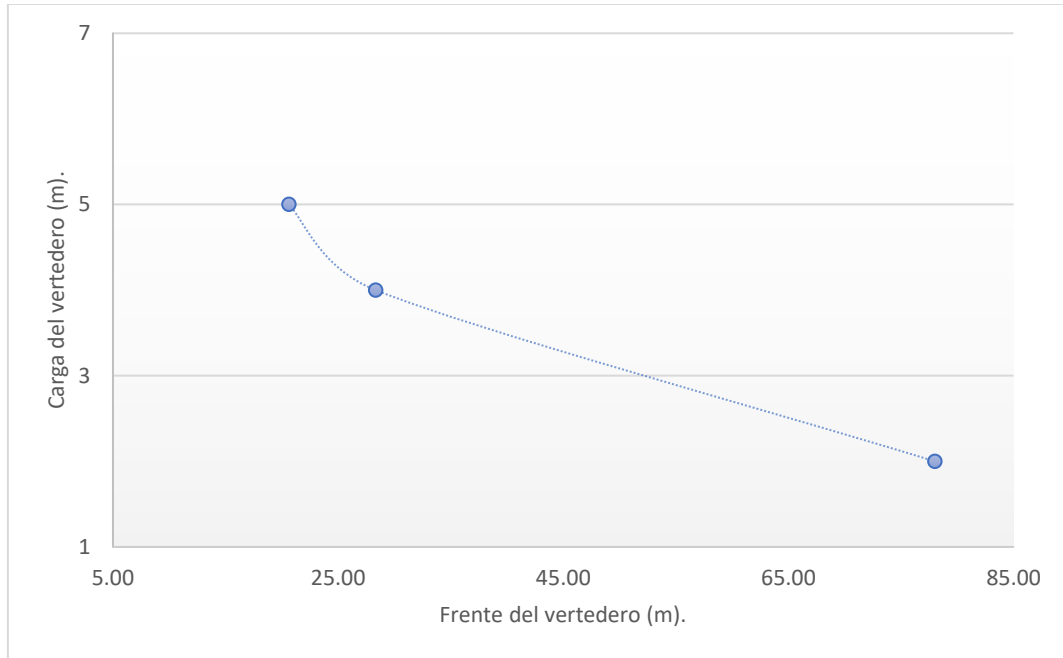
Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	500	$H \text{ (m)}$	2	$b \text{ (m)}$	78,01	$q \text{ (m}^3/\text{s m)}$	6,4
$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	500	$H \text{ (m)}$	4	$b \text{ (m)}$	28,34	$q \text{ (m}^3/\text{s m)}$	17,6
$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	500	$H \text{ (m)}$	5	$b \text{ (m)}$	20,62	$q \text{ (m}^3/\text{s m)}$	24,2

Elaborado por: Las Autoras

Figura 33.

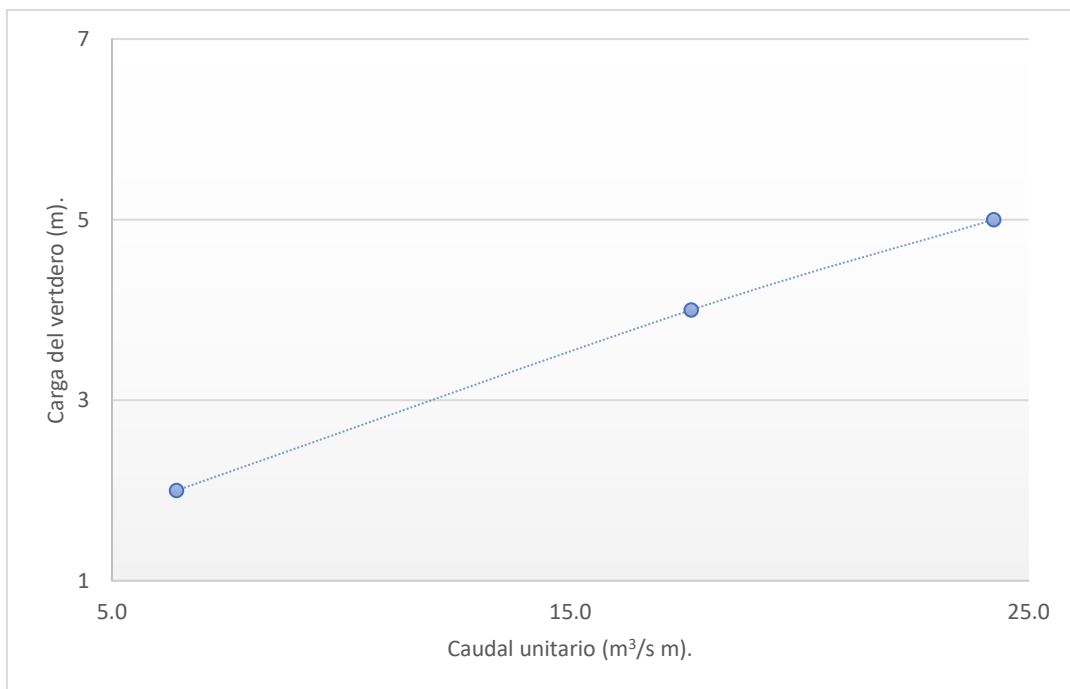
Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 34.

Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 13.

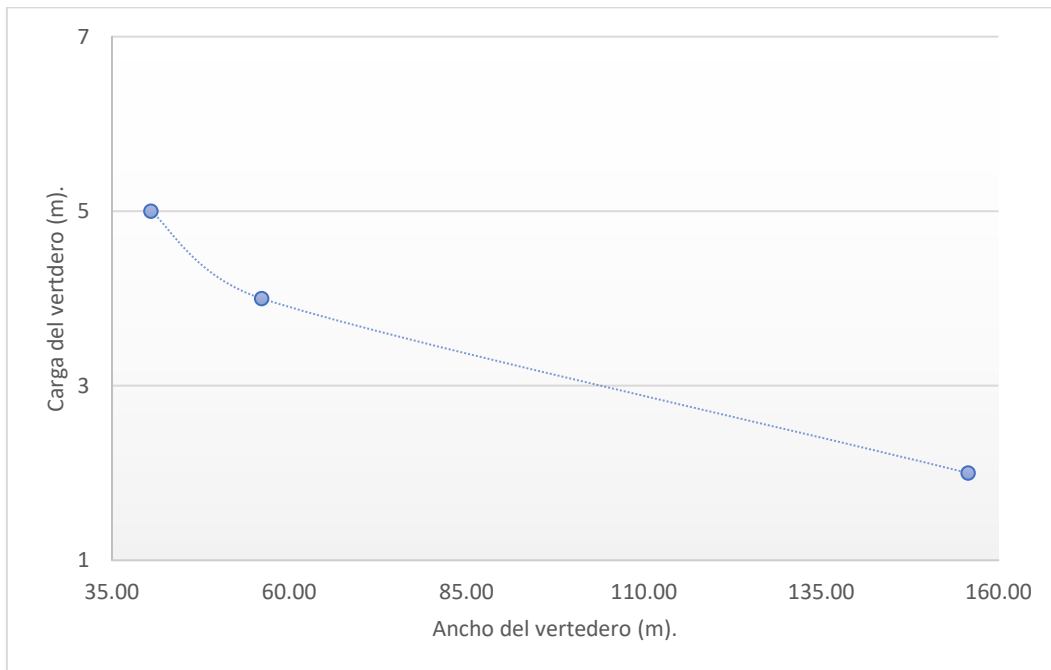
Relación caudal de diseño $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada, caudal unitario.

Q (m ³ /s)	1000	H (m)	2	b (m)	155,73	q (m ³ /s m)	6,4
Q (m ³ /s)	1000	H (m)	4	b (m)	56,11	q (m ³ /s m)	17,8
Q (m ³ /s)	1000	H (m)	5	b (m)	40,52	q (m ³ /s m)	24,7

Elaborado por: Las Autoras

Figura 35.

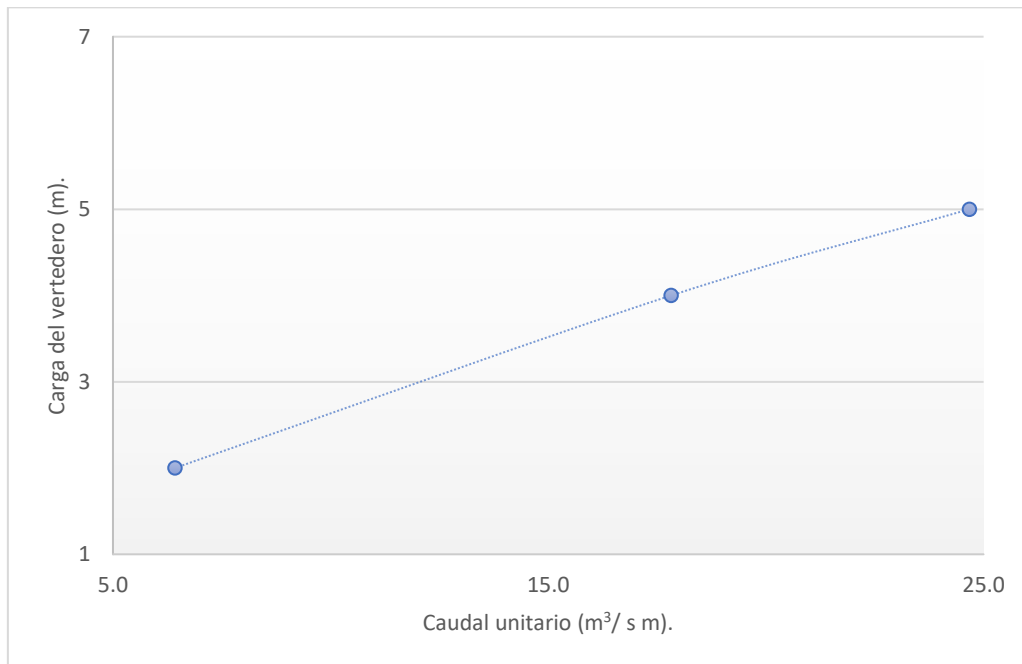
Relación caudal de diseño $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedo de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 36.

Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

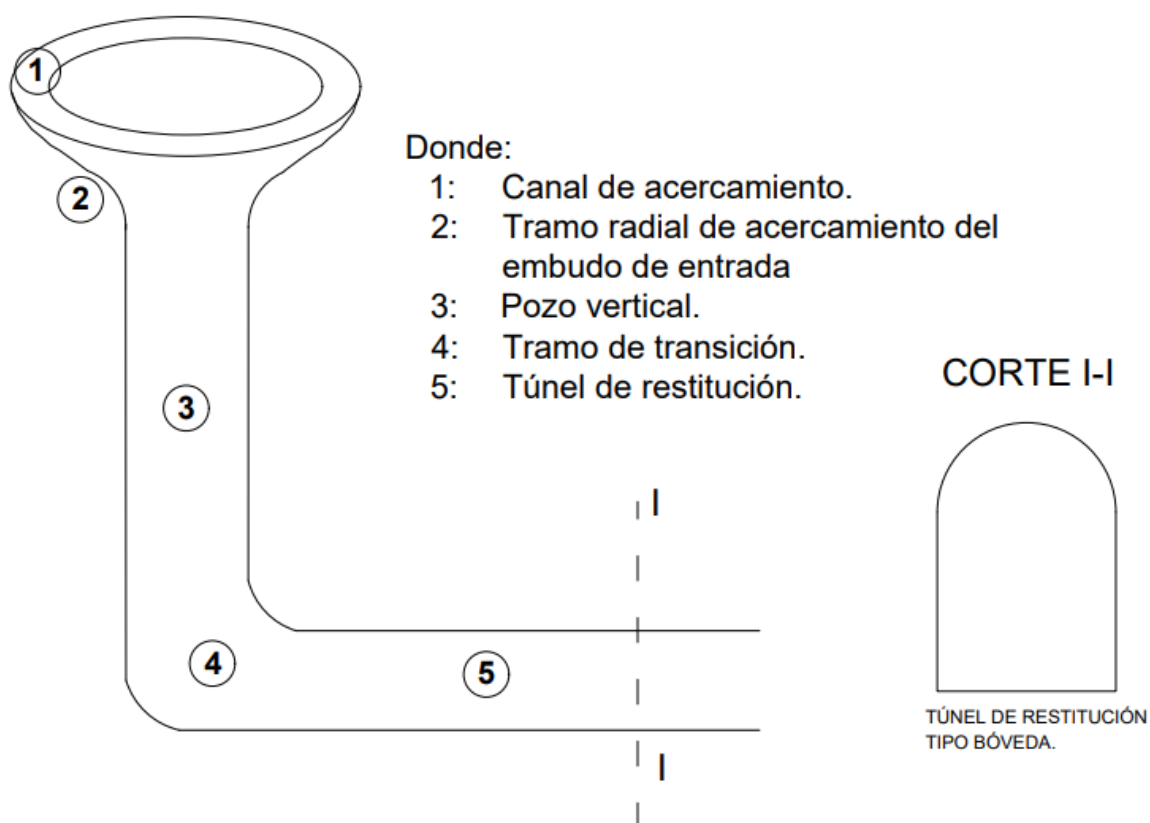
CAPÍTULO IV

PROCEDIMIENTO Y ALGORITMO PARA DISEÑAR VERTEDEROS MORNING GLORY

4.1. ESTRUCTURACIÓN DEL PROCEDIMIENTO Y ALGORITMO PARA DISEÑAR ALIVIADEROS DE LADERA CERRADO CON POZO VERTICAL (MORNING GLORY).

Figura 37.

Aliviadero cerrado con pozo vertical.



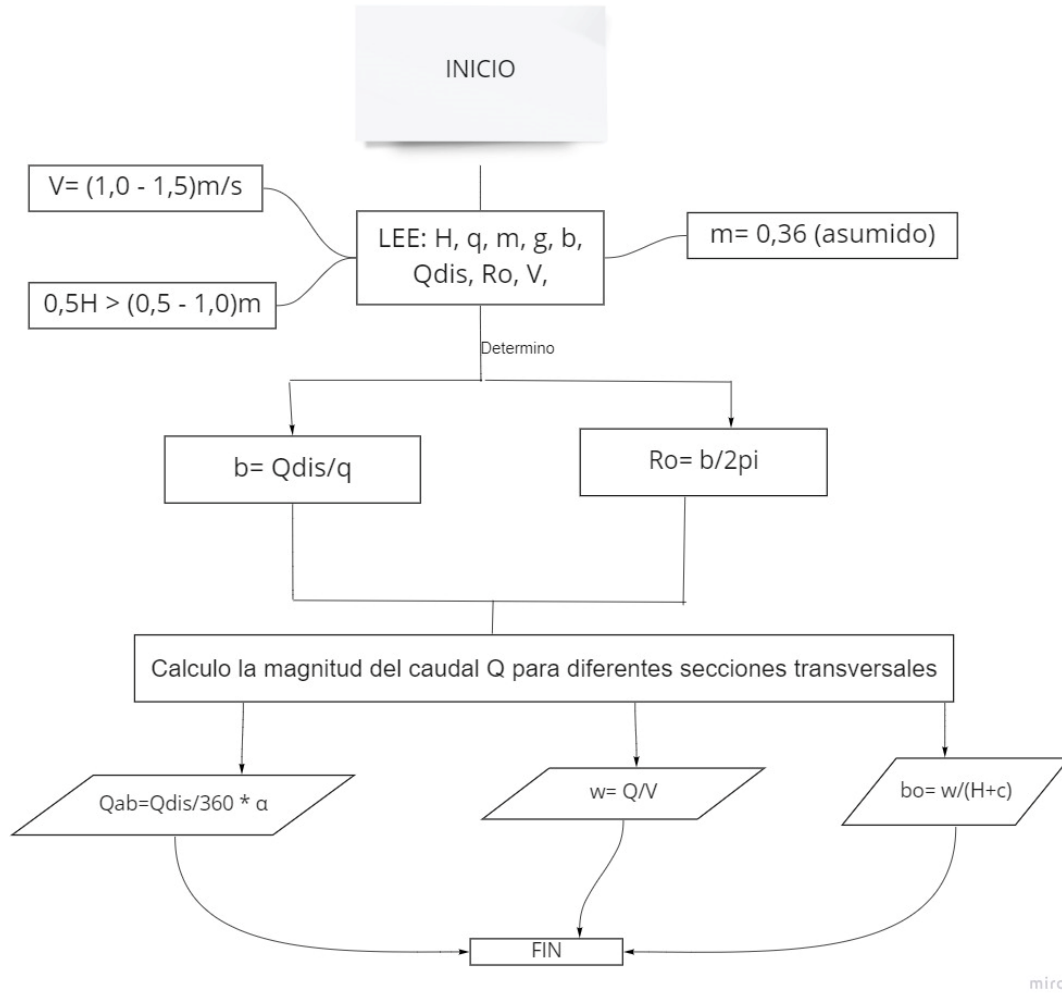
Elaborado por: Las Autoras

4.1.1. DIAGRAMAS DE FLUJO

Por medio de los diagramas de flujo se indica el respectivo procedimiento de diseño de cada elemento que constituye el aliviadero de pozo vertical.

DIAGRAMA 10.

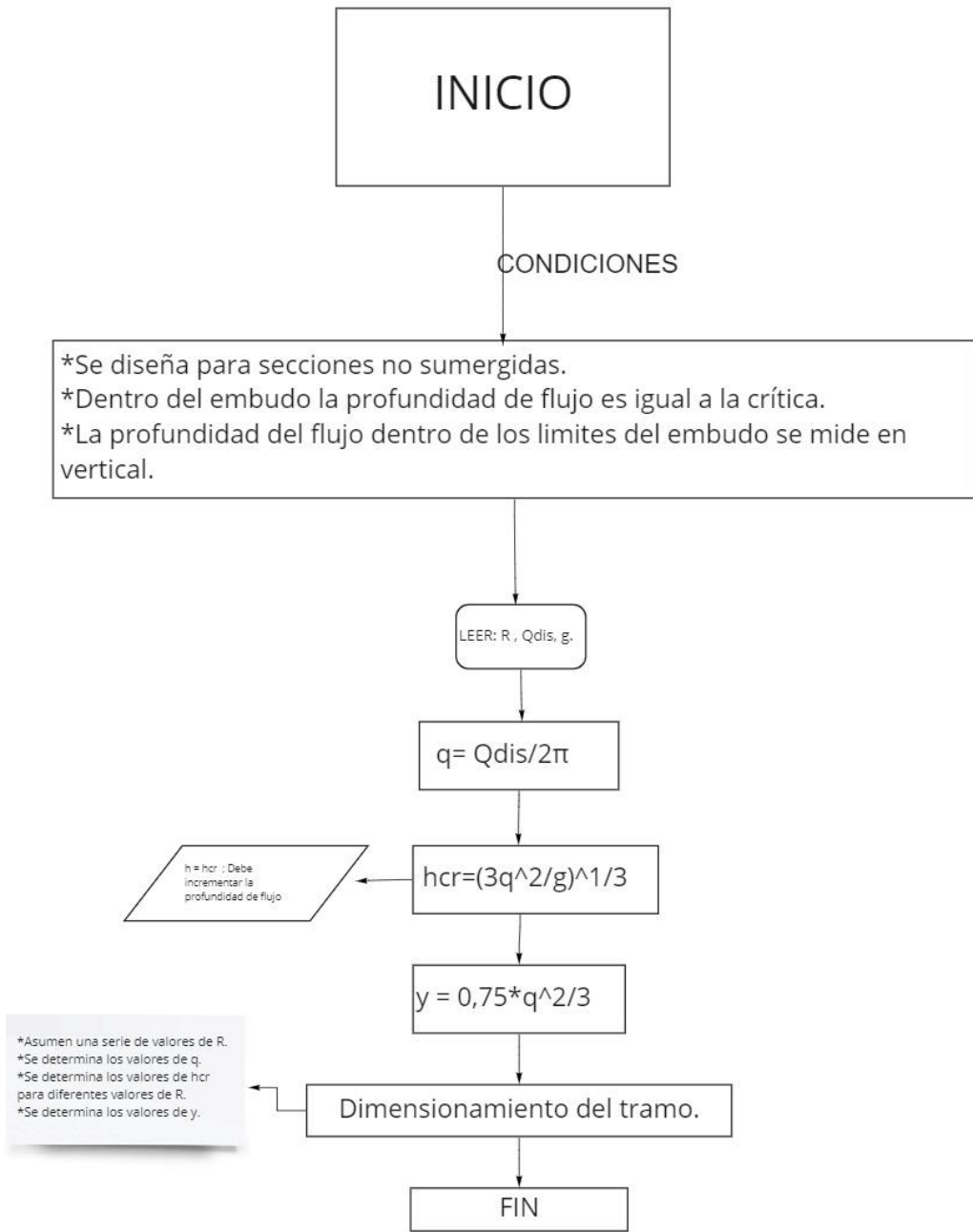
Determinación del canal de acercamiento.



Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 11.

Determinación del tramo radial de acercamiento del embudo de entrada.

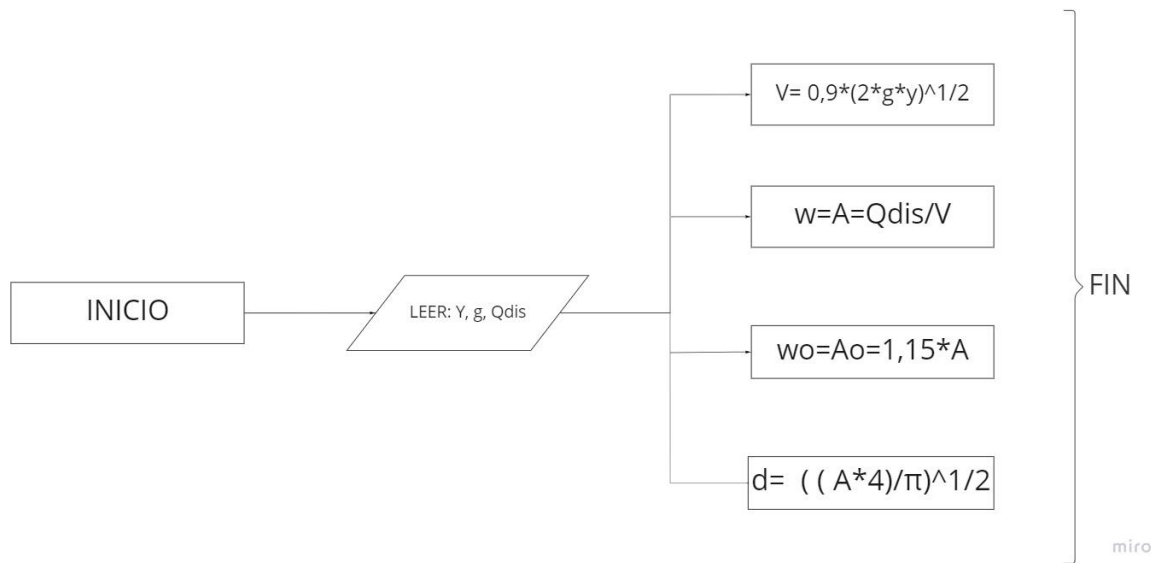


miro

Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 12.

Dimensionamiento del pozo vertical



Elaborado por: Autoras

DIAGRAMA 13.

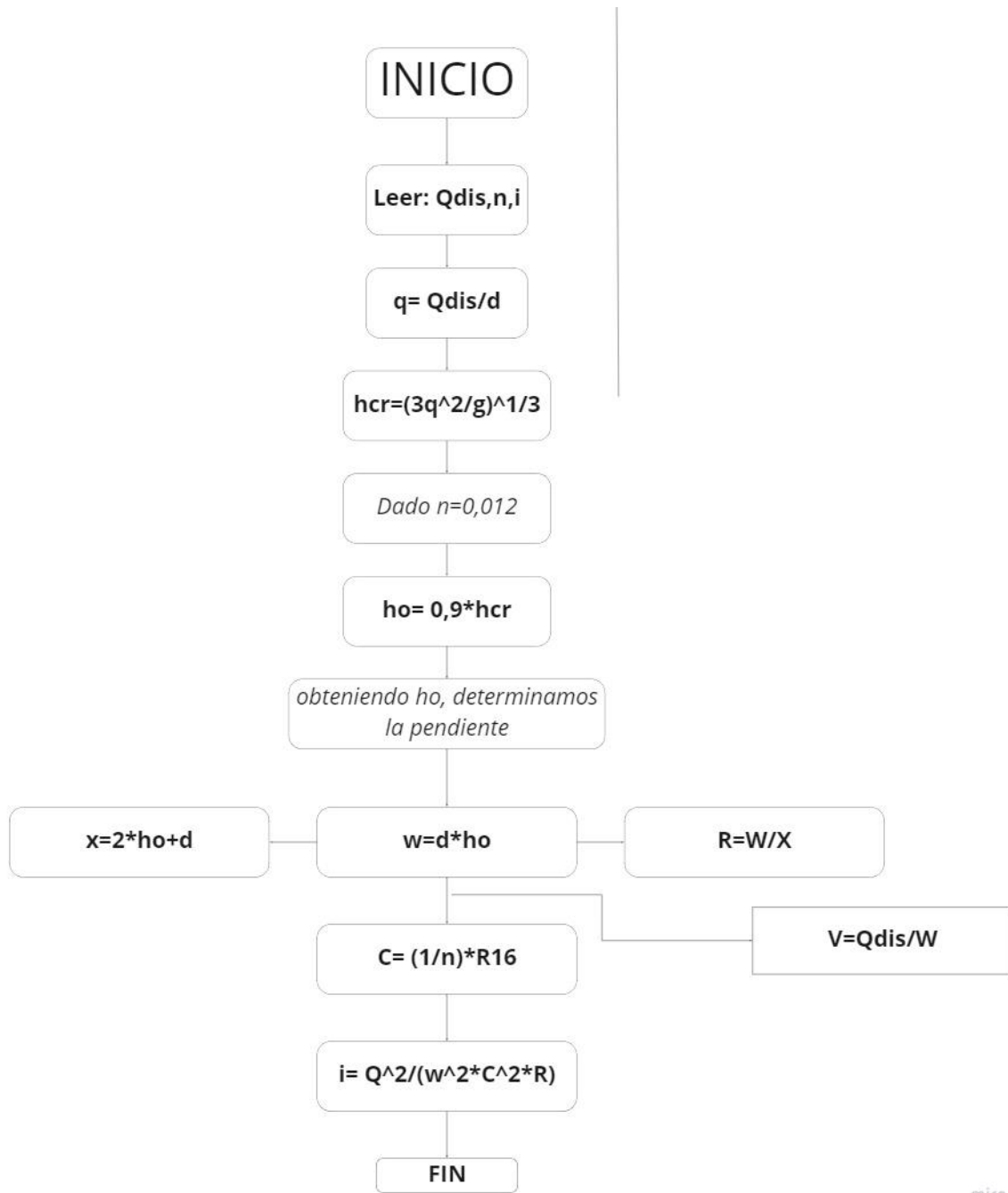
Dimensionamiento del tramo de transición



Elaborado por: Las Autoras

DIAGRAMA 14.

Dimensionamiento del túnel de restitución.



miro

Elaborado por: Las Autoras

4.2. APLICACIÓN DEL ALGORITMO.

Se mostrarán ejemplos de cálculo de la determinación de los elementos que intervienen en el aliviadero con pozo vertical.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Para nuestro cálculo vamos a tener valores asumidos de acuerdo con la teoría obtenida por el estudio e investigación de esta.

4.2.1. DETERMINACIÓN DEL CANAL DE ACERCAMIENTO.

4.2.1.1. Ejemplo de cálculo del caudal unitario

Para la determinación del caudal unitario vamos a tener valores asumidos:

$$Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V=1,5 \text{ m/s}$$

$$m= 0,47$$

$$H=3\text{m}$$

$$q = m\sqrt{2g} * H^{\frac{2}{3}}$$

$$q = 0,47\sqrt{2(9,81)} * 3^{\frac{2}{3}}$$

$$q = 10,817 \text{ m}^3/\text{sm}$$

4.2.1.2. Ejemplo de cálculo del ancho del frente del embudo.

$$b = \frac{Q_{dis}}{q}$$

$$b = \frac{200}{10,817}$$

$$b = 18,49 \text{ m}$$

4.2.1.3. Ejemplo de cálculo del radio R_o de la cresta del vertedero circular en planta.

$$b = 2\pi R_o$$

$$R_o = \frac{b}{2\pi}$$

$$Ro = \frac{18,49}{2\pi}$$

$$Ro = 2,94 \text{ m}$$

4.2.1.4. Ejemplo del cálculo de la determinación del coeficiente de descarga del caudal.

$$m = \left(0,507 - 0,136 \frac{H}{Ro}\right) * 0,98$$

$$m = \left(0,507 - 0,136 \frac{3}{2,94}\right) * 0,98$$

$$m = 0,361$$

4.2.1.5. Ejemplo de cálculo para la determinación de la magnitud del caudal para una serie de secciones transversales.

$$Qi = \frac{Qdis}{360} * \alpha$$

$$Qi = \frac{200}{360} * 30$$

$$Qi = 16,67 \frac{m^3}{s}$$

Tabla 14.

Valores de caudal con variación del ángulo.

α	grados	30	60	90
Qi	m ³ /s	16,67	33,33	50,00

Elaborado por: Las Autoras

4.2.1.6. Ejemplo de cálculo para la determinación del área de flujo asumiendo el valor de velocidad máx. permisible.

$$w = Ai = \frac{Qi}{V}$$

$$Ai = \frac{16,67}{1,5}$$

$$Ai = 11,11 \text{ m}^2$$

Tabla 15.

Obtención de área de flujo para variación de ángulo.

α	grados	30	60	90
Qi	m ³ /s	16,67	33,33	50,00
Ai	m ²	11,11	22,22	33,33

Elaborado por: Las Autoras

4.2.1.7. Ejemplo de cálculo de la determinación del ancho donde se asumirá (C= 0,5H) siendo este el alto de la cresta de entrada al embudo.

$$bi = \frac{Ai}{(H + C)}$$

$$bi = \frac{11,11}{(3 + 0,5(3))}$$

$$bi = 2,47 \text{ m}$$

Tabla 16.

Obtención del ancho para la variación del ángulo.

α	grados	30	60	90
Qi	m ³ /s	16,67	33,33	50,00
Ai	m ²	11,11	22,22	33,33
bi	m	2,47	4,94	7,41

Elaborado por: Las Autoras

4.2.2. DETERMINACIÓN DEL TRAMO RADIAL

Tramo radial de acercamiento del embudo de entrada, asumiendo un valor de R y este debe ir disminuyendo con respecto al radio Ro.

4.2.2.1. Ejemplo de cálculo del caudal unitario.

$$q = \frac{Q_{dis}}{2\pi R}$$

$$q = \frac{200}{2\pi(12)}$$

$$q = 2,65 \text{ m}^3/\text{sm}$$

Tabla 17.

Obtención del caudal unitario.

R	m	12	10	8	6	4	2
q	m ³ /s.m	2,653	3,183	3,979	5,305	7,958	15,915

Elaborado por: Las Autoras

4.2.2.2. Ejemplo de cálculo de la profundidad crítica.

$$hk = hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hk = hcr = \sqrt{\frac{2,65^2}{9,81}}$$

$$hcr = 0,895 \text{ m}$$

Tabla 18.

Obtención de la profundidad crítica para una variación de radios.

R	m	12	10	8	6	4	2
q	m ³ /s.m	2,653	3,183	3,979	5,305	7,958	15,915
hcr	m	0,895	1,011	1,173	1,421	1,862	2,956

Elaborado por: Las Autoras

4.2.2.3. Ejemplo de cálculo de coordenada y.

$$y = 1,56hcr$$

$$y = 1,56 * 0,895$$

$$y = 1,396 \text{ m}$$

$$y = 0,75 * q^{\frac{2}{3}}$$

$$y = 0,75 * 2,65^{\frac{2}{3}}$$

$$y = 1,436 \text{ m}$$

Tabla 19.

Obtención de coordenadas y.

R	m	12	10	8	6	4	2
Q	m ³ /s.m	2,653	3,183	3,979	5,305	7,958	15,915
hcr	m	0,895	1,011	1,173	1,421	1,862	2,956
Y	m	1,437	1,623	1,883	2,281	2,989	4,745
y_{corr}	m	1,396	1,577	1,830	2,217	2,905	4,611

Elaborado por: Las Autoras

4.2.3. DETERMINACIÓN DEL TRAMO DE TRANSICIÓN.

4.2.3.1. Ejemplo de cálculo de profundidad bajo el nivel aguas arriba.

$$Y_{min} = 15 * \left(\frac{Q_{dis}}{1000}\right)^{0,4}$$

$$Y_{min} = 15 * \left(\frac{200}{1000}\right)^{0,4}$$

$$Y_{min} = 7,879 \text{ m}$$

4.2.4. DETERMINACIÓN DEL POZO VERTICAL

4.2.4.1. Ejemplo de cálculo de la determinación de la velocidad media.

$$V = 0,9 * \sqrt{2 * g * y}$$

$$V = 0,9 * \sqrt{2 * 9,81 * 15}$$

$$V = 15,439 \text{ m/s}$$

Tabla 20.

Velocidad media.

y	m	15	20	25	40	50	60
v	m/s	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88

Elaborado por: Las Autoras

4.2.4.2. Ejemplo de cálculo de la magnitud del área de las secciones para diferentes cargas.

$$A = \frac{Q_{dis}}{V}$$

$$A = \frac{200}{15,439}$$

$$A = 12,95 \text{ m}^2$$

Tabla 21.

Área para variación de cargas.

y	m	15	20	25	40	50	60
v	m/s	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A	m ²	12,95	11,22	10,03	7,93	7,10	6,48

Elaborado por: Las Autoras

4.2.4.3. Ejemplo de cálculo del área para diferentes secciones considerando la aireación.

$$A_o = 1,15 * A$$

$$A_o = 1,15 * 12,95$$

$$A_o = 14,90 \text{ m}^2$$

Tabla 22.

Área considerando la aireación para variación de carga.

y	m	15	20	25	40	50	60
v	m/s	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A	m²	12,95	11,22	10,03	7,93	7,10	6,48
m²	m²	14,90	12,90	11,54	9,12	8,16	7,45

Elaborado por: Las Autoras

4.2.4.4. Ejemplo de cálculo del diámetro

$$d = \sqrt{\frac{A_o * 4}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{14,90 * 4}{3,14}}$$

$$d = 4,36 \text{ m}$$

Tabla 23.

Diámetro para diferentes cargas.

y	m	15	20	25	40	50	60
v	m/s	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A	m²	12,95	11,22	10,03	7,93	7,10	6,48
A_o	m²	14,90	12,90	11,54	9,12	8,16	7,45
d	m	4,36	4,05	3,83	3,41	3,22	3,08

Elaborado por: Las Autoras

4.2.5. DETERMINACIÓN DEL TÚNEL DE RESTITUCIÓN.

4.2.5.1. Ejemplo de cálculo de la gradiente de fricción.

4.2.5.1.1. Determinación caudal unitario.

$$q = \frac{Q_{dis}}{d}$$

$$q = \frac{200}{4,36}$$

$$q = 45,87$$

4.2.5.1.2. Determinación profundidad crítica.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{45,87^2}{9,81}}$$

$$h_{cr} = 5,986 \text{ m}$$

4.2.5.1.3. Determinación de la profundidad de flujo.

Para la obtención de la profundidad de flujo se asumirá que su valor será igual al $0,9h_{cr}$.

$$h_o = 0,9 h_{cr}$$

$$h_o = 0,9 * 5,986$$

$$h_o = 5,39 \text{ m}$$

4.2.5.1.4. Determinación de la sección de flujo.

$$w = d * h_o$$

$$w = 4,36 * 5.39$$

$$w = 23.48 \text{ m}^2$$

4.2.5.1.5. Determinación de la velocidad del flujo.

$$v = \frac{Q}{w}$$

$$v = \frac{200}{23.48}$$

$$v = 8.52 \text{ m/s}$$

4.2.5.1.6. Determinación del perímetro mojado.

$$x = 2 * h_o + d$$

$$x = 2 * 5.39 + 4,36$$

$$x = 15.14 \text{ m}$$

4.2.5.1.7. Determinacion Radio Hidráulico.

$$R = \frac{W}{X}$$

$$R = \frac{23.48}{15.14}$$

$$R = 1.55 \text{ m}$$

4.2.5.1.8. Determinación del coeficiente de Chezy

$$c = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{6}}$$

$$c = \frac{1}{0,012} * 1.55^{\frac{1}{6}}$$

$$c = 89.66 \text{ m}^{\frac{1}{2}}\text{s}^{-1}$$

4.2.5.1.9. Determinación de la pendiente.

$$icr = \frac{Q^2}{W^2 * C^2 * R}$$

$$icr = \frac{200^2}{23.48^2 * 89.66^2 * 1.55}$$

$$icr = 0,006$$

Tabla 24.

Pendiente del canal.

q	m³/s.m	45,91	49,33	52,17	58,67	62,04	64,93
hcr	m	5,99	6,28	6,52	7,05	7,32	7,55
n		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
ho	m	5,39	5,66	5,87	6,35	6,59	6,79
W	m²	23,48	22,93	22,50	21,64	21,24	20,92
v	m/s	8,52	8,72	8,89	9,24	9,42	9,56
X	m	15,14	15,36	15,57	16,10	16,40	16,66
R	m	1,55	1,49	1,45	1,34	1,30	1,26
C	m^{1/2}	89,66	89,08	88,61	87,54	87,00	86,55
i	s-1	0,006	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010

Elaborado por: Las Autoras

4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Mediante la comparación de los resultados obtenidos por medio del algoritmo elaborado para la variación de caudales, carga, caudal unitario.

Mediante el algoritmo se pudo observar que a un mayor caudal de diseño dado el frente del vertedero de ingreso al aliviadero es mayor tal como se muestra en un gráfico comparativo realizado.

Tabla 25.

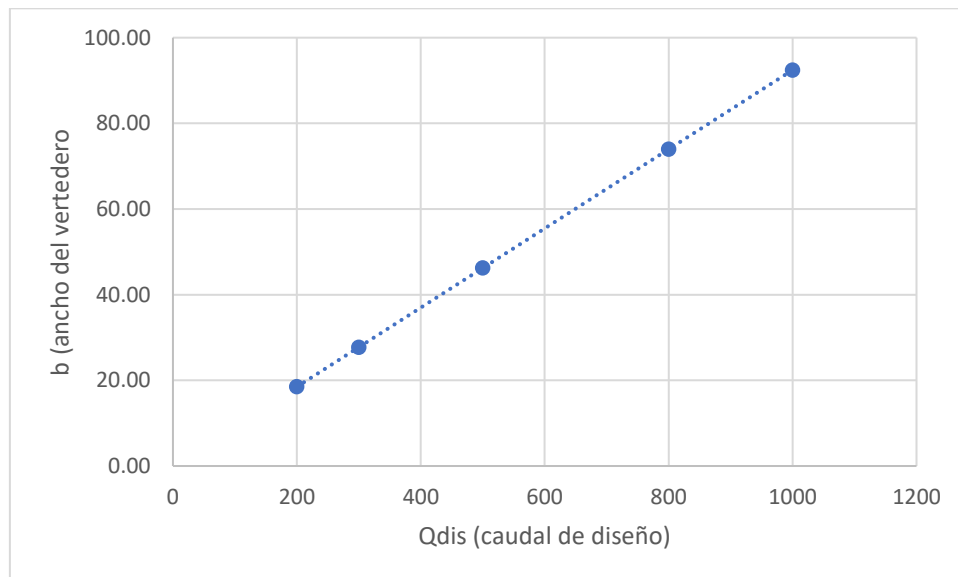
Relación caudal de diseño, frente del vertedero de ingreso.

Qdis (m ³ /s)	200	b(m)	18,49
Qdis (m ³ /s)	300	b(m)	27,73
Qdis (m ³ /s)	500	b(m)	46,22
Qdis (m ³ /s)	800	b(m)	73,95
Qdis (m ³ /s)	1000	b(m)	92,44

Elaborado por: Las Autoras

Figura 38.

Relación entre el Caudal de diseño del aliviadero y el frente del vertedero de ingreso al aliviadero.



Elaborado por: Las Autoras

Mediante el siguiente gráfico comparativo se puede observar como el caudal de diseño del aliviadero, la base del frente del vertedero incide en el cálculo del caudal unitario, se puede observar como el valor va creciendo relativamente a medida que los valores antes mencionados van aumentando.

Tabla 26.

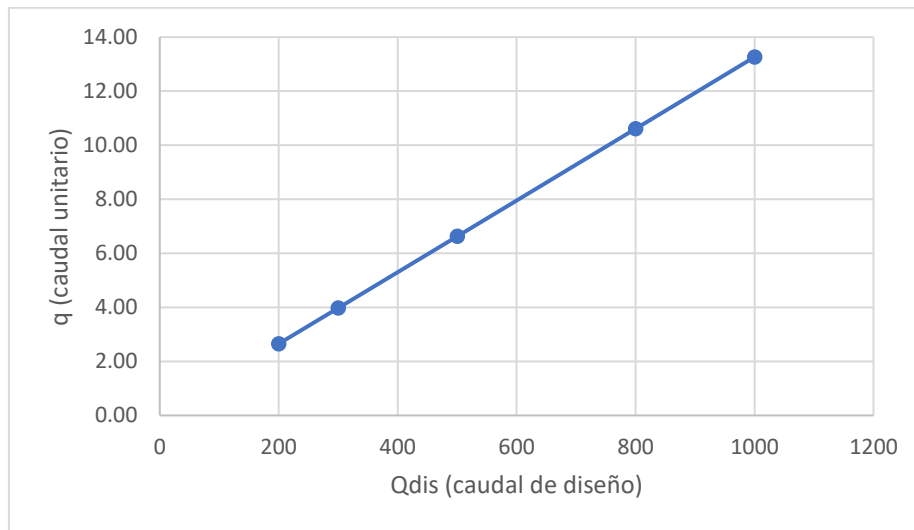
Relación caudal de diseño, caudal unitario.

Qdis (m ³ /s)	200	R(m)	12	q(m ³ /sm)	2,65
Qdis (m ³ /s)	300	R(m)	12	q(m ³ /sm)	3,98
Qdis (m ³ /s)	500	R(m)	12	q(m ³ /sm)	6,63
Qdis (m ³ /s)	800	R(m)	12	q(m ³ /sm)	10,61
Qdis (m ³ /s)	1000	R(m)	12	q(m ³ /sm)	13,26

Elaborado por: Las Autoras

Figura 39.

Relación entre el Caudal de diseño del aliviadero y el caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

En el algoritmo realizado para la variación de carga manteniendo un mismo caudal se observó que mientras más alto sea su valor, el resultado obtenido del frente del vertedero es menor y por consiguiente el valor de caudal unitario es mayor.

En los gráficos presentados a continuación se muestra cómo influye el valor de carga en la obtención de resultados.

Tabla 27.

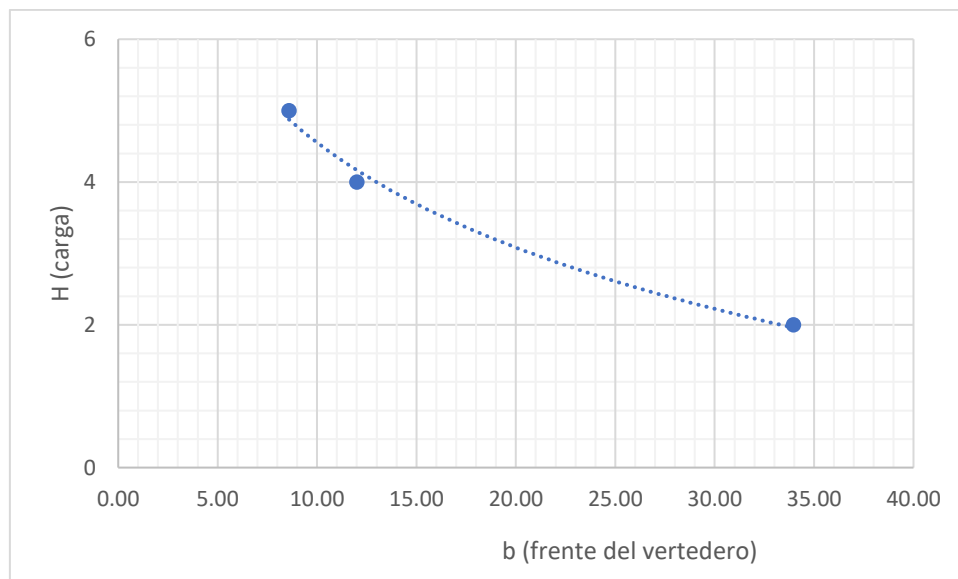
Relación caudal de diseño $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada, caudal unitario.

Qdis (m^3/s)	200	H(m)	2	b(m)	33,97	q (m^3/sm)	5,89
Qdis (m^3/s)	200	H(m)	4	b(m)	12,01	q (m^3/sm)	16,65
Qdis (m^3/s)	200	H(m)	5	b(m)	8,59	q (m^3/sm)	23,28

Elaborado por: Las Autoras

Figura 40.

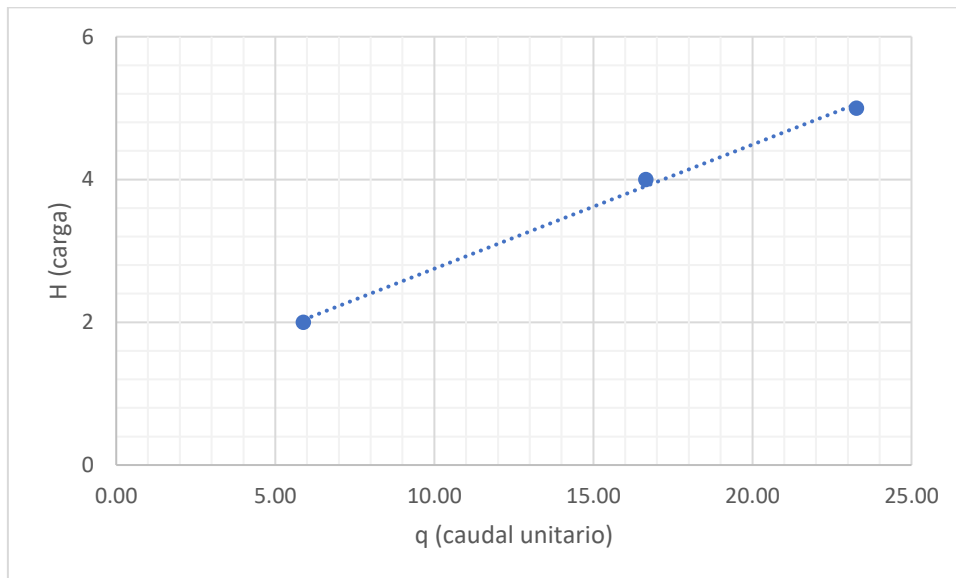
Relación caudal de diseño $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 41.

Relación caudal de diseño $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 28.

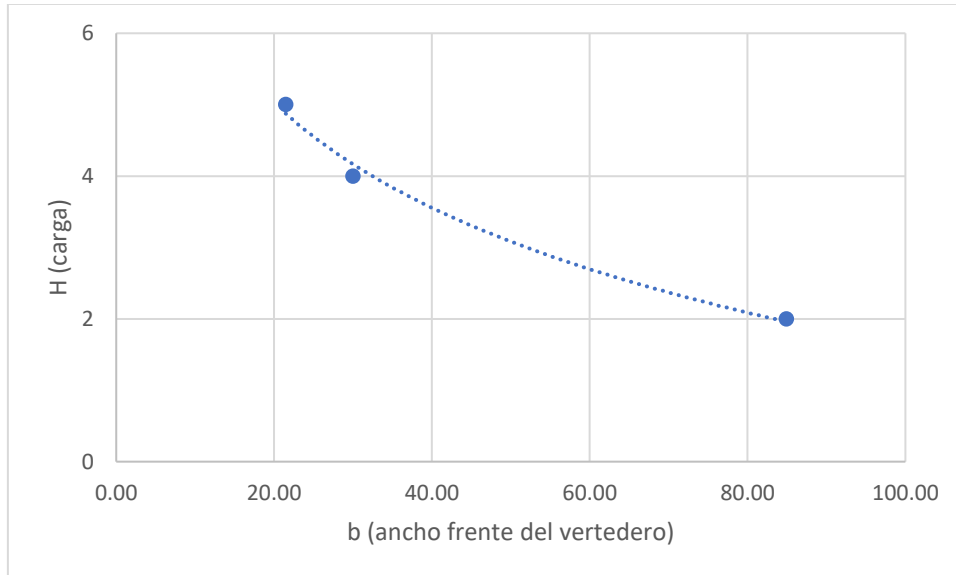
Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada, caudal unitario.

Qdis(m^3/s)	500	H(m)	2	b(m)	84,91	q(m^3/sm)	5,89
Qdis(m^3/s)	500	H(m)	4	b(m)	30,02	q(m^3/sm)	16,65
Qdis(m^3/s)	500	H(m)	5	b(m)	21,48	q(m^3/sm)	23,28

Elaborado por: Las Autoras

Figura 42.

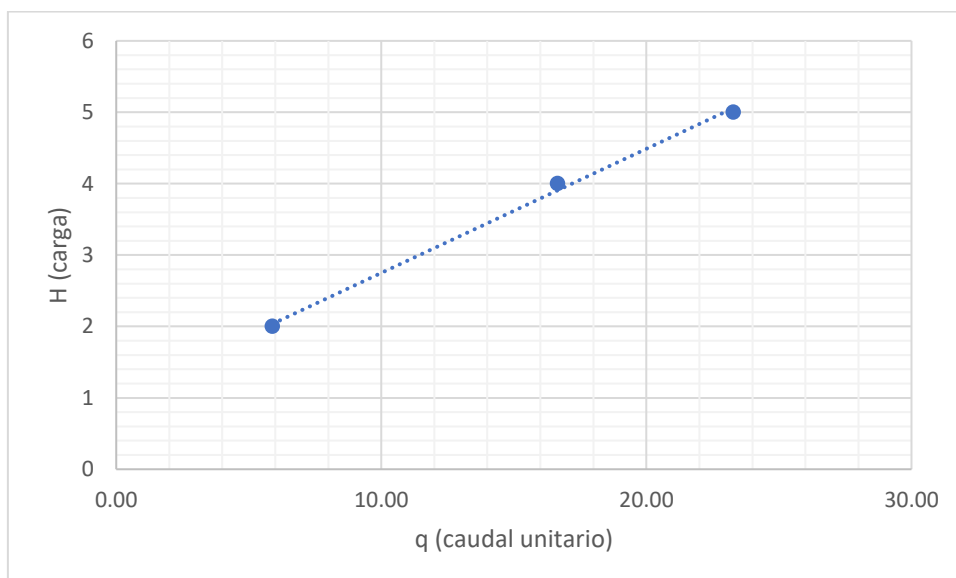
Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 43.

Relación caudal de diseño $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 29.

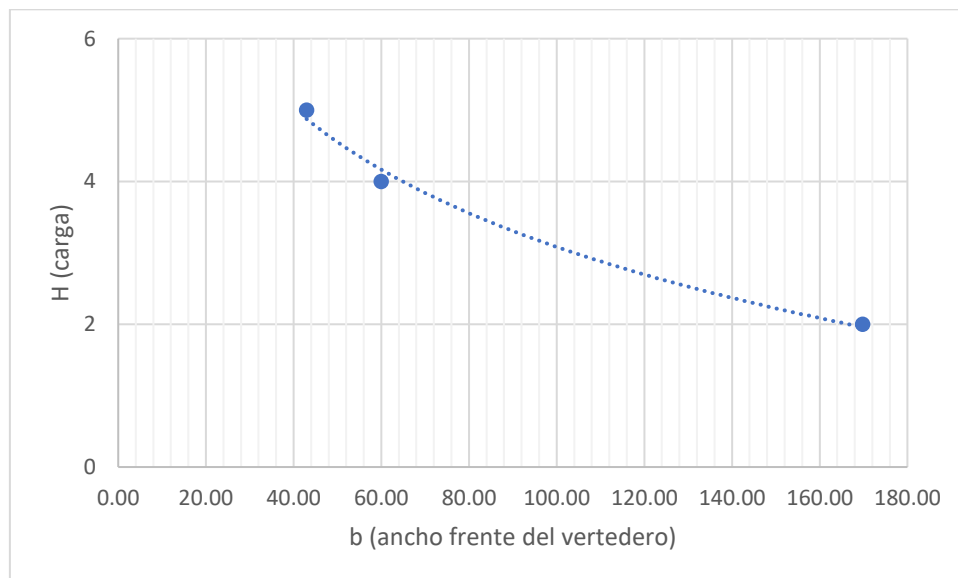
Relación caudal de diseño $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada y caudal unitario.

Qdis(m^3/s)	1000	H(m)	2	b(m)	169,83	q(m^3/sm)	5,89
Qdis(m^3/s)	1000	H(m)	4	b(m)	60,04	q(m^3/sm)	16,65
Qdis(m^3/s)	1000	H(m)	5	b(m)	42,96	q(m^3/sm)	23,28

Elaborado por: Las Autoras

Figura 44.

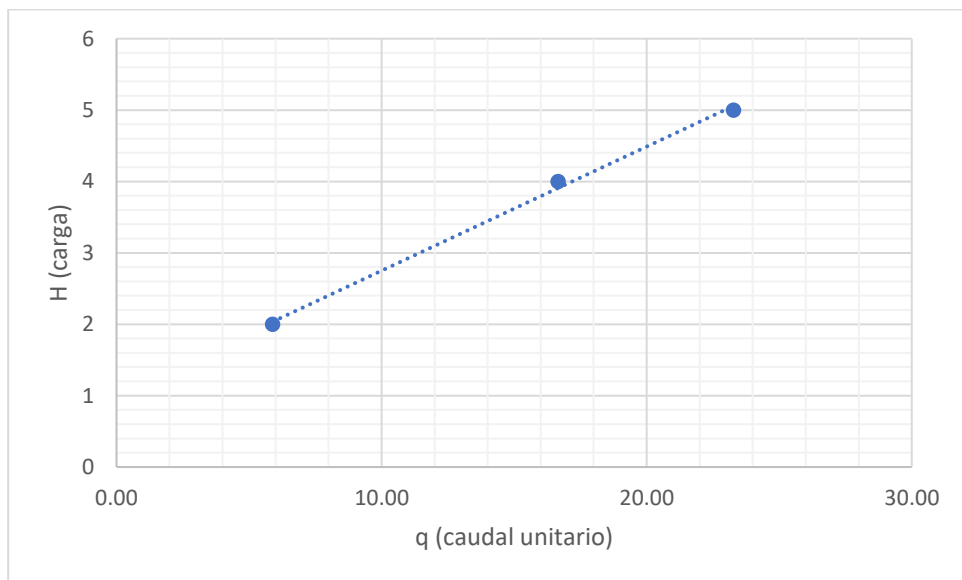
Relación caudal de diseño $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, frente del vertedero de entrada.



Elaborado por: Las Autoras

Figura 45.

Relación caudal de diseño $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, carga del vertedero, caudal unitario.



Elaborado por: Las Autoras

CAPITULO V

COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

5.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA CADA ALIVIADERO.

Una vez obtenido los resultados de los parámetros hidráulicos mediante la corrida del algoritmo, se pudo realizar un análisis comparativo en costos tanto en excavación como en hormigón y basándonos en un precio unitario referencial (cámara de la construcción), se puede observar en las siguientes tablas 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 30.

ALIVIADERO SUPERFICIAL CON CAIDA FRONTAL

Tabla 30.

Costo excavación y hormigón $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal)

Q=200 m³/s			
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Canal Transición m ³	233160,64	10,22	2382901,8
Obra de Desfogue m ³	89892,44	10,22	918700,8
TOTAL \$			3301602,5
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Obra de Desfogue m ³	1455,14	109,08	158726,20
TOTAL \$			158726,20

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 31.

Costo excavación y hormigón $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$. (aliviadero superficial con caída frontal)

Q=300 m³/s			
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Canal Transición m ³	261892,86	10,22	2676545,0
Obra de Desfogue m ³	133983,39	10,22	1369310,2
TOTAL \$			4045855,2
HORMIGÓN		P.U.	P. T

Obra de Desfogue m ³	1975,83	109,08	215523,56
		TOTAL \$	215523,56

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 32.

Costo excavación y hormigón Q= 500 m³/s, (aliviadero superficial con caída frontal)

Q=500 m³/s			
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Canal Transición m ³	563753,86	10,22	5761564,4
Obra de Desfogue m ³	221787,83	10,22	2266671,7
		TOTAL \$	8028236,1
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Obra de Desfogue m ³	3012,26	109,08	328577,26
		TOTAL \$	328577,26

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 33.

Costo excavación y hormigón Q= 800 m³/s, (aliviadero superficial con caída frontal)

Q=800 m³/s			
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Canal Transición m ³	941867,87	10,22	9625889,6
Obra de Desfogue m ³	353830,99	10,22	3616152,7
		TOTAL \$	13242042,3
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Obra de Desfogue m ³	4567,41	109,08	498212,72
		TOTAL \$	498212,72

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 34.

Costo excavación y hormigón Q= 1000 m³/s, (aliviadero superficial con caída frontal)

Q=1000 m³/s			
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Canal Transición m ³	1203303,36	10,22	12297760,3
Obra de Desfogue m ³	441865,19	10,22	4515862,2
		TOTAL \$	16813622,5

HORMIGÓN		P.U.	P. T
Obra de Desfogue m ³	5603,86	109,08	611268,72
		TOTAL \$	611268,72

Elaborado por: Las Autoras

ALIVIADERO CON POZO VERTICAL

Tabla 35.

Costo excavación y hormigón Q= 200 m³/s. (pozo vertical)

Q=200 m³/s			
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Pozo Vertical m ³	567,44	109,08	61896,48
Túnel de restitución m ³	1777,61	109,08	193902,11
		TOTAL \$	255798,59
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Tramo del Pozo m ³	90477,87	10,22	924683,8
Túnel de restitución m ³	2143,68	10,22	21908,4
		TOTAL \$	946592,2

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 36.

Costo excavación y hormigón Q= 300 m³/s. (pozo vertical)

Q=300 m³/s			
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Pozo Vertical m ³	719,68	109,08	78502,98
Túnel de restitución m ³	2229,56	109,08	243200,25
		TOTAL \$	321703,23
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Tramo del Pozo m ³	90477,87	10,22	924683,8
Túnel de restitución m ³	3011,67	10,22	30779,2
		TOTAL \$	955463,0

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 37.*Costo excavación y hormigón $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)*

Q=500 m³/s			
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Pozo Vertical m ³	961,10	109,08	104837,09
Túnel de restitución m ³	2938,01	109,08	320477,67
		TOTAL \$	425314,75
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Tramo del Pozo m ³	90477,87	10,22	924683,8
Túnel de restitución m ³	4658,65	10,22	47611,4
		TOTAL \$	972295,2

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 38.*Costo excavación y hormigón $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)*

Q=800 m³/s			
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Pozo Vertical m ³	1244,84	109,08	135786,93
Túnel de restitución m ³	3749,39	109,08	408983,11
		TOTAL \$	544770,04
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Tramo del Pozo m ³	90477,87	10,22	924683,8
Túnel de restitución m ³	6972,94	10,22	71263,5
		TOTAL \$	995947,3

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 39.*Costo excavación y hormigón $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$. (pozo vertical)*

Q=1000 m³/s			
HORMIGÓN		P.U.	P. T
Pozo Vertical m ³	1404,75	109,08	153230,10
Túnel de restitución m ³	4207,26	109,08	458928,45
		TOTAL \$	612158,55
EXCAVACIÓN		P.U.	P. T
Tramo del Pozo m ³	90477,87	10,22	924683,8
Túnel de restitución m ³	8478,64	10,22	86651,7
		TOTAL \$	1011335,6

Elaborado por: Las Autoras

Estas tablas muestran un presupuesto referencial para la construcción del aliviadero abierto de margen con de evacuación frontal y aliviadero cerrado con pozo vertical para los diferentes caudales estudiados.

Si bien es cierto el aliviadero abierto de margen con evacuación frontal es uno de los más empleados en la actualidad se puede observar que su costo en construcción es más elevado a comparación con el aliviadero cerrado con pozo vertical.

Se debe tomar en cuenta que en algunos casos se requiere de obra de disipación de energía las cuales incrementarían el costo de construcción de cada aliviadero.

Tabla 40.

Relación del costo entre excavación y hormigón para los dos aliviaderos.

Excavación			
Aliviadero abierto de margen	\$	3.301.603	100
Aliviadero con pozo vertical	\$	946.592	relación % 29

Hormigón			
Aliviadero con pozo vertical	\$	255.799	100
Aliviadero abierto de margen	\$	158.726	relación % 62

Elaborado por: Las Autoras

Al realizar un análisis mediante porcentajes (tabla 41), se puede tomar en cuenta que la excavación en el aliviadero con pozo vertical sólo representa el 30% del costo total del aliviadero abierto de margen con evacuación frontal, así como el hormigón en el aliviadero abierto de margen con evacuación frontal representa el 60% del costo total del hormigón empleado para la construcción del alivio de la con pozo vertical.

5.2. IDENTIFICACIÓN DE LOS CRITERIOS Y PARÁMETROS PARA COMPARAR LAS DOS ALTERNATIVAS DE ALIVIADERO.

Los algoritmos elaborados para el dimensionamiento de las obras que intervienen en el aliviadero abierto de margen con de evacuación frontal y aliviadero cerrado con pozo vertical se basaron en los siguientes criterios de diseño.

5.2.1. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal.

- El caudal de diseño para cada aliviadero es asumido.
- La carga del vertedero de ingreso a los aliviaderos se asume con valores entre 2-5 m.
- La velocidad máxima permisible para el aliviadero abierto de margen con evacuación frontal es asumida según el tipo de suelo en el que se implantara la presa para el presente trabajo de investigación se adoptó una $v_{max\ permisible} = 0.85$, la cual corresponde a un tipo de suelo limo arcilloso.
- Para la obra de desfogue se optó el diseño de una rápida, debido a que la pendiente asumida en el terreno es de un 20 %.
- El análisis realizado para el aliviadero abierto de margen con evacuación frontal se diseñó para flujo uniforme, ya que este es el más aproximado a lo que se ve en la práctica por lo tanto posee mayor confiabilidad.
- Se realizo el diseño de obra de disipación (pozo de disipación), siendo este el más confiable y óptimo (en caso de resaltó desplazado).

5.2.2. Aliviadero cerrado con pozo vertical.

- El caudal de diseño para cada aliviadero es asumido.

- La carga del vertedero de ingreso a los aliviaderos se asume con valores entre 2-5 m.
- La velocidad media en la excavación de acercamiento se asume de 1-1.5 m/s, para lo cual se asumió un valor de 1.5 m/s.
- El dimensionamiento del tramo radial se lo realizo en forma de embudo y secciones no sumergidas.
- El túnel de restitución se lo dimensiono en forma rectangular para una mayor facilidad de cálculo para la obtención de la pendiente ya que el mismo es diseñado para evacuar el caudal de diseño.
- La profundidad de flujo en el túnel de restitución se asumió un valor de $0.9 \cdot hcr$.

Los parámetros obtenidos mediante la aplicación de los algoritmos son los más elementales para el dimensionamiento de las obras de cada aliviadero.

Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal.

En aliviadero abierto de margen con evacuación frontal se pueden identificar los siguientes parámetros.

Canal de acercamiento y vertedero de ingreso.

- c ; escalón de ingreso al vertedero.
- b ; frente del vertedero de ingreso.

Canal de transición

- h_o ; profundidad de flujo.
- i ; pendiente del canal.

Obra de desfogue.

- h_o ; profundidad de flujo.
- Curva de caída libre.
- h_{const} ; Altura constructiva de los muros.

- t ; profundidad del pozo.

Aliviadero cerrado con pozo vertical.

En el aliviadero con pozo vertical se puede identificar los siguientes parámetros.

Canal de acercamiento y vertedero de ingreso

- C ; escalón de ingreso al vertedero
- q ; Caudal unitario
- b ; Ancho del frente del embudo.
- R_o ; Radió de la cresta del vertedero circular.
- b_i ; Ancho de la entrada del embudo.

Tramo radial.

- R ; Radio del tramo radial.
- q ; Caudal unitario del tramo radial.
- h_{cr} ; Profundidad crítica.

Tramo de transición

- Y_{min} ; Profundidad bajo el nivel de aguas arriba en el tramo de transición.

Pozo Vertical

- V ; velocidad media en el pozo vertical.
- d ; Diámetro.

Túnel de restitución rectangular.

- h_o ; Profundidad del túnel.
- V ; Velocidad.
- h_{cr} ; Profundidad crítica.
- i_{cr} ; Pendiente

5.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS DE ALIVIADERO

Para estos tipos de aliviaderos haremos un análisis comparativo global, ya que existen ciertos parámetros semejantes, pero no iguales por que su manera de determinación es diferente, por ende, solo se puede mencionar ciertos puntos.

- En este estudio de análisis de aliviadero se presenta para flujos de variación gradual o uniforme.
- Ambos presentan el mismo sistema de ingreso al aliviadero, representado por un vertedero.
- En el canal de transición y el túnel de restitución se requiere la determinación de la pendiente para su correcto funcionamiento.

CONCLUSIONES

ALGORITMOS Y SU APLICACIÓN

En la elaboración del presente proyecto se obtuvo el algoritmo de cálculo para el diseño de un aliviadero de ladera superficial con evacuación frontal, para los diferentes caudales y cargas en el vertedero de ingreso.

En la elaboración del presente proyecto se obtuvo el algoritmo de cálculo para el diseño de un aliviadero de ladera cerrado con pozo vertical (morning glory), para los diferentes caudales y cargas en el vertedero de ingreso.

El análisis realizado para el aliviadero lateral de margen abierto se utilizaron fundamentalmente los procedimientos correspondientes a los flujos uniforme y no uniforme de variación gradual.

Los algoritmos elaborados permiten comparar alternativas de aliviaderos para la selección de la óptima.

El aliviadero abierto de margen con evacuación frontal es el más óptimo a ser construido por su amplio conocimiento de este, ya que el aliviadero cerrado con pozo vertical aun no es implementado en el país.

El vertedero de entrada al aliviadero es tipo Creager ya que su capacidad de descarga es alta y por ende su eficiencia hidráulica.

El incremento del caudal unitario determina la disminución de las dimensiones geométricas del vertedero de entrada, no así de la estructura de disipación, dando lugar a la necesidad de realizar un análisis técnico-económico para identificar la alternativa óptima.

Dentro de este marco conceptual la mejor entre las dos alternativas planteadas del aliviadero de excedentes será aquella que resulta seleccionada como consecuencia del análisis técnico económica.

En el aliviadero cerrado con pozo vertical el valor de la carga de ingreso al aliviadero en el canal de acercamiento solo influye en el dimensionamiento del frente del vertedero, no afecta al dimensionamiento de las demás obras que pertenecen al aliviadero, pero si puede hacerlo en las características del flujo en dichas obras.

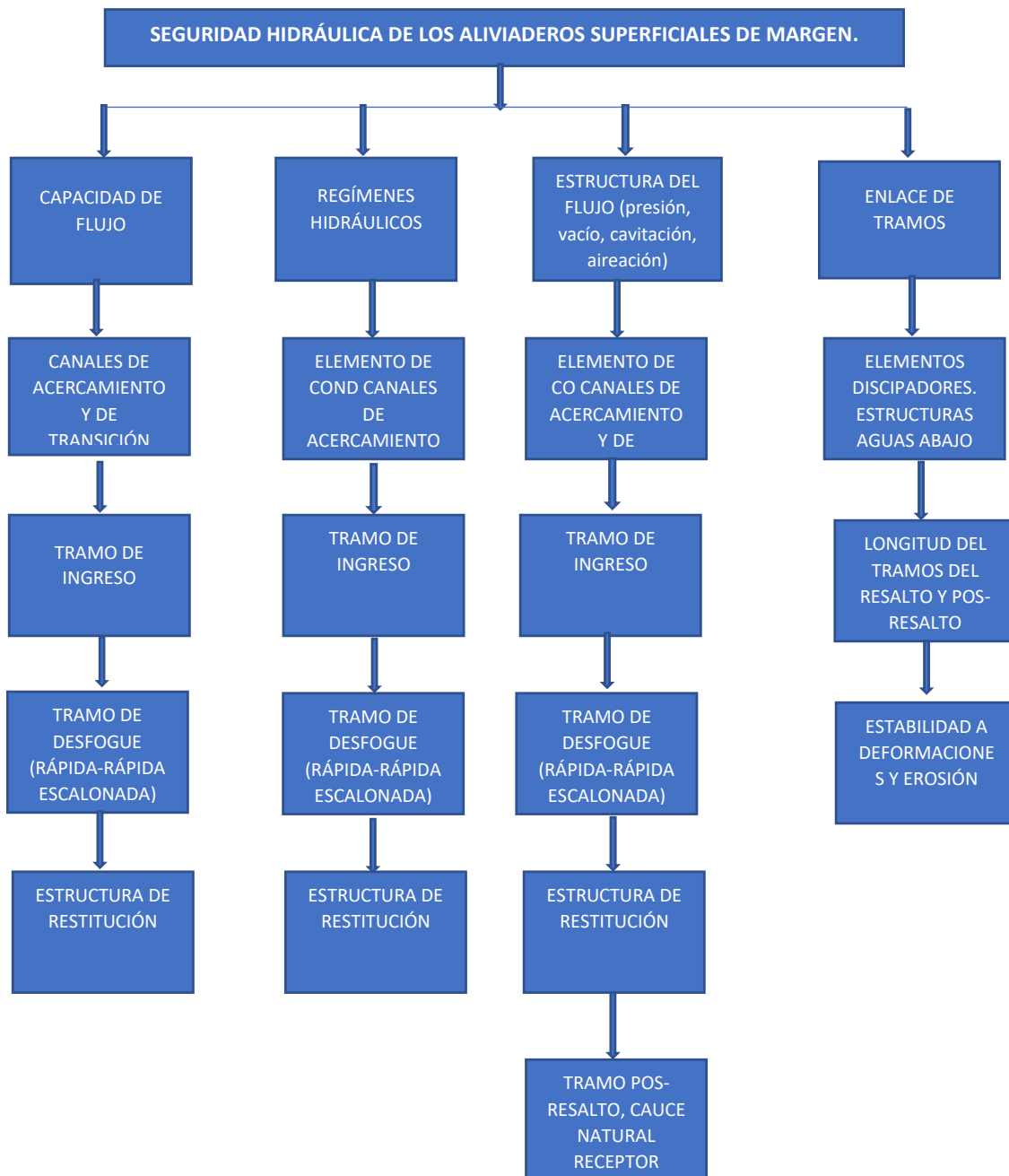
La obra de desfogue del aliviadero abierto de margen con evacuación frontal, en forma de rápida origina la acumulación de energía cinética a lo largo de la conducción lo que significa que al final de esta, la energía que debe disiparse sea alta y, por consiguiente, se requiera de una estructura de disipación de alto costo.

ANÁLISIS DE FUENTES BIBLIOGRÁFICAS

Aliviaderos de margen superficiales.

El marco teórico y la metodología para el diseño de los aliviaderos de margen superficiales y de cada uno de sus componentes están suficientemente desarrolladas y permiten tomar decisiones a partir de resultados confiables.

Sobre la base de los resultados de las investigaciones y experiencia en el campo de los aliviaderos superficiales de margen es posible generalizar los criterios de decisión y evaluación, respecto a la seguridad hidráulica, por ejemplo, como esquemáticamente se muestra en la siguiente figura.



Aliviaderos de margen con pozo vertical.

El análisis de las fuentes disponibles evidencia la existencia de varios métodos de cálculo de la superficie de vertido del embudo de entrada, que originan diferentes

configuraciones; sin embargo, no existe un análisis comparativo, hecho que, de alguna manera, dificulta la selección del método para el diseño;

A pesar de que, para la configuración de la superficie de vertido del embudo de entrada a los aliviaderos con pozo se adopta un perfil sin vacío, en la práctica se presenta vacío para el escenario con carga de diseño, el mismo que llega hasta el 33-60 % de la carga, dependiendo del perfil del embudo;

La aireación del flujo en el aliviadero con pozo está lejos de haber sido suficientemente estudiada;

No se han encontrado recomendaciones sustentadas desde la perspectiva hidráulica, para configurar del tramo que enlaza el pozo del aliviadero con el túnel de restitución; sin embargo, desde el punto de vista geo-mecánico se concluye que la sección tipo baúl conviene en los casos de rocas con módulo de deformación mayor a 5 GPa, en tanto que la ovalada, con su parte inferior de forma cercana a la rectangular, en los casos de rocas con módulo de deformación menor a 5 GPa;

Para las investigaciones en modelos físicos de los aliviaderos de pozo, el criterio que determina los procesos hidrodinámicos es el número de Froude Fr ;

Para los aliviaderos con pozo se adopta con más frecuencia la alternativa con configuración poligonal de la sección transversal, sobre la base de varias investigaciones en modelos físicos;

El análisis de la operación de los aliviaderos con pozo en régimen a presión ha permitido establecer que este régimen no responde a las condiciones de seguridad y confiabilidad de la operación que debe tener la construcción.

RECOMENDACIONES

Para el diseño de un aliviadero en proyectos concretos es necesario disponer de la información básica específica, en particular hidrológica, geológico - geotécnica y topográfica para realizar una adecuada implantación de las obras que intervienen en cada aliviadero.

En el caso del aliviadero cerrado con pozo vertical se debería realizar una implantación de elementos anti-vórtice (por ejemplo, una pila).

Cuando las condiciones topográficas sean favorables el aliviadero más recomendable en la actualidad es el abierto de margen con evacuación frontal por su viabilidad técnica y económica.

El dimensionamiento de las obras de cada aliviadero debe corresponder a la realidad física y observar la experiencia validada en la práctica.

Para aliviadero cerrado con pozo vertical cabe realizar investigaciones y estudios más detallados y con mayor grado de profundidad, tanto más que pueden presentarse discrepancias al aplicar diferentes métodos de diseño.

En escenarios de sitios alejados y limitaciones tecnológicas es recomendable optar por un aliviadero abierto de margen con evacuación frontal sin compuertas para evitar el riesgo de vertido de agua sobre la presa, ya que este es de operación automática y no requiere de ninguna operación externa.

SIMBOLOGÍA

VERTEDERO CON CAÍDA FRONTAL.

Q_{dis} = Caudal de Diseño.

H = Carga del vertedero.

NNE = Nivel normal de embalse.

NFE = Nivel forzado de embalse.

m = Coeficiente de descarga del vertedero.

b = Ancho o frente del vertedero de la sección.

C = Coeficiente de contracción lateral.

g = aceleración de la gravedad.

H_o = Carga total o dinámica.

V_o = Velocidad máxima permisible.

Ω_{NNE} = Área de espejo de agua del nivel normal de embalse.

Ω_{NFE} = Área de espejo de agua del nivel forzado de embalse.

W = Volumen Forzado de embalse.

T_o =Tiempo de duración de la crecida.

Q_{crmax} =Caudal máximo de crecida.

C_s =Altura de la pared del vertedero.

q = Caudal unitario.

E = Energía específica.

E_o =Energía específica total.

h_c =Profundidad contraída.

φ =Coeficiente de velocidad.

h' = Primera conjugada.

h'' = Segunda conjugada.

h_{cr} =Profundada crítica.

h_o =Profundidad del flujo en el canal de transición.

L_R =Longitud de resalto.

X =Perímetro mojado.

m =Pendiente de talud.

R =Radio hidráulico.

W =Sección de flujo.

C =Coeficiente de Chezy.

n =Coeficiente de rugosidad de Manning.

J =Pendiente del canal.

B =Ancho en superficie libre.

H' =Carga en canal de Transición.

C' =Altura del escalón en el canal de transición.

i =Pendiente del terreno en la obra de desfogue.

L =Longitud de la obra de desfogue.

J =Pendiente del canal.

Δd = Desnivel de obra de desfogue

L_{rap} =Longitud de la rápida.

K_{nec} =Caudal necesario.

\emptyset = Ángulo entre la inclinación de la rápida y la horizontal

h_1 =Profundidad en la sección 1 de la rápida

h_2 =Profundidad en la sección 2 de la rápida

h_o =Profundidad de flujo en la rápida

V =Velocidad del flujo de la rápida.

V_1 =Velocidad del flujo de la rápida.

E_1 =Energía del flujo de la rápida.

ΔE =Variación de la Energía.

h_{prom} =Profundidad promedio del flujo.

W_{prom} =Sección de flujo promedio del flujo.

X_{prom} =Perímetro mojado promedio de flujo.

R_{prom} =Radio hidráulico promedio de flujo.

i_{fr} =Gradiente de fricción.

ΔS = Distancia entre h_1 y h_2

V_{cr} =Velocidad crítica.

S =Coeficiente de aireación.

t =Espesor de losa

h_{const} =Altura constructiva del muro.

L_{Res} =Longitud de resalto.

VERTEDERO CON POZO VERTICAL (MORNING GLORY)

q =Caudal unitario.

b =Ancho del frente del embudo.

R_o =Radio de la cresta del vertedero circular.

m =Coeficiente de descarga del caudal.

Q_i =Magnitud del caudal para una serie de secciones transversales.

α = ángulo en excavación de acercamiento

A_i =Área del flujo.

b_i =Ancho de la entrada del embudo.

R =Radio del tramo radial.

q =Caudal unitario del tramo radial.

h_{cr} =Profundidad crítica.

y =Coordenadas

y_{corr} =Coordenadas corregidas.

Y_{min} =Profundidad bajo el nivel de aguas arriba en el tramo de transición.

V = Velocidad media en el pozo vertical.

A =Magnitud del área de las secciones para diferentes abscisas.

A_o =Área para diferentes secciones considerando la aireación.

d = Diámetro.

h_{cr} =Profundidad crítica.

X =Perímetro mojado.

m =Pendiente de talud.

R =Radio hidráulico.

W =Sección de flujo.

C =Coeficiente de Chezy.

I_{cr} =Pendiente.

Referencias

- CALERO HIDALGO J.I. (2018). *MECÁNICA DE FLUIDOS I*. QUITO: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- CALERO HIDALGO J.I. (2019). *MECÁNICA DE FLUIDOS II*. QUITO: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- CALERO HIDALGO J.I. (2019). *OBRAS HIDRÁULICAS I*. QUITO: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- CALERO HIDALGO J.I. (2020). *OBRAS HIDRÁULICAS II*. QUITO: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA.
- Dominguez. (1974). *F. Hidraulica, capitulo vertederos laterales*. Universidad de Chile: Universitaria.
- F., G. (2000). *Diseño construcción de modelos hidraulicos para la optimizacion de vertederos laterales*. Bogotá : Universidad de Colombia.
- Gurges, A. P. (2015). *SUSTENTACIÓN TEÓRICA, EXPERIMENTAL Y DE CALCULO DE LOS PARAMETROS DE LOS ALIVIADEROS CON POZO*. Moscu: MGSU.
- Hidalgo, J. I. (2021). *CONSTRUCCIONES HIDRÁULICAS, SISTEMAS DE REGULACION*. QUITO: Universidad Politecnica Salesiana.
- Javier, F. R. (2014). Concepto de recursos naturales. *gestiopolis*, 89.
- Medina, G. A. (2003). Vertederos Laterales. *Geocities*, 1-2.
- Moys, P. P. (1976). *Aliviadero con pozo*. Moscu: Edit. Energia.
- Plaza, C. (2018). Ensayo de los recursos naturales. *Academia*, 3.
- Salamanca. (1970). Estudio del Vertedero Lateral. *Publicaciones de la Facultad de Ingenierías Bogotá* .
- Suarez, O. V. (2019). Conservación Del Medio Ambiente y Explotación de Recursos Naturales. *Scribd* , 2.
- Aliviaderos y Desagues. <https://es.scribd.com/doc/265108922/2001-febrero-3407-04-Aliviaderos-y-seguridad-de-presas>.
- Bredley, I. N. (s.f.). Morning-Glory shaft spillway: prototype behavior. En *Proceedings of the American Society of civil engineers. Discussion Separaten*.
- Chow, V. (1983). *Hidráulica de los canales abiertos*. México : Editorial Diana.

- Erazo, W. R. (2018). Diseño de Obras Hidrotécnicas. En W. R. Erazo, *Diseño de Obras Hidrotécnicas* (págs. 4-10).
- Gonzalo Marin, B. A. (2001). Aliviaderos.
- Hernández, A. (2010). Aliviaderos.
- Medina, G. A. (2003). Vertederos Laterales. *Geocities*, 1-2.
- Novak, P., Moffat , A., Nalluri , C., & Narayanan , R. (2003). Hydraulic structures. London & New York.
- OOPP. Construcciones Civiles. (2021). Presas Aliviaderos Y desagues. En O. C. Civiles.
- Peterka A.T. Morning-Glory shaft spillways: performance tests on prototype and model. Proceedings, A. (s.f.).
- Rosanol, N., & Rosanova N.N, N. (1981). Some problems of modeling water outlet structures wis free-surface flow. Proc. 19 IAHR Congr. New-Deli.

ANEXOS

Tablas de resultados.

Resultados obtenidos de las corridas realizadas en los algoritmos variando los parámetros.

Aliviadero abierto de margen con de evacuación frontal.

- Para $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Tabla 41.

Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Resultados obtenidos	
Frente del vertedero y análisis del resalto hidráulico	
Ho (m)	3,037
b (m)	25,993
q (m^3/sm)	11,54
E (m)	15,57
Eo (m)	15,61
hc (m)	0,71
h' (m)	0,71
h'' (m)	5,19
W (m^2)	352,94
ho (m)	9,83
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Lr (m)	22,42

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 42.

Dimensionamiento del canal de transición, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	53,796
R (m)	6,561
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	76,013
J	0,0000191
B (m)	45,65
hcr (m)	2,31
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO

$h'' < h_o$	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
H_o' (m)	3,40
H' (m)	3,24
C' (m)	6,59

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 43.

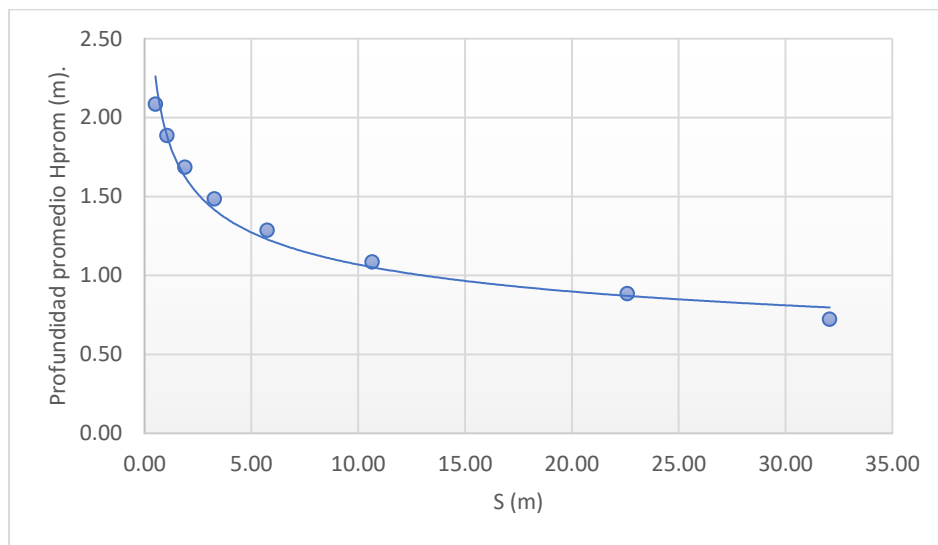
Dimensionamiento de la obra de desfogue, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	2,39
Knec (m^3/s)	670,82
K (m^3/s)	676,97
h_o (m)	0,66
h (m)	2,19
W (m^2)	56,81
X (m)	30,36
R (m)	1,87
v (m/s)	5,28
vcr (m7s)	18,76
s	0,00
t (m)	0,25
hconts (m)	2,44
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	6,41
t (m)	4,00
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	6,41
hrío (m)	7,00
Lr (m)	28,87
Lr (m)	28,77

Elaborado por: Las Autoras

Figura 46.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 44.

Altura constructiva del muro, $Q= 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

h	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
2,19	56,81	30,36	1,87	5,28	18,760	0	0,25	2,44
1,99	51,61	29,96	1,72	5,81	15,716	0	0,27	2,25
1,79	46,42	29,56	1,57	6,46	18,499	0	0,28	2,07
1,59	41,22	29,16	1,41	7,28	18,343	0	0,30	1,88
1,39	36,02	28,76	1,25	8,33	18,177	0	0,32	1,70
1,19	30,82	28,36	1,09	9,73	18,002	0	0,34	1,53
0,99	25,62	27,96	0,92	11,71	17,815	0	0,38	1,36
0,79	20,42	27,56	0,74	14,69	17,612	0	0,42	1,21
0,66	17,16	27,31	0,63	17,49	17,474	0	0,46	1,12

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.**

Tabla 45.

Determinación del frente del vertedero, análisis de disipación de energía, dimensionamiento del canal de transición, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

**Frente del vertedero y análisis del resalto
hidráulico**

Ho (m)	3,037
b (m)	43,035
q (m ³ /sm)	11,62
E (m)	15,62
Eo (m)	15,65
hc (m)	0,71
h' (m)	0,71
h'' (m)	5,24
W (m ²)	588,24
ho (m)	11,00
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Lr (m)	22,63
Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	74,148
R (m)	7,933
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	78,458
J	0,0000148
B (m)	65,04
hcr (m)	2,35
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	3,40
H' (m)	3,24
C' (m)	7,76

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 46.

Dimensionamiento de la obra de desfogue, Q= 500 m³/s, H= 3 m.

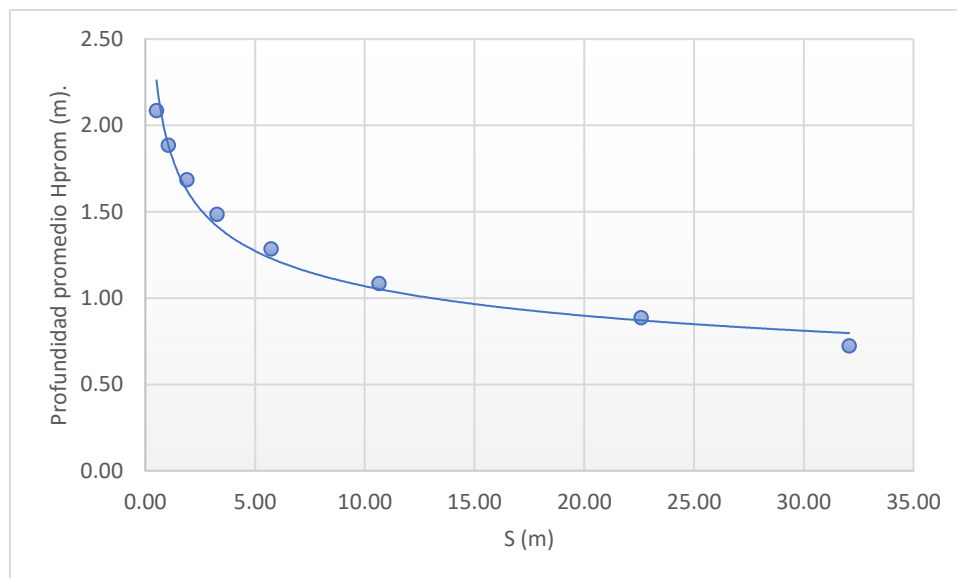
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	2,40
Knec (m ³ /s)	1118,03
K (m ³ /s)	1124,56
ho (m)	0,66
h (m)	2,20

W (m ²)	94,52
X (m)	47,43
R (m)	1,99
v (m/s)	5,29
vcr (m7s)	18,87
s	0,00
t (m)	0,25
hconst (m)	2,45
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	6,46
t (m)	4,00
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	6,46
hrío (m)	7,00
Lr (m)	29,06
Lr (m)	28,99

Elaborado por: Las Autoras

Figura 47.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 500 m³/s, H= 3 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 47.

Altura constructiva del muro, Q= 500 m³/s, H= 3 m.

h	w	x	r	v	vcr	S	T	hcost
---	---	---	---	---	-----	---	---	-------

2,20	94,52	47,43	1,99	5,29	18,873	0	0,25	2,45
2,00	85,91	47,03	1,83	5,82	15,635	0	0,27	2,26
1,80	77,30	46,63	1,66	6,47	18,585	0	0,28	2,08
1,60	68,70	46,23	1,49	7,28	18,416	0	0,30	1,90
1,40	60,09	45,83	1,31	8,32	18,239	0	0,32	1,72
1,20	51,48	45,43	1,13	9,71	18,052	0	0,35	1,54
1,00	42,88	45,03	0,95	11,66	17,855	0	0,38	1,37
0,80	34,27	44,63	0,77	14,59	17,644	0	0,42	1,22
0,66	28,40	44,35	0,64	17,60	17,489	0	0,46	1,12

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Tabla 48.

Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Frente del vertedero y análisis del resalto hidráulico	
Ho (m)	3,037
b (m)	68,598
q (m^3/sm)	11,66
E (m)	15,84
Eo (m)	15,88
hc (m)	0,71
h' (m)	0,71
h'' (m)	5,26
W (m^2)	941,18
ho (m)	11,70
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Lr (m)	22,75

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 49.

Dimensionamiento del canal de transición, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	101,690
R (m)	9,255
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	80,499
J	0,0000120
B (m)	92,00

hcr (m)	2,40
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	3,40
H' (m)	3,24
C' (m)	8,46

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 50.

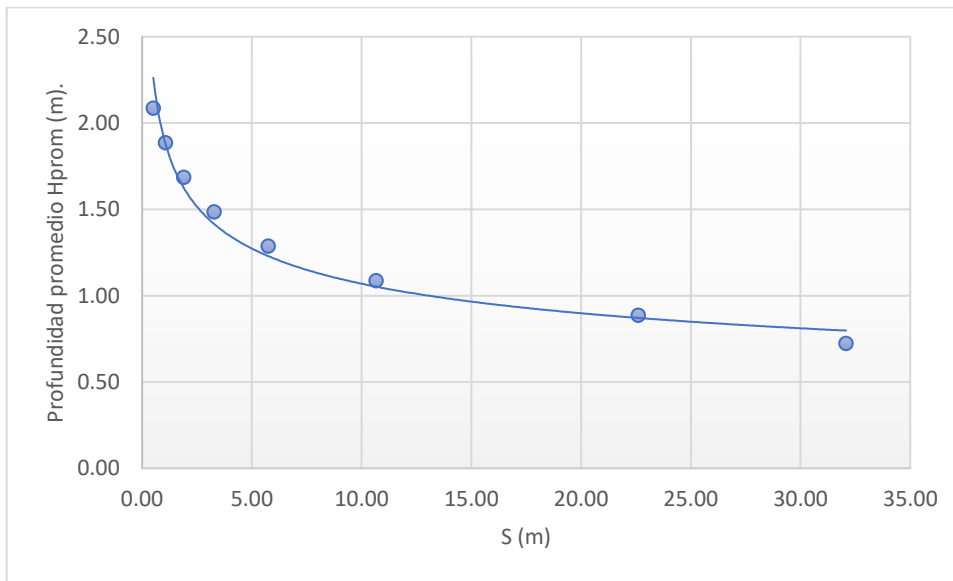
Dimensionamiento de la obra de desfogue, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	2,40
Knec (m^3/s)	1788,85
K (m^3/s)	1795,95
ho (m)	0,66
h (m)	2,20
W (m^2)	151,07
X (m)	73,00
R (m)	2,07
v (m/s)	5,30
vcr (m7s)	18,94
s	0,00
t (m)	0,26
hconst (m)	2,46
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	6,48
t (m)	4,00
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	6,48
hrío (m)	7,00
Lr (m)	29,17
Lr (m)	29,11

Elaborado por: Las Autoras

Figura 48.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 51.

Altura constructiva del muro, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

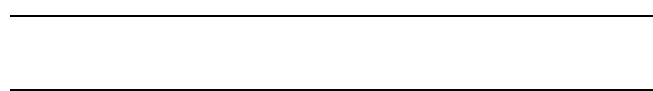
h	w	x	r	v	vcr	s	T	hcost
2,20	151,07	73,00	2,07	5,30	18,943	0	0,26	2,46
2,00	137,35	72,60	1,89	5,82	15,584	0	0,27	2,27
1,80	123,63	72,20	1,71	6,47	18,638	0	0,28	2,08
1,60	109,92	71,80	1,53	7,28	18,460	0	0,30	1,90
1,40	96,20	71,40	1,35	8,32	18,275	0	0,32	1,72
1,20	82,48	71,00	1,16	9,70	18,082	0	0,35	1,55
1,00	68,76	70,60	0,97	11,64	17,879	0	0,38	1,38
0,80	55,04	70,20	0,78	14,54	17,663	0	0,42	1,23
0,66	45,27	69,92	0,65	17,67	17,498	0	0,47	1,13

Elaborado por: Autoras

- **Para $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.**

Tabla 52.

Determinación del frente del vertedero y análisis de disipación de energía, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.



Frente del vertedero y análisis del resalto hidráulico	
Ho (m)	3,037
b (m)	85,660
q (m ³ /sm)	11,67
E (m)	15,07
Eo (m)	15,11
hc (m)	0,73
h' (m)	0,73
h'' (m)	5,18
W (m ²)	1176,47
ho (m)	11,80
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Lr (m)	22,25

Elaborado por: Autoras

Tabla 53.

Dimensionamiento del canal de transición, Q= 1000 m³/s, H= 3 m.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	119,035
R (m)	9,883
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	81,385
J	0,0000110
B (m)	109,26
hcr (m)	2,40
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	3,36
H' (m)	3,20
C' (m)	8,60

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 54.

Dimensionamiento de la obra de desfogue, Q= 1000 m³/s, H= 3 m.

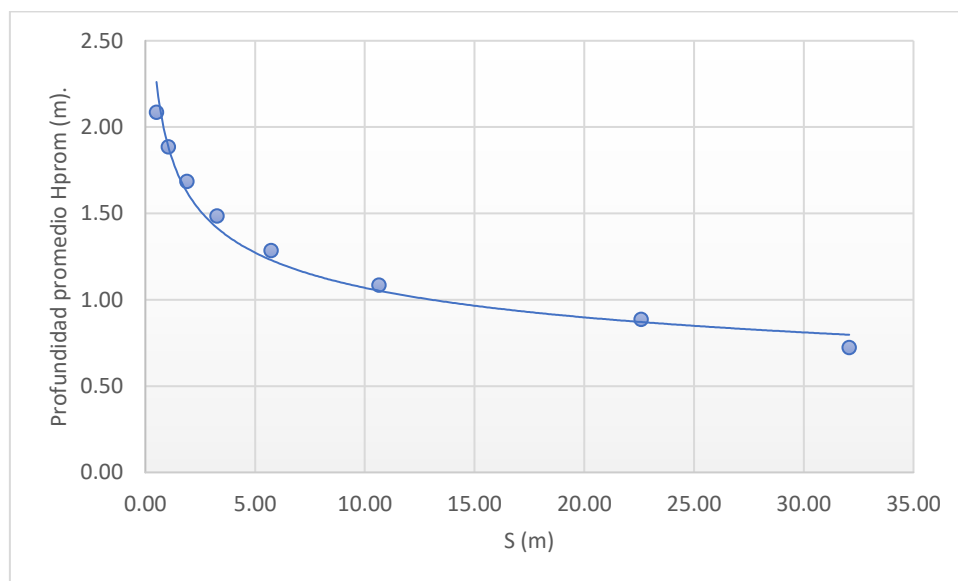
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	2,40
Knec (m ³ /s)	2236,07

K (m ³ /s)	2244,06
ho (m)	0,66
h (m)	2,20
W (m ²)	188,79
X (m)	90,07
R (m)	2,10
v (m/s)	5,30
vcr (m7s)	18,97
s	0,00
t (m)	0,26
hconst (m)	2,46
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrio (m)	3,00
h'' (m)	6,49
t (m)	4,00
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	6,49
hrio (m)	7,00
Lr (m)	29,20
Lr (m)	29,14

Elaborado por: Las Autoras

Figura 49.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 1000 m³/s, H= 3 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 55. Altura constructiva del muro, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

h	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
2,20	188,78	90,05	2,10	5,30	18,967	0	0,26	2,46
2,00	171,65	89,65	1,91	5,83	15,566	0	0,27	2,27
1,80	154,52	89,25	1,73	6,47	18,656	0	0,28	2,09
1,60	137,39	88,85	1,55	7,28	18,475	0	0,30	1,90
1,40	120,27	88,45	1,36	8,31	18,288	0	0,32	1,72
1,20	103,14	88,05	1,17	9,70	18,093	0	0,35	1,55
1,00	86,01	87,65	0,98	11,63	17,887	0	0,38	1,38
0,80	68,88	87,25	0,79	14,52	17,669	0	0,42	1,23
0,66	56,52	86,96	0,65	17,69	17,501	0	0,47	1,13

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=2\text{m}$.**

Tabla 56.

Determinación de del frente del vertedero y análisis hidráulico para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=2\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	2,04
b (m)	31,38
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	6,37
E (m)	9,35
Eo (m)	9,39
hc (m)	0,51
h' (m)	0,51
h'' (m)	3,04
W (m^2)	235,29
ho (m)	6,20
Lr (m)	12,64
h''<ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 57.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición

X (m)	48,917
R (m)	4,810
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	72,180
J	0,000028830
B (m)	43,78
hcr (m)	3,50
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h" < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	1,86

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 58.

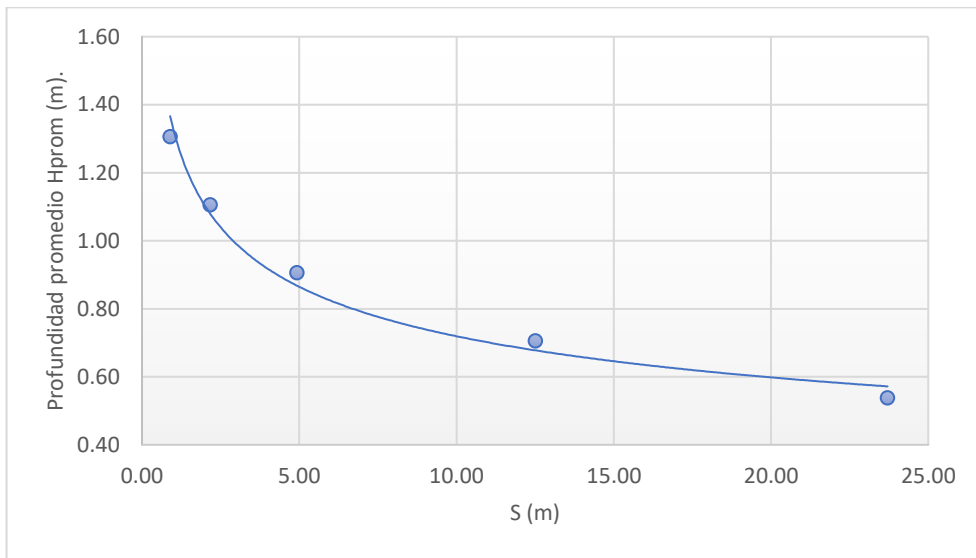
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	1,61
Knec (m ³ /s)	447,21
K (m ³ /s)	818,47
ho (m)	0,66
ho<hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	1,41
W (m ²)	44,11
X (m)	34,19
R (m)	1,29
v (m/s)	4,53
vcr (m7s)	18,20
s	0,00
t (m)	0,17
hconst (m)	1,58

Elaborado por: Las Autoras

Figura 50.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 59.

Altura constructiva del muro, $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.

H	w	x	r	v	vcr	s	T	hcost
1,41	44,11	34,19	1,29	4,53	18,195	0	0,17	1,58
1,21	37,84	33,79	1,12	5,29	16,146	0	0,19	1,39
1,01	31,56	33,39	0,95	6,34	17,847	0	0,21	1,21
0,81	25,29	32,99	0,77	7,91	17,642	0	0,23	1,04
0,61	19,01	32,59	0,58	10,52	17,417	0	0,27	0,87
0,47	14,75	32,32	0,46	13,56	17,251	0	0,30	0,77

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 60.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=2\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00

h'' (m) 3,54

$h'' > h_{río}$

RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 61.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	2
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	3,54
h _{río} (m)	5
$h'' < h_{río}$	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
L _r (m)	15,94
L _r (m)	14,41

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=4\text{m}$.**

Tabla 62.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis} 200 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=4\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	4,04
b (m)	11,53
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	17,34
E (m)	15,48
Eo (m)	15,48
hc (m)	1,10
h' (m)	1,10
h'' (m)	6,49
W (m^2)	235,29
ho (m)	10,30
L _r (m)	26,93

$h'' < h_o$ Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 63.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	40,664
R (m)	5,786
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	74,438
J	0,000022535
B (m)	32,13
hcr (m)	2,90

$h_o > h_{cr}$ EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO

$h'' < h_o$ Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Ho' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	5,96

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 64.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

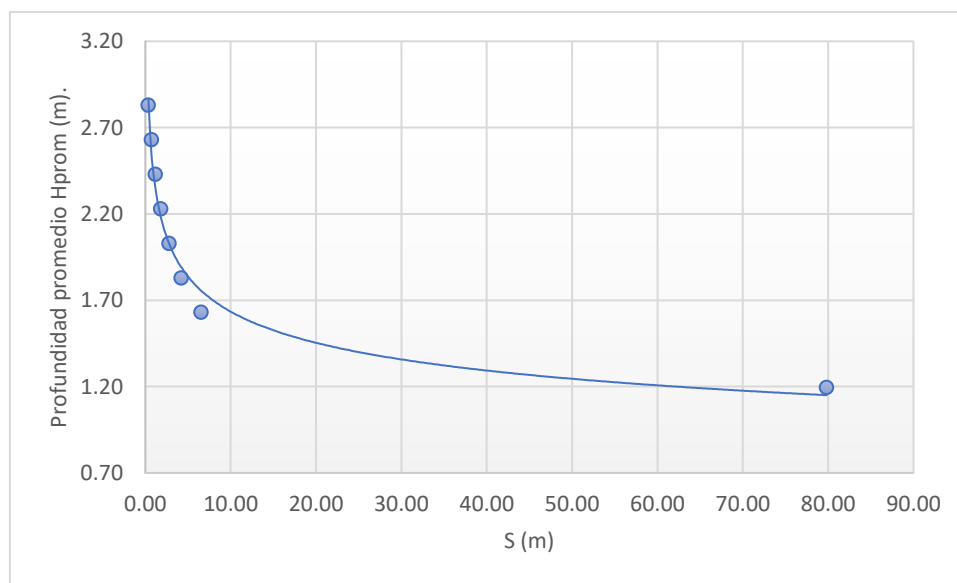
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	3,13
Knec (m ³ /s)	447,21
K (m ³ /s)	297,23
ho (m)	0,66
ho < hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	2,93
W (m ²)	33,79
X (m)	17,39

R (m)	1,94
v (m/s)	5,92
vcr (m7s)	18,83
s	0,00
t (m)	0,33
hconst (m)	3,26

Elaborado por: Las Autoras

Figura 51.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 200 m³/s, H= 4 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 65.

Altura constructiva del muro, Q= 200 m³/s, H= 4 m.

h	w	X	r	v	vcr	s	T	hcost
2,93	33,79	17,39	1,94	5,92	18,826	0	0,33	3,26
2,73	31,48	16,99	1,85	6,35	15,615	0	0,34	3,07
2,53	29,17	16,59	1,76	6,86	18,682	0	0,35	2,88
2,33	26,87	16,19	1,66	7,44	18,586	0	0,37	2,70
2,13	24,56	15,79	1,56	8,14	18,484	0	0,39	2,52
1,93	22,26	15,39	1,45	8,99	18,375	0	0,41	2,34
1,73	19,95	14,99	1,33	10,03	18,258	0	0,43	2,16
1,53	17,64	14,59	1,21	11,34	18,132	0	0,46	1,99
0,85	9,80	13,23	0,74	20,40	17,612	0	0,61	1,46

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 66.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=4\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	9,64
h'' > hrío	
RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación	

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 67.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	8
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	9,64
hrío (m)	11
h'' < hrío	
RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación	
Lr (m)	43,38
Lr (m)	44,90

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q_{dis}= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5\text{m}$.**

Tabla 68.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis}= 200\text{m}^3/\text{s}$ y

$H=5\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	5,04

b (m)	8,36
q (m ³ /s.m)	23,92
E (m)	13,24
Eo (m)	13,24
hc (m)	1,67
h' (m)	1,67
h'' (m)	7,40
W (m ²)	235,29
ho (m)	11,20
Lr (m)	28,64
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 69.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	40,041
R (m)	5,876
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	74,630
J	0,000022075
B (m)	30,76
hcr (m)	3,40
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	6,86

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 70.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

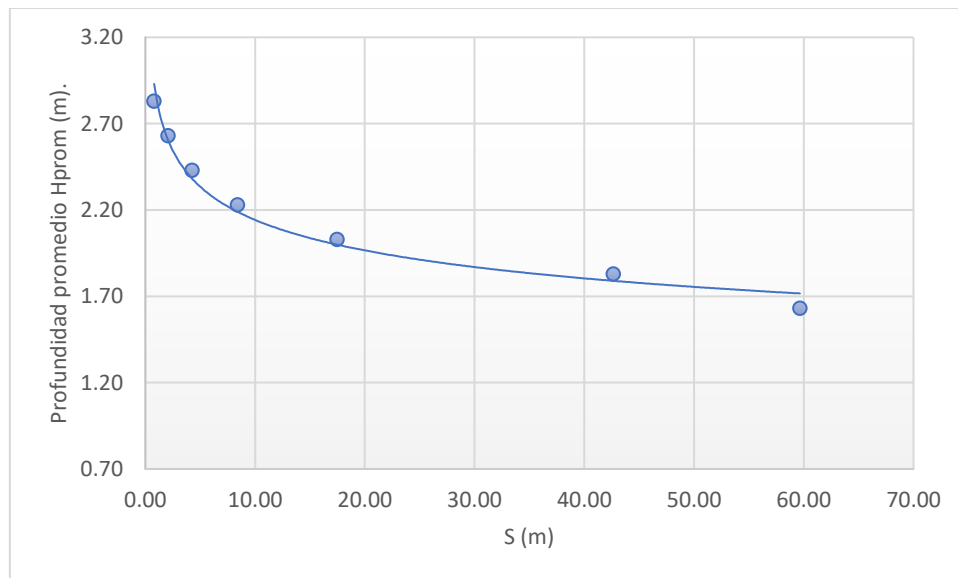
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	3,88
Knec (m ³ /s)	447,21
K (m ³ /s)	214,04
ho (m)	0,66
ho < hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII

h (m)	3,68
W (m ²)	30,75
X (m)	15,72
R (m)	1,96
v (m/s)	6,50
vcr (m ⁷ s)	18,84
S	0,00
t (m)	0,41
hconst (m)	4,08

Elaborado por: Las Autoras

Figura 52.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 200 m³/s, H= 5 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 71.

Altura constructiva del muro, Q= 200 m³/s, H= 5 m.

h	w	x	r	v	vcr	s	T	hcost
3,68	30,75	15,72	1,96	6,50	18,839	0	0,41	4,08
3,48	29,08	15,32	1,90	6,88	15,578	0	0,42	3,89
3,28	27,41	14,92	1,84	7,30	18,758	0	0,43	3,71
3,08	25,74	14,52	1,77	7,77	18,696	0	0,44	3,52
2,88	24,06	14,12	1,70	8,31	18,630	0	0,46	3,34
2,68	22,39	13,72	1,63	8,93	18,560	0	0,48	3,15
2,48	20,72	13,32	1,56	9,65	18,485	0	0,49	2,97

2,28	19,05	12,92	1,47	10,50	18,404	0	0,52	2,79
1,05	8,78	10,46	0,84	22,78	17,727	0	0,76	1,81

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 72.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=5\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	13,29
h'' > hrío	
RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación	

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 73.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=200 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	12
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	13,29
hrío (m)	15
h'' < hrío	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
Lr (m)	59,82
Lr (m)	63,16

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=2\text{m}$.**

Tabla 74.*Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y* *$H = 2\text{m}$.*

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	2,04
b (m)	78,01
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	6,41
E (m)	9,58
Eo (m)	9,58
hc (m)	0,50
h' (m)	0,50
h" (m)	3,10
W (m^2)	588,24
ho (m)	14,00
Lr (m)	13,00
h" < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 75.*Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H = 2\text{m}$.*

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	117,611
R (m)	5,002
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	72,652
J	0,000027368
B (m)	106,01
hcr (m)	3,00
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h" < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	9,66

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 76.

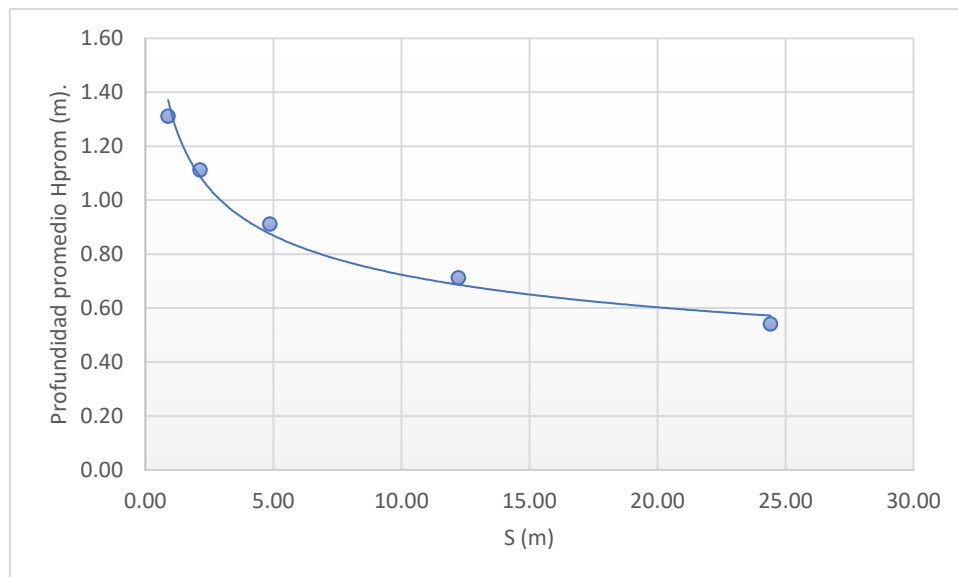
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	1,61
Knec (m^3/s)	1118,03
K (m^3/s)	2043,23
ho (m)	0,66
ho<hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	1,41
W (m^2)	110,14
X (m)	80,84
R (m)	1,36
v (m/s)	4,54
vcr (m/s)	18,27
s	0,00
t (m)	0,18
hconst (m)	1,59

Elaborado por: Las Autoras

Figura 53.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 77.*Altura constructiva del muro, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.*

h	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
1,41	110,14	80,84	1,36	4,54	18,268	0	0,18	1,59
1,21	94,54	80,44	1,18	5,29	16,110	0	0,19	1,40
1,01	78,93	80,04	0,99	6,33	17,893	0	0,21	1,22
0,81	63,33	79,64	0,80	7,89	17,676	0	0,23	1,04
0,61	47,73	79,24	0,60	10,48	17,442	0	0,27	0,88
0,46	35,89	78,93	0,45	13,93	17,249	0	0,31	0,77

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 78.*Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y* *$H=2\text{m}$.*

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrio (m)	3,00
h" (m)	3,56
h"> hrio	

RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 79.*Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.*

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	2
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h" (m)	3,56
hrio (m)	5
h"< hrio	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
Lr (m)	16,03
Lr (m)	14,51

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 4\text{m}$.

Tabla 80.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H = 4\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	4,04
b (m)	28,34
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	17,64
E (m)	22,82
Eo (m)	22,82
hc (m)	0,90
h' (m)	0,90
h'' (m)	7,41
W (m^2)	588,24
ho (m)	14,00
Lr (m)	32,55
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 81.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H = 4\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	67,937
R (m)	8,659
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	79,610
J	0,000013166
B (m)	56,34
hcr (m)	3,00
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO

$h'' < h_o$	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
H_o' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	9,66

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 82.

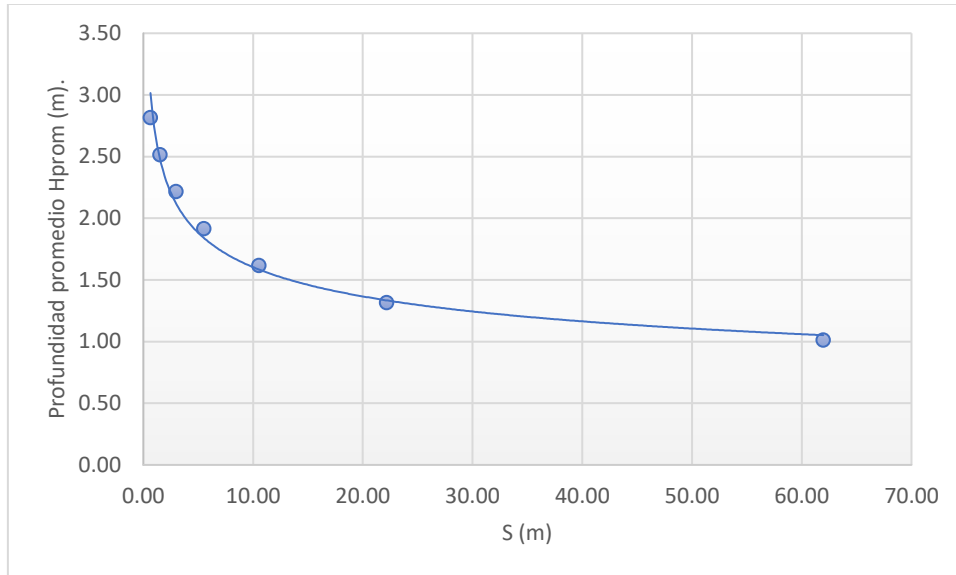
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
L_{rap} (m)	200,00
h_{cr} (m)	3,17
K_{nec} (m^3/s)	1118,03
K (m^3/s)	738,59
h_o (m)	0,66
$h_o < h_{cr}$	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	2,97
W (m^2)	84,05
X (m)	34,27
R (m)	2,45
v (m/s)	5,95
v_{cr} (m^7s)	19,29
s	0,00
t (m)	0,33
h_{const} (m)	3,30

Elaborado por: Las Autoras

Figura 54.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 83.

Altura constructiva del muro, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.

h	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
2,97	84,05	34,27	2,45	5,95	19,287	0	0,33	3,30
2,67	75,55	33,67	2,24	6,62	15,297	0	0,35	3,02
2,37	67,05	33,07	2,03	7,46	18,937	0	0,37	2,74
2,07	58,55	32,47	1,80	8,54	18,725	0	0,40	2,46
1,77	50,04	31,87	1,57	9,99	18,499	0	0,43	2,20
1,47	41,54	31,27	1,33	12,04	18,256	0	0,47	1,94
1,17	33,04	30,67	1,08	15,13	17,992	0	0,53	1,70
0,85	24,09	30,04	0,80	20,76	17,684	0	0,62	1,47

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 84.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=4\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66

h _{r10} (m)	3,00
h'' (m)	9,81

h'' > h_{r10}

RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 85.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	8
h _c (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	9,81
h _{r10} (m)	11
h'' < h _{r10}	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
L _r (m)	44,13
L _r (m)	45,73

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q_{dis}= 500\text{m}^3/\text{s}$, $H= 5\text{m}$.

Tabla 86.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=5\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
H ₀ (m)	5,04
b (m)	20,62
q (m ³ /s.m)	24,24
E (m)	30,73
E ₀ (m)	30,73
h _c (m)	30,00
h' (m)	30,00
h'' (m)	14,13
W (m ²)	588,24

ho (m)	16,00
Lr (m)	-79,34
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 87.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	65,878
R (m)	8,929
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	80,019
J	0,000012637
B (m)	52,62
hcr (m)	3,70
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	5,60
H' (m)	5,44
C' (m)	10,56

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 88.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

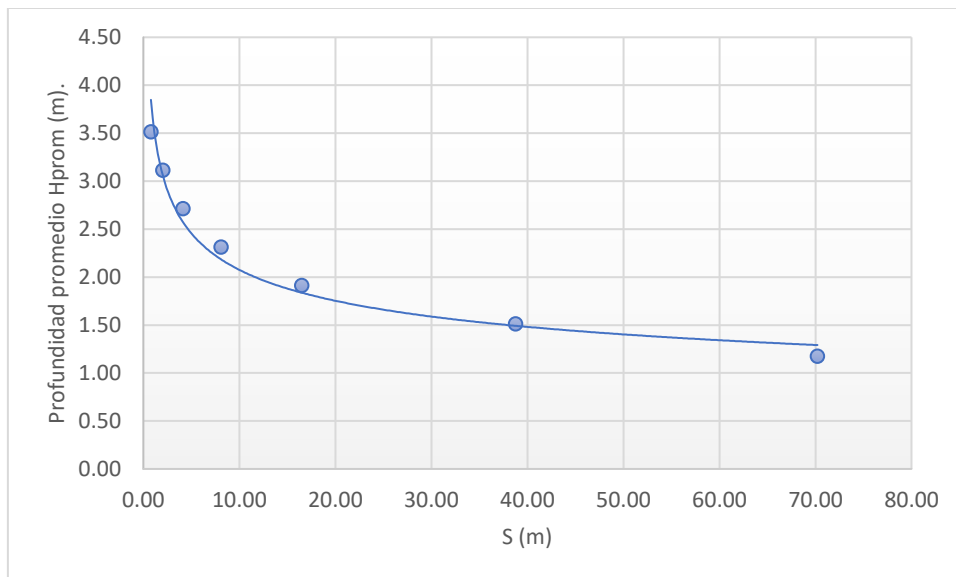
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	3,91
Knec (m ³ /s)	1118,03
K (m ³ /s)	535,96
ho (m)	0,66
ho < hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	3,71

W (m ²)	76,58
X (m)	28,05
R (m)	2,73
v (m/s)	6,53
vcr (m7s)	19,53
s	0,00
t (m)	0,41
hconst (m)	4,12

Elaborado por: Las Autoras

Figura 55.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 500 m³/s, H= 5 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 89.

Altura constructiva del muro, Q= 500 m³/s, H= 5 m.

h	w	X	r	v	vcr	s	T	hcost
3,71	76,58	28,05	2,73	6,53	19,530	0	0,41	4,12
3,31	68,33	27,25	2,51	7,32	15,072	0	0,43	3,75
2,91	60,08	26,45	2,27	8,32	19,162	0	0,46	3,37
2,51	51,83	25,65	2,02	9,65	18,931	0	0,50	3,01
2,11	43,58	24,85	1,75	11,47	18,678	0	0,54	2,66
1,71	35,33	24,05	1,47	14,15	18,399	0	0,60	2,32
1,31	27,08	23,25	1,16	18,46	18,086	0	0,69	2,00
1,03	21,24	22,68	0,94	23,54	17,838	0	0,78	1,81

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 90.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y

$H=5\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	13,47
h'' > hrío	
RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación	

Elaborado por: Autoras

Tabla 91.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	12
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	13,47
hrío (m)	15
h'' < hrío	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
Lr (m)	60,64
Lr (m)	64,07

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q_{dis}= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2\text{m}$.**

Tabla 92.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

y $H=2\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	2,04
b (m)	155,74

q (m ³ /s.m)	6,42
E (m)	9,58
Eo (m)	9,58
hc (m)	0,52
h' (m)	0,52
h'' (m)	3,03
W (m ²)	1176,47
ho (m)	8,92
Lr (m)	12,54
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 93.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	180,970
R (m)	6,501
C (m ^{1/2} s ⁻¹)	75,897
J	0,000019294
B (m)	173,58
hcr (m)	2,26
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	3,40
H' (m)	3,24
C' (m)	5,68

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 94.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

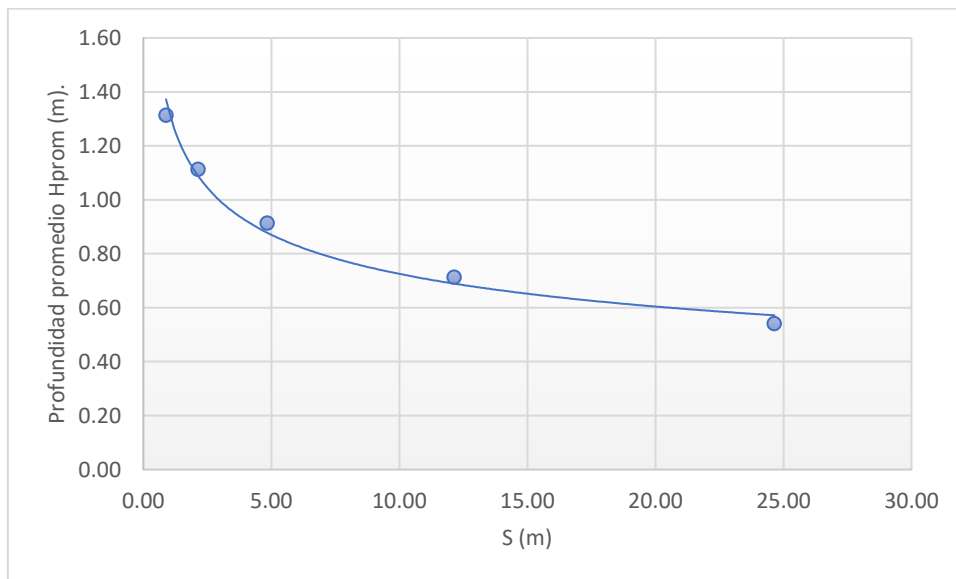
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	1,61
Knec (m ³ /s)	2236,07

K (m ³ /s)	4084,70
ho (m)	0,66
ho<hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE,CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	1,41
W (m ²)	220,18
X (m)	158,57
R (m)	1,39
v (m/s)	4,54
vcr (m7s)	18,29
S	0,00
t (m)	0,18
hconst (m)	1,59

Elaborado por: Las Autoras

Figura 56.

Curva de caída libre tipo bII, Q= 1000 m³/s, H= 2 m.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 95.

Altura constructiva del muro, Q= 1000 m³/s, H= 2 m.

h	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
1,41	220,18	158,57	1,39	4,54	18,295	0	0,18	1,59
1,21	189,03	158,17	1,20	5,29	16,097	0	0,19	1,40

1,01	157,89	157,77	1,00	6,33	17,909	0	0,21	1,22
0,81	126,74	157,37	0,81	7,89	17,688	0	0,23	1,05
0,61	95,59	156,97	0,61	10,46	17,450	0	0,27	0,88
0,46	71,64	156,66	0,46	13,96	17,252	0	0,31	0,77

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 96.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	3,57
RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación	
h'' > hrío	

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 97.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=2\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	2
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	3,57
hrío (m)	5
h'' < hrío	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
Lr (m)	16,06
Lr (m)	14,54

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q_{dis}= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4\text{m}$.

Tabla 98.*Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$* *y $H=4\text{m}$.*

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	4,04
b (m)	56,11
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	17,82
E (m)	23,05
Eo (m)	23,05
hc (m)	0,90
h' (m)	0,90
h'' (m)	7,49
W (m^2)	1176,47
ho (m)	16,00
Lr (m)	32,97
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 99.*Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.*

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	101,363
R (m)	11,607
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	83,595
J	0,000008908
B (m)	88,11
hcr (m)	3,40
ho > hcr	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación
Ho' (m)	4,50
H' (m)	4,34
C' (m)	11,66

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 100.

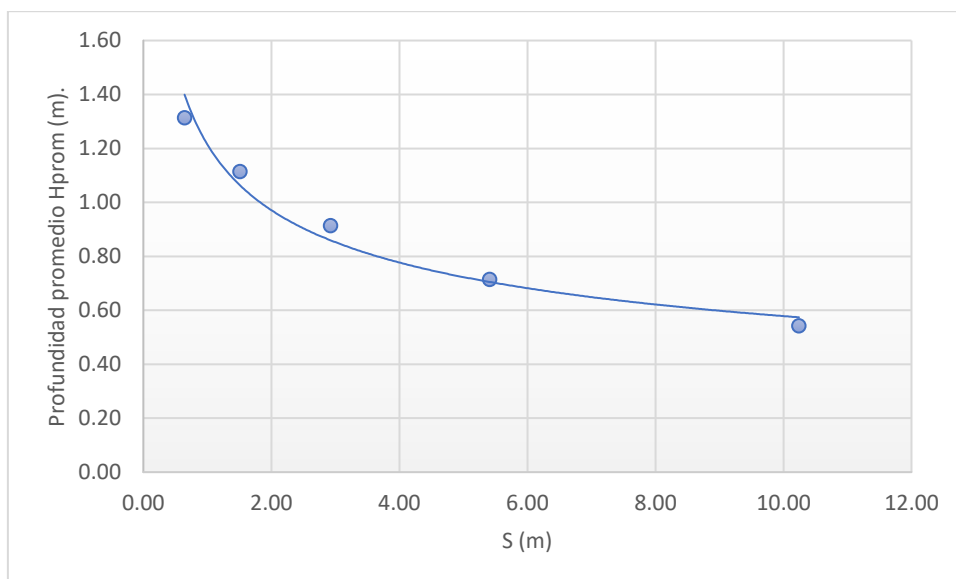
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	3,19
Knec (m^3/s)	2236,07
K (m^3/s)	1467,91
ho (m)	0,66
ho<hcr	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	2,99
W (m^2)	167,61
X (m)	62,08
R (m)	2,70
v (m/s)	5,97
vcr (m7s)	19,50
s	0,00
t (m)	0,34
hconst (m)	3,32

Elaborado por: Las Autoras

Figura 57.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 101.

Altura constructiva del muro, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.

H	w	x	r	v	vcr	s	t	hcost
2,99	167,61	62,08	2,70	5,97	19,503	0	0,34	3,32
2,69	150,78	61,48	2,45	6,63	15,120	0	0,35	3,04
2,39	133,95	60,88	2,20	7,47	19,097	0	0,37	2,76
2,09	117,12	60,28	1,94	8,54	18,858	0	0,40	2,49
1,79	100,28	59,68	1,68	9,97	18,607	0	0,43	2,22
1,49	83,45	59,08	1,41	11,98	18,342	0	0,47	1,96
1,19	66,62	58,48	1,14	15,01	18,059	0	0,53	1,72
0,85	47,69	57,81	0,83	20,97	17,711	0	0,63	1,48

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 102.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
hrío (m)	3,00
h'' (m)	9,91
h'' > hrío	
RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación	

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 103.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=4\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	8
hc (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	9,91

hrio (m)	11
h'' < hrio	
	RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación
Lr (m)	44,58
Lr (m)	46,23

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q_{dis} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 5\text{m}$.

Tabla 104.

Determinación de del frente del vertedero y Análisis Hidráulico para $Q_{dis} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

y $H = 5\text{m}$.

Frente del vertedero y análisis hidráulico	
Ho (m)	5,04
b (m)	40,52
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	24,68
E (m)	30,73
Eo (m)	30,73
hc (m)	1,10
h' (m)	1,10
h'' (m)	9,64
W (m^2)	1176,47
ho (m)	18,00
Lr (m)	42,69
h'' < ho	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 105.

Dimensionamiento del canal de transición para $Q_{dis} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H = 5\text{m}$.

Dimensionamiento del canal de transición	
X (m)	91,437
R (m)	12,867
C ($\text{m}^{1/2} \text{ s}^{-1}$)	85,043
J	0,000007764
B (m)	76,52
hcr (m)	4,00

$h_o > h_{cr}$	EL FLUJO EN EL CANAL DE TRANSICION ES SUBCRITICO	
$h'' < h_o$	Resalto Sumergido por lo tanto no necesita pozo de disipación	
Ho' (m)		5,60
H' (m)		5,44
C' (m)		12,56

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 106.

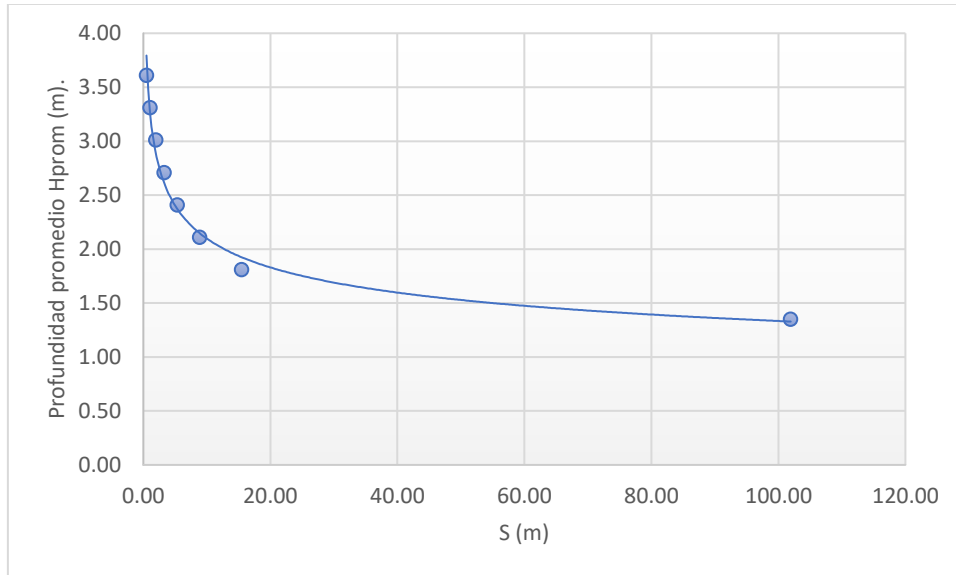
Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida) para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de desfogue (Rápida)	
Lrap(m)	200,00
hcr (m)	3,96
Knec (m^3/s)	2236,07
K (m^3/s)	1058,64
ho (m)	0,66
$h_o < h_{cr}$	FLUJO SUPERCRITICO DE VARIACION SUAVE, CURVA DE CAIDA TIPO BII
h (m)	3,76
W (m^2)	152,35
X (m)	48,04
R (m)	3,17
v (m/s)	6,56
vcr (m/s)	19,91
s	0,00
t (m)	0,41
hconst (m)	4,17

Elaborado por: Las Autoras

Figura 58.

Curva de caída libre tipo bII, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.



Elaborado por: Las Autoras

Tabla 107.

Altura constructiva del muro, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.

h	W	x	r	v	vcr	s	t	hcost
3,76	152,35	48,04	3,17	6,56	19,905	0	0,41	4,17
3,46	140,19	47,44	2,95	7,13	14,674	0	0,43	3,89
3,16	128,03	46,84	2,73	7,81	19,576	0	0,45	3,61
2,86	115,88	46,24	2,51	8,63	19,374	0	0,47	3,33
2,56	103,72	45,64	2,27	9,64	19,163	0	0,50	3,06
2,26	91,56	45,04	2,03	10,92	18,942	0	0,53	2,79
1,96	79,40	44,44	1,79	12,59	18,709	0	0,57	2,53
1,66	67,25	43,84	1,53	14,87	18,463	0	0,62	2,28
1,03	41,74	42,58	0,98	23,96	17,886	0	0,79	1,82

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 108.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$

y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento de la obra de disipación al final de la rápida	
hc (m)	0,66

h' (m)	0,66
$h_{río}$ (m)	3,00
h'' (m)	13,71

$h'' > h_{río}$

RESALTO DESPLAZADO Se necesita pozo de disipación

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 109.

Dimensionamiento del pozo de disipación para $Q_{dis}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H=5\text{m}$.

Dimensionamiento del pozo de disipación	
t (m)	12
h_c (m)	0,66
h' (m)	0,66
h'' (m)	13,71
$h_{río}$ (m)	15
$h'' < h_{río}$	
RESALTO SUMERGIDO No se necesita pozo de disipación	
L_r (m)	61,72
L_r (m)	65,27

Elaborado por: Las Autoras

Aliviadero cerrado con pozo vertical.

- Para $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=3 \text{ m}$.

Tabla 110.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=3 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento	
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	10,8
b (m)	27,7
R_o (m)	4,4

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 111.

Dimensionamiento del tramo radial, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$, $H=3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del tramo radial para diversos radios

R (m)	12	10	8	6	4	2
q (m ³ /s, m)	4,0	4,8	6,0	8,0	11,9	23,9
hcr (m)	1,2	1,3	1,5	1,9	2,4	3,9
y (m)	1,9	2,1	2,5	3,0	3,9	6,2
ycorr (m)	1,8	2,1	2,4	2,9	3,8	6,0

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 112.

Dimensionamiento tramo de transición, Q= 300 m³/s, H= 3 m.

Dimensionamiento tramo de transición	
Y min	9,27

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 113.

Dimensionamiento del pozo, Q= 300 m³/s, H= 3 m.

Dimensionamiento del pozo						
y (m)	15	20	25	40	50	60
v (m/s)	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A (m ²)	19,43	16,83	15,05	11,90	10,64	9,72
Ao (m ²)	22,35	19,35	17,31	13,68	12,24	11,17
d (m)	5,34	4,97	4,70	4,18	3,95	3,77

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 114.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, Q= 300 m³/s, H= 3 m.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular						
b (m)	5,34	4,97	4,70	4,18	3,95	3,77
ho (m)	6,17	6,47	6,72	7,27	7,54	7,77
v (m/s)	9,11	9,33	9,51	9,89	10,07	10,23
i	0,005	0,006	0,006	0,007	0,008	0,009

Elaborado por: Las Autoras

- Para Q= 500 m³/s, H= 3 m.

Tabla 115.*Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.*

Dimensionamiento excavación de acercamiento	
q (m ³ /s.m)	10,8
b (m)	46,2
Ro (m)	7,4

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 116.*Dimensionamiento del tramo radial, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.***Dimensionamiento del tramo radial para diversos radios**

R (m)	12	10	8	6	4	2
q (m ³ /s.m)	6,6	8,0	9,9	13,3	19,9	39,8
hcr (m)	1,6	1,9	2,2	2,6	3,4	5,4
y (m)	2,6	3,0	3,5	4,2	5,5	8,7
ycorr (m)	2,6	2,9	3,4	4,1	5,4	8,5

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 117.*Dimensionamiento tramo de transición, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.*

Dimensionamiento tramo de transición	
Y min	11,37

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 118.*Dimensionamiento del pozo, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.***Dimensionamiento del pozo**

y (m)	15	20	25	40	50	60
-------	----	----	----	----	----	----

v (m/s)	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A (m ²)	32,38	28,05	25,08	19,83	17,74	16,19
Ao (m ²)	37,24	32,25	28,85	22,81	20,40	18,62
d (m)	6,89	6,41	6,06	5,39	5,10	4,87

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 119.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular

b (m)	6,89	6,41	6,06	5,39	5,10	4,87
ho (m)	7,32	7,68	7,97	8,62	8,94	9,22
v (m/s)	9,92	10,16	10,35	10,77	10,97	11,14
i	0,005	0,005	0,005	0,006	0,007	0,007

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Tabla 120.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento	
q (m ³ /s.m)	10,8
b (m)	74,0
Ro (m)	11,8

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 121.

Dimensionamiento del tramo radial, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del tramo radial para diversos radios

R (m)	12	10	8	6	4	2
q (m ³ /s.m)	10,6	12,7	15,9	21,2	31,8	63,7

hcr (m)	2,3	2,5	3,0	3,6	4,7	7,4
y (m)	3,6	4,1	4,7	5,7	7,5	12,0
ycorr (m)	3,5	4,0	4,6	5,6	7,3	11,6

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 122.

Dimensionamiento tramo de transición, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento tramo de transición	
Y min	13,72

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 123.

Dimensionamiento del pozo, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del pozo						
y (m)	15	20	25	40	50	60
v (m/s)	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A (m ²)	51,81	44,87	40,14	31,73	28,38	25,91
Ao (m ²)	59,59	51,60	46,16	36,49	32,64	29,79
d (m)	8,71	8,11	7,67	6,82	6,45	6,16

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 124.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $Q= 800 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular						
b (m)	8,71	8,11	7,67	6,82	6,45	6,16
ho (m)	8,56	8,98	9,32	10,08	10,46	10,78
v (m/s)	10,73	10,99	11,20	11,64	11,86	12,04
i	0,004	0,004	0,005	0,006	0,006	0,007

Elaborado por: Las Autoras

- Para $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Tabla 125.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento	
q (m ³ /s.m)	10,8
b (m)	92,4
Ro (m)	14,7

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 126.

Dimensionamiento del tramo radial, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del tramo radial para diversos radios

R (m)	12	10	8	6	4	2
q (m ³ /s.m)	13,3	15,9	19,9	26,5	39,8	79,6
hcr (m)	2,6	3,0	3,4	4,2	5,4	8,6
y (m)	4,2	4,7	5,5	6,7	8,7	13,9
ycorr (m)	4,1	4,6	5,4	6,5	8,5	13,5

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 127.

Dimensionamiento tramo de transición, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento tramo de transición	
Y min	15,00

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 128.

Dimensionamiento del pozo, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del pozo

y (m)	15	20	25	40	50	60
-------	----	----	----	----	----	----

v (m/s)	15,44	17,83	19,93	25,21	28,19	30,88
A (m ²)	64,77	56,09	50,17	39,66	35,48	32,38
Ao (m ²)	74,48	64,50	57,69	45,61	40,80	37,24
d (m)	9,74	9,06	8,57	7,62	7,21	6,89

Elaborado por: Las Autoras

Tabla 129.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 3 \text{ m}$.

Dimensionamiento del túnel de restitución rectangular						
b (m)	9,74	9,06	8,57	7,62	7,21	6,89
ho (m)	9,22	9,67	10,04	10,85	11,27	11,61
v (m/s)	11,14	11,41	11,62	12,09	12,31	12,50
i	0,004	0,004	0,004	0,005	0,006	0,006

Elaborado por: Las Autoras

- **Para $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.**

Tabla 130.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q (m ³ /s.m)	5,89		
b (m)	33,97		
Ro (m)	5,41		
α (grados)	30	60	90
Qi (m ³ /s)	16,67	33,33	50,00
Ai (m ²)	11,11	22,22	33,33
bi (m)	3,70	7,41	11,11

Elaborado por: Las Autoras

- **$Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.**

Tabla 131.*Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.*

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	16,65		
b (m)	12,01		
Ro (m)	1,91		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	16,67	33,33	50,00
Ai (m^2)	11,11	22,22	33,33
bi (m)	1,85	3,70	5,56

Elaborado por: Las Autoras

- $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.

Tabla 132.*Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.*

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	23,28		
b (m)	8,59		
Ro (m)	1,37		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	16,67	33,33	50,00
Ai (m^2)	11,11	22,22	33,33
bi (m)	1,48	2,96	4,44

Elaborado por: Las Autoras

- $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.

Tabla 133.*Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.*

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	5,89		
b (m)	84,91		
Ro (m)	13,51		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	41,67	83,33	125,00

Ai (m ²)	27,78	55,56	83,33
bi (m)	9,26	18,52	27,78

Elaborado por: Las Autoras

- **Q= 500 m³/s, H= 4 m.**

Tabla 134.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, Q= 500 m³/s, H= 4 m.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q (m ³ /s.m)	16,65		
b (m)	30,02		
Ro (m)	4,78		
α (grados)	30	60	90
Qi (m ³ /s)	41,67	83,33	125,00
Ai (m ²)	27,78	55,56	83,33
bi (m)	4,63	9,26	13,89

Elaborado por: Las Autoras

- **Q= 500 m³/s, H= 5 m.**

Tabla 135.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, Q= 500 m³/s, H= 5 m.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q (m ³ /s.m)	23,28		
b (m)	21,48		
Ro (m)	3,42		
α (grados)	30	60	90
Qi (m ³ /s)	41,67	83,33	125,00
Ai (m ²)	27,78	55,56	83,33
bi (m)	3,70	7,41	11,11

Elaborado por: Las Autoras

- **Q= 1000 m³/s, H= 2 m.**

Tabla 136.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 2 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	5,89		
b (m)	169,83		
Ro (m)	27,03		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	83,33	166,67	250,00
Ai (m^2)	55,56	111,11	166,67
bi (m)	18,52	37,04	55,56

Elaborado por: Las Autoras

- **$Q= 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.**

Tabla 137.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 4 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	16,65		
b (m)	60,04		
Ro (m)	9,56		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	83,33	166,67	250,00
Ai (m^2)	55,56	111,11	166,67
bi (m)	9,26	18,52	27,78

Elaborado por: Las Autoras

- **$Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.**

Tabla 138.

Dimensionamiento de la excavación de acercamiento, $Q= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H= 5 \text{ m}$.

Dimensionamiento excavación de acercamiento			
q ($\text{m}^3/\text{s.m}$)	23,28		
b (m)	42,96		
Ro (m)	6,84		
α (grados)	30	60	90
Qi (m^3/s)	83,33	166,67	250,00
Ai (m^2)	55,56	111,11	166,67
bi (m)	7,41	14,81	22,22

Elaborado por: Las Autoras