



Universidad del Valle

**DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE UN MODELO FÍSICO DIDÁCTICO DE
CONTROL DE FLUJO AGUAS ARRIBA Y PROPORCIONAL MEDIANTE LA
MODELACIÓN MATEMÁTICA PARA EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA
DE LA UNIVERSIDAD DEL VALLE**

YENI POTES SÁNCHEZ

JULIÁN ANDRÉS SOTO OLAYA

**INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA DE INGENIERÍA DE LOS RECURSOS NATURALES Y DEL
AMBIENTE
SANTIAGO DE CALI
2012**



Universidad del Valle

**DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DE UN MODELO FÍSICO DIDÁCTICO DE
CONTROL DE FLUJO AGUAS ARRIBA Y PROPORCIONAL MEDIANTE LA
MODELACIÓN MATEMÁTICA PARA EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA
DE LA UNIVERSIDAD DEL VALLE**

**YENI POTES SÁNCHEZ
JULIÁN ANDRÉS SOTO OLAYA**

DIRECTORES

NORBERTO URRUTIA COBO
Director de la Escuela de los recursos naturales y del ambiente
(EIDENAR)

CARLOS RAMÍREZ CALLEJAS
Director del grupo de investigación de hidráulica fluvial y Marítima
(HIDROMAR)

**INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA DE INGENIERÍA LOS RECURSOS NATURALES Y DEL AMBIENTE
SANTIAGO DE CALI
2012**

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
2.	ANTECEDENTES.....	2
3.	JUSTIFICACIÓN	6
4.	OBJETIVOS	9
4.1	OBJETIVO GENERAL.....	9
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
5.	MARCO TEÓRICO	10
5.1	SISTEMAS DE RIEGO	10
5.1.1	Distribución del agua en el sistema de riego	11
5.2	CONTROL DE FLUJO EN RIEGO Y DRENAJE.....	11
5.3	MÉTODOS BÁSICOS DE CONTROL DE FLUJO.....	12
5.3.1	Control proporcional.....	12
5.3.2	Control de flujo aguas arriba	13
5.3.3	Control de flujo aguas abajo	15
5.3.4	Control de flujo de volumen	16
5.3.5	Control predictivo	16
5.4	HIDRÁULICA DEL CONTROL DE FLUJO	17
5.4.1	Reguladores de nivel de agua	17
5.4.2	Reguladores de descarga	17
5.4.3	Estructuras de medición de descarga	17
5.4.4	Reguladores de descarga con provisión de medición.....	18
5.5	ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO PROPORCIONAL	18
5.5.1	Divisores proporcionales fijos.....	18
5.5.2	Estructura con partidador orientable o ajustable	19
5.6	ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO AGUAS ARRIBA	20
5.6.1	Reguladores de nivel de agua	20
5.6.2	Estructuras de medición y regulación de caudal	22
5.7	MODELACIÓN DE CANALES Y SISTEMAS DE CONTROL DE FLUJO	24
5.7.1	Modelo matemático unidimensional HEC-RAS.....	25
6.	METODOLOGÍA.....	28
6.1	RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	28

6.2 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA FÍSICO	28
6.3 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE CONTROL DE FLUJO EN EL CANAL EXISTENTE	29
6.4 DISEÑO DEL MODELO DIDÁCTICO DE CONTROL DE FLUJO	29
6.4.1 Aforo del canal basculante	30
6.4.2 Diseño de la captación	32
6.4.3 Diseño de los canales que contendrán el modelo físico didáctico de control de flujo	33
6.4.4 Diseño de los vertederos pico de pato	33
6.4.6 Diseño de la estructura de control de flujo proporcional	36
6.4.7 Diseño de tuberías de desagüe	37
6.5 OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE FLUJO MEDIANTE LA MODELACIÓN MATEMÁTICA	38
6.6 ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	38
7. RESULTADOS Y ANÁLISIS	39
7.1 AFORO DEL CANAL BASCULANTE	39
7.2 DISEÑO INICIAL DEL MODELO FÍSICO DIDACTICO DE CONTROL DE FLUJO	41
7.2.1 Diseño de la captación	43
7.2.2 Diseño de los canales principal y secundario	43
7.2.3 Diseño inicial del vertedero pico de pato	45
7.2.4 Diseño inicial de la serie de compuertas tipo baffle	46
7.2.5 Diseño inicial del distribuidor proporcional ajustable	48
7.2.6 Diseño de tubería de desagüe	49
7.3 OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO INICIAL DEL MODELO FÍSICO DIDACTICO	49
7.3.1 Análisis de sensibilidad	51
7.3.2 Optimización de la Captación	56
7.3.3 Optimización del vertedero pico de pato	56
7.3.4 Optimización de la serie de compuertas tipo Baffles	61
7.3.5 Optimización del distribuidor proporcional ajustable	68
7.6.5 Presupuesto del modelo de control de flujo	73
9. CONCLUSIONES	74
10. RECOMENDACIONES	76
BIBLIOGRAFÍA	77
ANEXOS	80

LISTA DE FIGURAS

Figura No. 5. 1 Representación esquemática de un sistema de riego.	10
Figura No. 5. 2 Esquema de control de flujo proporcional	13
Figura No. 5. 3 Esquema control de flujo aguas arriba.	14
Figura No. 5. 4 Esquematización de control de flujo aguas abajo.	16
Figura No. 5. 5 Divisor fijo que divide el caudal en dos partes iguales	18
Figura No. 5. 6 Divisor de caudal con partidador orientable	19
Figura No. 5. 7 Divisor de caudal con partidador orientable	19
Figura No. 5. 8 Tipos de vertederos de cresta larga.	21
Figura No. 5. 9 Aliviadero de sifón para control fijo aguas arriba.	21
Figura No. 5. 10 Compuerta AMIL	22
Figura No. 5. 11 Orificio con carga constante.	23
Figura No. 5. 12 Distribuidor Baffle.	24
Figura No. 5. 13 Vertedero cimacio triangular.	24
Figura No. 6. 1 Esquema general del canal existente en el laboratorio.	29
Figura No. 6. 2 Captación.	32
Figura No. 6. 3 Canal rectangular.	33
Figura No. 6. 4 Vertedero pico de pato.	35
Figura No. 6. 5 Compuertas	35
Figura No. 6. 6 Control de flujo proporcional orientable.	37
Figura No. 7. 1 Esquematización de franjas en el canal basculante para el aforo	39
Figura No. 7. 2 Distribución del sistema de control de flujo aguas arriba y proporcional	42
Figura No. 7. 3 Esquematización de la captación para el canal principal del modelo didáctico.	43
Figura No. 7. 4 Esquematización del sistema de control de flujo en el modelo HEC-RAS	50
Figura No. 7. 4 Sistema de control de flujo en el modelo HEC-RAS	56
Figura No. 7. 6 Serie de compuertas tipo baffles y el vertedero pico de pato	62
Figura No. 7. 7 Captación de compuertas.	65
Figura No. 7. 8. Variables hidráulicas del distribuidor proporcional ajustable.	68
Figura No. 7. 9 Perfiles longitudinales del distribuidor proporcional.	72

LISTA DE TABLAS

Tabla 6. 1 Número de Verticales en función del ancho del canal	31
Tabla 7. 1 Aforos realizados en el canal basculante	39
Tabla 7. 2 Diseño de las captaciones	43
Tabla 7. 3 Diseño del canal principal.....	44
Tabla 7. 4 Diseño del canal secundario	44
Tabla 7. 5 Diseño Inicial del Vertedero Pico de Pato.....	46
Tabla 7. 6 Diseño inicial de compuertas funcionando el vertedero de 0.6m.....	47
Tabla 7. 7 Diseño inicial de compuertas funcionando el vertedero de 1.8m.....	47
Tabla 7. 8 Distribución del ancho del canal secundario.....	48
Tabla 7. 9 Diseño inicial del distribuidor proporcional.....	48
Tabla 7. 10 Diseño de tubería de desagüe	49
Tabla 7. 11 Variación de la rugosidad de manning (n)	51
Tabla 7. 12 Variación del coeficiente de expansión y contracción.....	52
Tabla 7. 13 Variación del coeficiente del vertedero pico de pato	52
Tabla 7. 14 Variación del coeficiente del vertedero de la compuerta	54
Tabla 7. 15 Variación del coeficiente de descarga de la compuerta	54
Tabla 7. 16 Variación del coeficiente del orificio de la compuerta.....	54
Tabla 7. 17 Variación del coeficiente del sill o cimacio.....	55
Tabla 7. 18 Variación del coeficiente de descarga.....	56
Tabla 7. 19 Optimización del diseño de los vertederos pico de pato	59
Tabla 7. 20 Niveles de agua aguas arriba del vertedero de 0.6m de longitud de cresta	63
Tabla 7. 21 Niveles de agua aguas arriba del vertedero de 1.8m de longitud de cresta.	63
Tabla 7. 22 Variación de la carga con diferentes diseños de compuertas.	63
Tabla 7. 23 Caudales a través de cada compuerta con diferentes porcentajes de captación	64
Tabla 7. 24 Caudales a través de cada compuerta con diferentes porcentajes de captación	64
Tabla 7. 25 Caudales a través del distribuidor proporcional ajustable.....	69
Tabla 7. 26 Caudales a través del distribuidor proporcional ajustable.....	69
Tabla 7. 27 Variación de la carga en el distribuidor proporcional	70
Tabla 7. 28 Variación de la carga con varios porcentajes de distribución	71
Tabla 7. 29 Presupuesto general para la construcción del modelo de control de flujo	73

LISTADO DE GRÁFICAS

Gráfica 7. 1 Variación de los niveles de agua con diferentes coeficientes del	53
Gráfica 7. 2 Variación del coeficiente de descarga de orificio libre.....	55
Gráfica 7. 3 Variación de la carga con diferentes longitudes de vertederos pico de pato	59
Gráfica 7. 4 Perfil longitudinal del canal principal funcionando los vertederos pico de pato.....	60
Gráfica 7. 5 Velocidad de aproximación en el canal funcionando el vertedero de 0.6 m	61
Gráfica 7. 6 Velocidad de aproximación en el canal funcionando el vertedero de 1.8m	61
Gráfica 7. 7 Perfil longitudinal del canal secundario, después del baffle	66
Gráfica 7. 8 Variación de la carga aguas arriba del vertedero pico de pato y del baffle	67
Gráfica 7. 9 Variación de los caudales a través de la serie de compuertas tipo baffles	67

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1 Aforo realizado en el Canal Basculante
Anexo 1 Datos experimentales para el diseño del cimacio
Anexo 2 Planos del diseño del sistema de control de flujo aguas arriba y proporcional

RECONOCIMIENTOS

En primer lugar agradecemos a Dios por la oportunidad de formarnos en esta prestigiosa Universidad, la cual no solo nos formó en el campo laboral si no también a nivel personal, igualmente a nuestros padres, familiares y profesores quienes nos apoyaron incondicionalmente en todo nuestro proceso de formación profesional a nuestros directores de tesis Norberto Urrutia Cobo y Carlos Alberto Ramírez, quienes fueron nuestros orientadores en el desarrollo del trabajo de grado para obtener el título de Ingeniera e Ingeniero Agrícola.

RESUMEN

El sector agrícola además de ser el mayor consumidor del agua es el que presenta mayor deficiencia en su uso a nivel internacional, nacional y regional, es por ello que se han generado grandes debates en búsqueda de soluciones que permitan una gestión integrada del recurso hídrico.

De esta forma países como Francia, Holanda y España implementaron sistemas de control de flujo en los sistemas de abastecimiento de agua para la agricultura; estos sistemas permiten el manejo y operación de los sistemas de riego, por medio de estructuras que mantienen un suministro controlado de caudal a las unidades terciarias, permitiendo el cobro de agua de manera volumétrica, lo cual es una de las medidas que contribuye al uso eficiente del recurso hídrico y a la sostenibilidad financiera de las organizaciones de usuarios.

En Colombia, la mayoría de los distritos de riego operan con métodos de control de flujo; después de que el estado transfirió el manejo y operación de estos a las asociaciones de usuarios no se obtuvieron los mejores resultados. Lo anterior, fue ocasionado por la ausencia del estado en el proceso de capacitación sobre el adecuado funcionamiento de la infraestructura de riego implementada, por lo tanto los operarios, administradores, ingenieros y usuarios desconocen su adecuado funcionamiento; esto refleja la gran necesidad de personas con capacidad de administrar, manejar y operar adecuadamente este tipo de sistemas de control de flujo en Colombia.

Es por ello que se realizó el diseño de un modelo didáctico de control de flujo para contribuir a la formación de capacidades en el manejo integrado del recurso hídrico, en miras al manejo eficiente del agua en los distritos de riego. Este modelo también podrá ser utilizado como punto de partida para la optimización del sistema de control de flujo en los distritos de riego por medio de la capacitación didáctica al personal y a sus usuarios.

El diseño del modelo didáctico de control de flujo se realizó para que funcione en un futuro, en el Laboratorio de Fluidos e Hidráulica de la Universidad del Valle sede Meléndez. Este laboratorio cuenta con un canal basculante, el cual será aprovechado para la instalación y funcionamiento de las estructuras de control de flujo. El canal existente se encuentra en un circuito cerrado de flujo, el cual está conformado por un suministro de agua representado en un tanque de almacenamiento subterráneo, un sistema de bombeo, un tanque elevado, una tubería alimentadora y un tanque de descarga.

El modelo didáctico de control de flujo involucra los sistemas de control de flujo aguas arriba y proporcional; su diseño consistió en: 1) una captación que manejará caudales entre 20 l/s y 50 l/s para la derivación del caudal del canal basculante existente en el laboratorio de hidráulica hacia el sistema de control de flujo, 2) un canal en concreto que contendrá el sistema de control de flujo, 3) dos vertederos pico de pato de longitud de cresta de 0.6 m y 1.8 m, en acrílico desmontable para la regulación del nivel de agua, 4) una estructura

conformada por tres compuertas deslizantes con capacidad de captación total de 20 l/s distribuidos en 5 l/s, 5 l/s y 10 l/s, en acrílico bajo el principio de orificio de carga constante para la regulación y medición del caudal, 5) un distribuidor proporcional ajustable con capacidad de 20 l/s y 6) una tubería de desagüe del canal que contendrá el sistema de control de flujo hacia el tanque de almacenamiento para retornar el caudal al sistema.

Se utilizó el modelo de simulación hidráulica unidimensional HEC-RAS, para el análisis hidráulico del modelo didáctico de control de flujo. De esta forma, se simularon las condiciones del canal que contendrá el modelo y las estructuras propuestas. El modelo permitió establecer los diseños finales, verificar los caudales a través del distribuidor proporcional y observar que entre mayor sea la longitud de la cresta del vertedero pico de pato existirá una menor variación de la carga y por lo tanto, los caudales entregados utilizando la serie de compuertas tipo baffle serán casi constantes en el sistema de control de flujo aguas arriba.

1. INTRODUCCIÓN

En la historia el uso del agua para la agricultura ha sido un tema de gran importancia, ya que ésta es parte fundamental del desarrollo integral de un país; sin embargo, el aumento de la demanda de agua en el mundo por el crecimiento poblacional y la búsqueda de la seguridad alimentaria han traído como consecuencia la escasez de este recurso en algunas partes del mundo, como África y Asia. Este gran problema ha sido objeto de gran preocupación y un debate creciente en el plano internacional; el sector agrícola, además de ser el mayor consumidor del recurso hídrico, actualmente también es el que presenta mayor deficiencia en su uso. Así, algunos países, como Francia, Holanda y España, han implementado técnicas innovadoras de control de flujo en los distritos de riego, que además de permitir buenos resultados en la optimización del recurso hídrico igualmente permite establecer tarifas por el uso del agua a los usuarios, garantizando la sostenibilidad financiera de los distritos de riego. El control de flujo es el manejo y operación de un sistema de riego, donde se realizan adecuaciones de estructuras para mantener un suministro de caudal a las unidades terciarias; su buen funcionamiento depende directamente del uso y aceptación por sus usuarios y, por consiguiente, es necesaria una adecuada transferencia tecnológica. Por ausencia de este último aspecto en países como Vietnam, Tailandia, Myanmar y Colombia, la implementación de las técnicas de control de flujo no permitieron optimizar el manejo del recurso hídrico.

Colombia cuenta actualmente con 24 distritos de riego, la mayoría de estos operan con métodos de control de flujo aguas arriba. En algunos distritos no se obtuvieron los mejores resultados debido a la ineficiente transferencia tecnológica, ocasionando la destrucción de las estructuras por parte de los usuarios y la falta de mantenimiento; es por ello la necesidad de implementar estrategias que permitan entender el uso adecuado de las estructuras de control de flujo. Como una contribución a ello, se realizó una propuesta de diseño de un modelo didáctico en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad del Valle – Sede Meléndez, de estructuras de control de flujo tipo aguas arriba y proporcional para el manejo del recurso hídrico en redes de riego y drenaje. El control de flujo proporcional permitirá en un futuro realizar comparación de eficiencia hidráulica con respecto al control de flujo aguas arriba cuando el modelo esté construido.

Para el diseño de las estructuras de control de flujo se realizó una investigación exhaustiva, se implementaron los criterios de diseños hidráulicos de algunos autores y se espera que en el futuro, para la construcción del modelo didáctico de control de flujo aguas arriba y proporcional se utilice el Laboratorio de Fluidos e Hidráulica. Las estructuras de control de flujo se evaluaron y simularon a través del modelo computacional matemático unidimensional HEC RAS, el cual permitió definir las dimensiones de los diferentes componentes y estructuras del modelo didáctico.

2. ANTECEDENTES

Después de la segunda guerra mundial el desarrollo de la agricultura bajo riego fue una de las estrategias para superar la crisis de los países en conflicto. Para el desarrollo de esta estrategia se realizaron grandes inversiones en adecuación de tierras, las cuales permitieron implementar infraestructuras de regadío. Surgieron escuelas tradicionales como la holandesa en Indonesia, la francesa en el norte de África y la norteamericana en América; cada escuela desarrolló su tecnología para el manejo de los sistemas de riego, este manejo fue exitoso mientras estos sistemas fueron operados por instituciones de las propias escuelas. Sin embargo, después de las guerras de independencia de las diferentes colonias la infraestructura de riego desarrollada fue entregada para su manejo a instituciones locales, donde al cabo de unos pocos años la infraestructura colapsó, la producción y productividad agrícola se redujo, el manejo de los recursos de agua y suelo fue ineficiente, y se acrecentaron los impactos ambientales, tales como la salinización de suelos. Lo anterior permitió reconocer la falencia de los procesos de transferencia, la importancia de las ciencias sociales y humanísticas en el desarrollo de proyectos de riego y drenaje y la necesidad de incorporar una visión integral y participativa en el sector de adecuación de tierras (Horst 1998; Malano y Hofwegen, 1999).

En las últimas décadas, los problemas del agua han sido objeto de una preocupación y un debate creciente en el plano internacional, iniciándose en 1992 en Dublín (Irlanda) la Conferencia Internacional sobre el Agua y el Medio Ambiente (ICWE), patrocinada por el sistema de las Naciones Unidas. Esta Conferencia destacó la necesidad de métodos innovadores para evaluar, desarrollar y manejar los recursos de agua dulce y ofreció asesoramiento normativo para la Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo (CNUMAD), celebrada en Río de Janeiro en junio de 1992. La CNUMAD, a su vez, estableció la necesidad de reformar los sectores de los recursos hídricos en todo el mundo (UNESCO, 2009).

Así, en la búsqueda de métodos innovadores, los proyectos de sistemas de riego se construyeron inicialmente como simples sistemas de inundación, en los cuales un suministro de agua no regulado desde el río se esparcía sobre los campos; sin embargo, este procedimiento era altamente ineficiente y no garantizaba una entrega de volumen fija para los beneficiarios (Urrutia *et al.*, 1999).

Posteriormente, en la agricultura mundial se utilizó un mejoramiento básico dividiendo el flujo en forma proporcional, esta solución distribuye el agua de riego proporcionalmente sin considerar los caudales presentados aguas arriba (Urrutia *et al.*, 1999).

Inicialmente, países como Holanda, Francia, España, Estados Unidos y Canadá buscaron optimizar el manejo del recurso hídrico a través del desarrollo de técnicas de control de flujo. El control de flujo proporcional es un sistema limitado que no facilita la regulación y medición del caudal; por ello surgió como alternativa de solución el control de flujo aguas arriba, el cual es un sistema más eficiente (Kraatz, 1976).

Fue así como en la década de 1910 se llevo a cabo la transición de los sistemas principales de riego a sistemas controlados aguas arriba, por medio de la instalación de compuertas en las estructuras de control proporcional, como los tabloncillos en el canal de salida y como reguladores de nivel de agua las compuertas verticales en los canales de entrega, permitiendo un mejoramiento en el uso eficiente del agua, y así logrando la regulación y medición del caudal. Por ejemplo, en la India, los ingresos agrícolas aumentaron entre un 80 % y un 100 % gracias al riego bajo métodos de control de flujo aguas arriba, y los rendimientos se duplicaron con respecto a los que se alcanzaban antes en la agricultura de secano. En México, la mitad del valor de la producción agrícola y las dos terceras partes de las exportaciones agrícolas proceden solamente del tercio de las tierras de labranza, las cuales reciben riego bajo sistemas controlados aguas arriba (FAO, 1993).

Otro aspecto a considerar en el control de flujo aguas arriba es el apoyo a los agricultores por parte de una entidad encargada de la operación y mantenimiento (O y M), que permita la sostenibilidad de los sistemas de riego. Un análisis de rendimiento, realizado por el Banco Mundial a los proyectos de riego en Vietnam, Tailandia, Myanmar y Bangladesh, los cuales no tenían relación con las entidades de O y M, encontró que los retornos financieros y económicos resultaban muy bajos debido a que los niveles de la producción eran muy inferiores a los previstos (Rice, 1997).

En 1930, buscando disminuir las grandes pérdidas operacionales y los tiempos de respuesta obtenidos en el control aguas arriba en los canales de riego, se introdujo el concepto de control de flujo aguas abajo, el cual permite un automanejo en los sistemas de riego aunque sus estructuras hidráulicas son más costosas (Ankum, 1995).

En el año de 1960, la tecnología de la telemetría aplicada en tramos individuales de un canal (control de volumen y control predictivo), permitió incrementar la eficiencia del control de las variaciones del nivel en los canales de riego. Después de 1980, el control computarizado sobre el sistema principal (como un todo), permitió una optimización adicional en la distribución del agua para riego (Ankum, 1995).

La experiencia muestra que la mayoría de los proyectos de desarrollo agrícola a gran escala no funcionan satisfactoriamente debido a la distribución inequitativa del agua, en especial, una marcada escasez en las zonas aguas abajo de los sistemas de riego que generan conflictos por uso y tenencia del recurso.

A nivel mundial se mencionan algunos problemas comunes existentes de riego, tales como distribución ineficiente del recurso hacia los beneficiarios, deficiente operación del sistema de riego, insuficiente financiación de programas de operación y mantenimiento (la cual no puede ser cubierta por los usuarios a través de las tarifas de agua) y baja eficiencia en el uso del agua (Ankum, 1995).

En Colombia cerca de 6,6 millones de ha se han estimado apropiadas para la agricultura mecanizada y de riego tecnificado; sin embargo, con una eficiente adecuación de suelos, esta cifra podría aumentar a 10 millones de ha. No obstante, solo 1 millón de ha se encuentran con infraestructura de riego y drenaje (Urrutia, 2006).

En el país existen 24 distritos de riego que en su mayoría operan con métodos de control de flujo aguas arriba. El primer proyecto de riego y drenaje construido en el país fue el Distrito de Riego Prado-Sevilla, localizado en el departamento de Magdalena y con un área de influencia de 40000 ha; fue construido al final del siglo XIX por la United Fruit Company. Este distrito fue posteriormente dividido en los distritos de riego de Tucurín, Aracataca, Riofrío y Sevilla. En 1936, el Ministerio Nacional de Economía construyó los distritos de riego La Ramada y Fúquene-Cucunuba en el departamento de Cundinamarca, Firavitoba en Boyacá y el Canal Bugalagrande en el departamento del Valle del Cauca. En la década de los años 40, el Instituto de Aprovechamiento del Agua construyó los distritos de riego y drenaje de Samacá (departamento de Boyacá), Río Recio (Tolima), el distrito de drenaje del Alto Chicamocha (Boyacá) y las obras hidráulicas del Canal Gualanday (Tolima). Además, la Caja Agraria construyó los distritos de riego y drenaje de Coello y Saldaña y la ampliación del Distrito Río Recio al final de la década de los cuarenta (Urrutia, 2006).

En algunos distritos existe solamente medición de flujo de forma puntual en el sistema de distribución, sin tener en cuenta la inestabilidad hidráulica de las redes de distribución. A manera de ejemplo se puede citar el caso del Distrito de Riego de Río Recio, localizado en el departamento del Tolima, en el cual existe una considerable cantidad de estructuras de medición aceptadas por la comunidad, aunque en ellas no se tiene en cuenta la inestabilidad hidráulica del sistema. Otros distritos donde se presentaron problemas por el rechazo de los usuarios a la instalación de estructuras hidráulicas de medición de caudales, fueron los distritos de riego de Coello y Saldaña, ubicados en el departamento del Tolima, en los cuales los usuarios terminaron por destruir las estructuras en muy corto tiempo después de su instalación (Urrutia, 2006).

En el Valle del Cauca se implementó el control de flujo aguas arriba en el distrito de riego de Roldanillo - La Unión - Toro (RUT); sin embargo no se tiene un uso eficiente del recurso hídrico porque no se dio el proceso de transferencia de tecnología por parte del estado a los usuarios, lo cual se reflejó en la falta de capacitación a los operadores, técnicos, administradores y por supuesto, de los agricultores, al igual que la falta de acompañamiento y, entrenamiento en la operación de la infraestructura hidráulica del distrito.

Lo anterior generó el gran deterioro de la infraestructura hidráulica del sistema, dando lugar a una operación inadecuada de la misma. Por otra parte, esto afectó el cobro volumétrico adecuado del consumo del agua por parte de los usuarios, llevando así a una grave crisis económica al distrito de riego RUT, desde hace diez (10) años. La no implementación de la tarifa de agua por falta de estrategias para la medición de caudales entregados es de gran importancia, ya que el cobro del agua para riego es una de las medidas que contribuye al uso eficiente del recurso hídrico y a la sostenibilidad financiera de las organizaciones de usuarios, lo cual fue reconocido al final de la década del pasado siglo en la cumbre de Dublín (Palacios *et al.*, 2002).

En vista de los problemas presentados a lo largo de la historia a nivel mundial y nacional, un suministro de agua confiable es uno de los puntos de inicio básicos, especialmente en proyectos manejados por agencias de riego o asociaciones de usuarios, a través de una adecuada transferencia tecnológica. El mejoramiento del sistema de riego es una necesidad para lograr un manejo óptimo del recurso hídrico (Ankum, 1995).

3. JUSTIFICACIÓN

Muchos países afrontan escasez de agua cada vez mayor debido a que el recurso hídrico muchas veces no se administra de forma adecuada a causa de una mala gestión, limitando las posibilidades de cultivar alimentos, operar las industrias y generar energía. Por ello, la gestión sostenible, eficaz y equitativa del agua es un desafío clave para los próximos cien años que requiere un esfuerzo mayor de cooperación a nivel internacional (FAO, 2007). Se prevé que para el año 2025, 1800 millones de personas vivirán en países o regiones con absoluta escasez de agua y dos tercios de la población mundial podrían tener condiciones críticas (ONU, 2003; FAO, 2009).

El sector agrícola consume el 67% del agua a nivel mundial, convirtiéndose en el más grande usuario de este recurso, seguido por el sector industrial con un 21% y el sector doméstico con el 12% (FAO, 2009).

De igual forma, en Colombia el mayor consumidor de agua es el sector agrícola con una demanda del 63%, mientras que otros sectores presentan menores demandas: uso doméstico 27% e industrial 10% (IDEAM, 2005).

El sector agrícola, además de ser el mayor consumidor del recurso hídrico actualmente, también es el sector con mayores problemas, ya que se presenta baja eficiencia en el uso del agua y escasa financiación de los programas de operación y mantenimiento. Estos son problemas frecuentes a los cuales se les debe buscar soluciones para optimizar el manejo del recurso hídrico.

Es así como se han buscado nuevos métodos alternativos para mejorar la eficiencia del recurso hídrico en los sistemas de riego, entre ellos la implementación de estructuras de control de flujo (proporcional, aguas arriba, aguas abajo, combinado, predictivo y tiempo real), que en su mayoría permiten mejorar estos sistemas por medio de la regulación de nivel y medición del caudal de acuerdo con las necesidades del usuario. Sin embargo, los métodos de control de flujo no han arrojado los resultados esperados debido a que la transferencia tecnológica no ha sido la adecuada (Ankum, 1995).

Además, las estructuras de control de flujo son necesarias para establecer cuotas de cobro por servicios de riego que les permitan ser autosuficientes económicamente a las asociaciones de manejo y operación, debido a que el precio del agua de riego puede alcanzar un importante número de metas sociales y de manejo (Ankum, 1995). Otros beneficios, al establecer cuotas de cobro por los volúmenes de agua entregados lo constituyen la implementación de prácticas por parte de los usuarios con miras al uso eficiente del agua, y el minimizar conflictos entre usuarios y administradores del recurso hídrico (autoridades ambientales, asociaciones de usuarios en distritos de riego, etc.) (Urrutia, 2006).

Las acciones para optimizar el uso del agua en la agricultura deben estar orientadas a la elaboración de programas de cultivo, el pronóstico de sequías e inundaciones, implementación de técnicas de riego eficientes, el desarrollo de programas de control de pérdidas de agua y la implementación de estrategias políticas, técnicas, culturales y sociales (CINARA, 2005). Por ningún motivo se debe omitir estos dos últimos aspectos porque deben trabajarse conjuntamente, ya que no se puede implementar el mejor sistema de riego sin una adecuada transferencia de tecnología acorde con el marco sociocultural del agricultor (FAO, 2009).

En los Planes de Desarrollo Ambiental de Colombia los objetivos apuntan a mejorar la eficiencia en el uso del agua, mantener la productividad de los sistemas hídricos, disminuir la contaminación de los cuerpos de agua y proteger las cuencas (Departamento Nacional de Planeación, 1997). De acuerdo con la Ley 99 de 1993 de Colombia, las funciones de las Corporaciones Autónomas Regionales, (Título VI-artículo 31, No. 19), entre otras, son evaluar, controlar y hacer seguimientos a los usos del agua, además de establecer en todas las obras de captación elementos de control de regulación de flujo, que permiten conocer en cualquier momento la cantidad de agua utilizada por los usuarios del recurso según el Acuerdo No. 35 del 2006.

El Valle del Cauca cuenta con una infraestructura de riego, drenaje y control de inundaciones conocido como el distrito de riego RUT, ubicado en el suroccidente de Colombia, exactamente en el norte del departamento del Valle del Cauca, en la ribera occidental del río Cauca, aproximadamente a unos 170 km al norte de la ciudad de Cali, capital del departamento. Su altitud es de 920 msnm, su área de influencia es de 12500 ha y beneficia alrededor de 1800 predios y 1200 usuarios, generando 10000 empleos directos y 40000 indirectos (Gallery, Fundación Mythos Art, 2009). Este distrito es el más importante del suroccidente colombiano por su localización estratégica, impacto socio-económico a nivel local, regional y nacional y su gran potencial con miras a mercados internacionales (UNIVALLE, UNESCO-IHE, ASORUT, 2005).

El distrito de riego RUT está constituido por una red de canales principales, secundarios y terciarios, dotados de estructuras hidráulicas para dar un manejo integrado del recurso hídrico por medio del control y regulación del flujo aguas arriba a lo largo de la red; sin embargo, el distrito presenta deterioro en su infraestructura, reflejándose en la presencia de vegetación, sedimentos, residuos sólidos y en la ausencia de sus componentes físicos lo que ocasionó una operación inadecuada de la misma, esto se ocasionó por el deficiente entendimiento del funcionamiento hidráulico de las estructuras por parte de operadores, técnicos, administradores y por supuesto de los agricultores debido a las deficiencias identificadas durante el proceso de transferencia del manejo del sistema a los usuarios por parte del Estado. Durante el proceso de transferencia se detectó una fuerte ausencia del estado en la capacitación a usuarios y demás involucrados, al igual que falta de

acompañamiento y entrenamiento en la operación de la infraestructura hidráulica del distrito (Urrutia y Potes, 2011).

Al estar la infraestructura hidráulica deteriorada, y además de no entenderse la manera conceptual de su funcionamiento, no fue posible implementar la tarifa volumétrica para el cobro del agua. En este sentido, los operadores del distrito estiman el consumo de agua por los usuarios de una manera empírica, generalmente facturando a los usuarios un volumen de agua mucho menor que el realmente utilizado; el Distrito de Riego Roldanillo, La Unión y Toro (RUT) presenta una cartera morosa significativa desde hace diez años, esta condición se explica, entre otras razones, por el no pago de las tarifas de agua por parte de los usuarios, por lo tanto, los escasos recursos económicos dificultan una óptima labor de conservación y mantenimiento (Urrutia y Potes, 2011).

Lo anterior evidencia la gran ausencia de conocimientos con respecto a las técnicas de control de flujo en Colombia y por consiguiente la necesidad de personas con capacidad de administrar, manejar y operar adecuadamente este tipo de sistemas. Es por ello que se realizó el diseño de un modelo didáctico de control de flujo para contribuir a la formación de futuros tecnólogos, ingenieros, maestros y doctores relacionados con el manejo integrado del recurso hídrico, para que se encuentren en la capacidad de operar y administrar adecuadamente un distrito de riego bajo técnicas de control de flujo, logrando así un uso eficiente del agua. Este modelo también podrá ser utilizado como punto de partida para la optimización del sistema de control de flujo en el distrito de riego RUT por medio de la capacitación didáctica a los usuarios, administradores y operarios.

El modelo didáctico de control de flujo ilustrará y reflejará el adecuado funcionamiento del sistema y los beneficios que pueden obtenerse con una adecuada operación, igualmente hará entender que las estructuras de control de flujo son necesarias para establecer cuotas de cobro por servicios de riego, que les permitan ser autosuficientes económicamente a las asociaciones de usuarios; otros beneficios al establecer cuotas de cobro por los volúmenes de agua entregados, lo constituyen la implementación de prácticas por parte de los usuarios con miras al uso eficiente del agua, y el minimizar conflictos entre usuarios y administradores del recurso hídrico (autoridades ambientales, asociaciones de usuarios en distritos de riego, etc.) (Urrutia, 2006).

4. OBJETIVOS

4.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar y optimizar un modelo físico didáctico de control de flujo del tipo aguas arriba y proporcional para el manejo del recurso hídrico en redes de riego y drenaje.

4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Diseñar un mecanismo de control de flujo tipo proporcional utilizando un partidador de flujo orientable ó ajustable.

Diseñar un mecanismo de control de flujo tipo aguas arriba utilizando como control de nivel un vertedero pico de pato, y como regulador de caudal una estructura basada en el principio del flujo en orificio.

Optimizar el diseño y operación de los sistemas de control de flujo proporcional y aguas arriba mediante un modelo de simulación computacional.

5. MARCO TEÓRICO

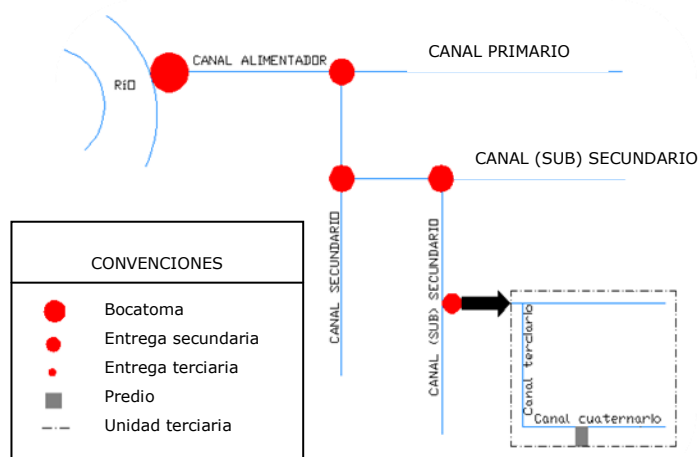
5.1 SISTEMAS DE RIEGO

Los sistemas de riego se definen como el conjunto de estructuras que permiten aprovechar y conducir el recurso hídrico desde una fuente de abastecimiento hasta los predios cultivados, estas estructuras siempre deben estar acompañadas de un sistema de drenaje. Según Megh (2002), los sistemas de riego se aplican para lograr un suministro de humedad al suelo necesaria para el desarrollo de los cultivos, abastecer agua durante sequías de corta duración y clima impredecible, disolver sales del suelo, aplicar agroquímicos, mejorar las condiciones ambientales para el desarrollo vegetal, activar agentes químicos y generar beneficios operacionales.

Los proyectos de riego que manejan grandes áreas o estructuras de gran magnitud que implican altos costos y alta tecnología, deben contar con el apoyo por parte del estado u otra entidad, porque podrían tener limitaciones sin el apoyo técnico y la financiación en la construcción de este tipo de obras.

La participación del gobierno u otra entidad en conjunto con los usuarios o asociaciones de usuarios en los proyectos de irrigación es denominada **manejo dual** y debe tener tres fases: a) Construcción b) Operación y Mantenimiento y c) Capacitación y socialización.

Cuando sucede un manejo dual el sistema se divide en dos: Principal y terciario. El sistema principal está comprendido por la bocatoma, canales (alimentador, primario, secundario, sub secundario, etc.), y estructuras que se encuentren antes de la entrega a la unidad terciaria, esta parte es responsabilidad del estado o entidad encargada. La unidad terciaria puede comprender uno o varios predios los cuales son responsabilidad del agricultor o grupo de agricultores (ver figura 5.1).



Fuente: P. Ankum, 1995.

Figura No. 5. 1 Representación esquemática de un sistema de riego.

Además de los aspectos técnicos y organizacionales es de suma importancia considerar la sostenibilidad de los proyectos de riego debido a que surgen varias diferencias entre las entidades encargadas de la operación y mantenimiento y los usuarios, por suministros no confiables, insuficiencia de agua y limitaciones de presupuesto.

Existen otros componentes de igual importancia a considerar que contribuyen al buen manejo de un proyecto de riego, tales como las leyes del agua que establecen los derechos y obligaciones de todas las partes, la identificación del organismo que hace cumplir las políticas y leyes, la agencia encargada de la operación y mantenimiento para el manejo y control de los sistemas principales y las asociaciones de usuarios para el manejo y control de las unidades terciarias.

5.1.1 Distribución del agua en el sistema de riego

La asignación de agua a la unidad terciaria en los sistemas de riego se considera: por asignación impuesta, asignación semi-demanda y por asignación a la demanda.

La asignación impuesta sucede cuando la agencia de operación y mantenimiento es quien decide la asignación del agua a las unidades terciarias basándose en el tipo de cultivo y la disponibilidad de agua del sistema. La asignación a la semi-demanda ocurre cuando la agencia de operación y mantenimiento decide la asignación de agua a la unidad terciaria por medio de solicitudes previas por parte de las asociaciones de usuarios; y la asignación a la demanda es cuando las asociaciones de usuarios deciden sobre la asignación del agua a la unidad terciaria y reciben el suministro de agua inmediatamente.

El método de asignación de agua a la unidad terciaria se puede asignar por flujo partido, flujo intermitente y flujo ajustable. El flujo partido es cuando la descarga desde el sistema principal se deriva a una proporción fija. El flujo intermitente es aquel donde se utiliza una compuerta on/off para interrumpir o accionar la entrada de agua a la unidad terciaria; y el flujo ajustable es cuando la descarga no se interrumpe en ningún momento ajustándose paulatinamente desde el sistema principal.

El método de distribución de agua a través del sistema principal funciona de igual manera que la asignación de agua a la unidad terciaria, solo existe un método diferente que se aplica, el "método de flujo rotacional"; sucede cuando las **entregas secundarias** son abastecidas intermitentemente.

5.2 CONTROL DE FLUJO EN RIEGO Y DRENAJE

El control de flujo es el manejo y operación de un sistema de riego, donde se realizan adecuaciones de estructuras para mantener un suministro de caudal a las unidades terciarias. El suministro debe ser confiable para que el agua llegue cuando deba llegar y flexible para satisfacer las distintas necesidades de los agricultores.

Existen diferentes métodos de control de flujo: el básico, el combinado y el de tiempo real. Para determinar el método y las estructuras adecuadas es necesario tener en cuenta el procedimiento y el método sobre la asignación de agua a la unidad terciaria, y el método de distribución de agua en el sistema principal. Para efectos del presente trabajo solo serán considerados los métodos básicos de control de flujo.

5.3 MÉTODOS BÁSICOS DE CONTROL DE FLUJO

Los métodos de control de flujo básicos son aquellos que se clasifican según la posición del nivel de agua que se quiere obtener y mantener (setpoint) para lograr una descarga casi constante. Los métodos básicos a su vez se clasifican en cinco controles:

- a) Control de flujo proporcional:** Sin ningún setpoint, sólo con una razón de proporción de descarga.
- b) Control de flujo aguas arriba:** Con el setpoint en el lado aguas arriba del regulador.
- c) Control de flujo aguas abajo:** Con el setpoint en el lado aguas abajo del regulador.
- d) Control de volumen:** Con el setpoint en un punto central, el cual se localiza en el tramo de canal aguas arriba o aguas abajo.
- e) Control de flujo predictivo:** Con el setpoint en el otro extremo del tramo de canal aguas arriba o aguas abajo del canal.

Aunque se mencionan los diferentes métodos de control de flujo existentes, para el propósito del presente proyecto sólo se utilizó para el diseño del modelo de control de flujo los métodos básicos de control de flujo proporcional y control de flujo aguas arriba. Esto se debe a que el control de flujo aguas arriba es el más utilizado en los distritos de Riego en Colombia, este tipo de infraestructura presenta en la actualidad un gran conflicto con respecto a su manejo y operación, además el control proporcional será un medio para comparar que tan eficiente es el control de flujo aguas arriba si se maneja y opera adecuadamente.

5.3.1 Control proporcional

Los sistemas de riego bajo control proporcional dividen y distribuyen el agua de acuerdo a una relación preestablecida y a menudo fija. El control proporcional no es un control de nivel de agua ni orientado aguas arriba ni aguas abajo, este posee un divisor en la estructura de descarga (ver figura 5.2). El nivel del agua en sistemas bajo control proporcional no puede ser regulado, y la descarga se regula en una relación fija destinada aguas abajo.

Los sistemas principales de riego bajo control proporcional reaccionan lentamente al incremento de caudal que se libera desde la cabecera. Los usuarios del agua que utilizan los sistemas proporcionales, en la cabecera recibirán más temprano el caudal incrementado que los usuarios que se encuentren al final del sistema. Pero al generarse un caudal decreciente, los

usuarios que se encuentran al final del sistema de riego tardarán en ser afectados.

En los sistemas de riego bajo control proporcional no se necesita estructuras de regulación ni la intervención de operadores, ante irregularidades la inspección debe realizarse solo una vez cada temporada de riego, se provee siempre una distribución proporcional del agua, su utilización es aplicable para caudales variables, la construcción es económica porque no requiere mayor mano de obra y no existen **pérdidas operacionales** debido a que no existe almacenamiento; las pérdidas operacionales son aquellas que crean problemas en el incremento y reducción de caudal por efecto de los tiempos de respuesta.

Sin embargo en el control de flujo proporcional no es posible la regulación del caudal de entrega debido a que la distribución es a una proporción fija sin importar los excesos que ocurran en el sistema, impidiendo conocer realmente el caudal de entrega y generando un uso ineficiente. El flujo rotacional controlado bajo este método dentro del sistema de riego no es posible, porque la estructura de control proporcional siempre debe trabajar como un partidador de caudales ininterrumpido teniendo flujo continuo las 24 horas. La utilización de este método de control de flujo normalmente es cuando existe gran disponibilidad del recurso hídrico, de lo contrario no se garantiza los caudales de entrega a las unidades terciarias. Generalmente la eficiencia del agua es baja ya que el agua es distribuida incluso cuando no se necesita.

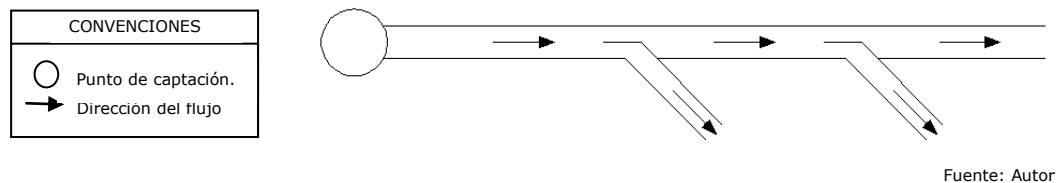


Figura No. 5. 2 Esquema de control de flujo proporcional

5.3.2 Control de flujo aguas arriba

Este tipo de control de flujo utiliza una estructura reguladora la cual mantiene el nivel deseado (Setpoint) en el lado aguas arriba de ella, donde se ubica una estructura que permite medir y regular cualquier caudal entregado (ver figura 5.3). El control de flujo aguas arriba surgió por la necesidad de mejorar el control de flujo proporcional, porque este puede no satisfacer las necesidades de un sistema de riego por no permitir la regulación de caudal, a diferencia del control de flujo aguas arriba.

El control de flujo aguas arriba tiene altos tiempos de respuesta, este es el requerido por el sistema de riego para alcanzar el setpoint. Estos tiempos pueden reducirse aplicando un gran número de reguladores de nivel de agua en el canal. Otra forma es la utilización de reservorios de regulación lo cual no ayuda solamente a reducir el tiempo de respuesta si no también las pérdidas

operacionales, pero se debe contar con un caudal suficiente y su capacidad debe igualar el almacenamiento en el canal. Aunque son dos alternativas para solucionar este problema son poco utilizadas ya que al realizar un buen diseño hidráulico se conocerá una adecuada programación de entrega de caudal minimizando el tiempo de respuesta.

En el control de flujo aguas arriba, el caudal de entrega a las unidades terciarias y la descarga acumulada a través de todo el sistema es decisión de la agencia de operación y mantenimiento (O y M), quien verifica que la demanda no supere la disponibilidad de todo el sistema ya que afectaría su funcionamiento y a todos sus usuarios, por otra parte es favorable su utilización en terrenos con alta pendiente ya que se pueden aplicar las estructuras de caída, además pueden usarse compuertas de bajos costos y estructuras simples, permitiendo que no haya necesidad de automatización de los reguladores de nivel de agua, las estructuras de medición de descarga utilizadas en el control de flujo aguas arriba permiten la medición de caudal entregado a las unidades terciarias, aunque no son muy exactas ya que manejan valores entre el 5% - 10% por debajo o por encima del valor del nivel deseado normalmente.

Este control de flujo requiere un manejo central, es decir que exista un control por parte de una entidad encargada de la operación y mantenimiento del sistema, utilizando reguladores de nivel de agua en el canal principal y en la descarga para garantizar el nivel deseado a cada usuario. Para realizar un cambio en la descarga del sistema se debe realizar desde la cabecera y los tiempos de respuestas son demasiado altos lo cual implica un retraso en el suministro de caudal a cada unidad terciaria ya que se debe esperar el setpoint indicado para realizar la entrega acordada. Cuando ocurren tomas ilegales en los caudales de salidas y no se mantiene un orden de entrega, los usuarios aguas abajo de los sistemas de riego bajo el control de flujo aguas arriba presentan un continuo exceso o déficit de agua, debido a las alteraciones de caudal. Durante los ajustes o suministros no se debe realizar entregas de caudal a las unidades terciarias cuando existan variaciones, ya que se afectará el volumen de entrega.

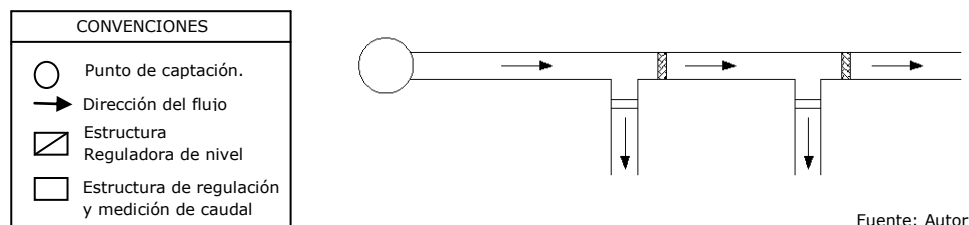


Figura No. 5. 3 Esquema control de flujo aguas arriba.

5.3.3 Control de flujo aguas abajo

Los reguladores en el sistema principal mantienen un nivel de agua constante en el lado aguas abajo de la estructura. La descarga de cada regulador se ajusta automáticamente a la demanda acumulada aguas abajo de la estructura (ver figura 5.4). Este tipo de control cuenta con las siguientes características que favorecen o limitan su utilización y funcionamiento:

- Se requiere de un manejo y operación mínima porque el ajuste de los reguladores de agua es logrado automáticamente sin requerir registros de niveles de agua ni cálculos de caudales en los reguladores y entregas, aunque requiere un control de mantenimiento y vigilancia para evitar tomas ilegales en el sistema principal.
- Los problemas de tiempo de respuesta y pérdidas operacionales encontradas en el control aguas arriba son resueltos.
- El concepto de control basado en la demanda, donde las asociaciones de usuarios del agua pueden determinar la cantidad de agua liberada en cualquier momento es posible.
- El sistema usa compuertas hidromecánicas, pero también puede operarse manualmente.
- Existen pérdidas excesivas de agua que no se pueden detectar; estas pérdidas pueden ser causadas por filtración y percolación de los canales, entregas ilegales o aperturas no autorizadas de las tomas.
- Cuando el total del caudal asignado mas el caudal no autorizado y las perdidas exceden la descarga que es entregada en la cabecera, el sistema falla. Si esto llega a suceder el agua en las secciones subsecuentes caerá por debajo del nivel de diseño comenzando desde la cabecera.
- Su implementación en ríos con caudales variables, altas cargas de sedimentos y canales con altas pendientes no se debe aplicar.
- Se requieren de diques más grandes que en el control de flujo aguas arriba, además el movimiento de tierra y estructuras con compuertas son costosas en canales con pendientes fuertes.
- Cuando el agua de la cabecera no tiene disponibilidad suficiente falla y las estructuras de caída no pueden aplicarse.

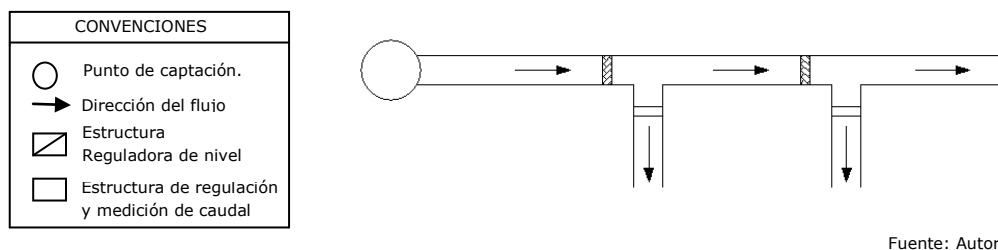


Figura No. 5. 4 Esquematización de control de flujo aguas abajo.

5.3.4 Control de flujo de volumen

El control de flujo de volumen en riego es también llamado control BIVAL, su principio es tener un volumen constante en el canal indiferente de la descarga en el canal siguiente.

Este tipo de control de flujo es similar al control de flujo aguas abajo ya que su principio de funcionamiento es básicamente igual, a diferencia del control aguas abajo este resuelve problemas de grandes almacenamientos y de altos costos relacionados con los movimientos de tierra y adquisición de estructura, aunque se requiere de telemetría por líneas telefónicas y regulación de compuertas electro mecánicas.

5.3.5 Control predictivo

El control predictivo es llamado también control ELFLO (Electronic Filter Level Offset), este tipo de control permite pronosticar los cambios del nivel de agua por medio de un monitoreo constante en cada regulador comparando los niveles en diferentes escenarios del sistema de riego. Es utilizado en lugares con alta pendiente, donde el control aguas abajo no es aplicable debido al fuerte gradiente del canal.

Este tipo de control resuelve los problemas del manejo central del sistema controlado aguas arriba y al mismo tiempo evita la construcción de grandes diques, permite establecer fácilmente nuevos niveles porque sus ajustes pueden hacerse en cualquier momento debido a su automanejo, el movimiento de tierras es mínimo igual que en los canales controlados aguas arriba. Por otra parte no es necesario la medición del caudal a través del sistema debido a que existe monitoreo continuo sobre los niveles de agua en el canal. Su implementación en canales donde se lleve un control aguas arriba es posible al igual que la aplicación de estructuras de caída.

Para el control predictivo se requiere compuertas electro mecánicas, un alto nivel de tecnología y suministro externo de energía ya que su buen manejo depende necesariamente de estos requerimientos. En este tipo de control los tiempos de respuesta y pérdidas operacionales son altos al igual que en los sistemas controlados aguas arriba, además podría fallar cuando el agua en la bocatoma no es suficiente.

5.4 HIDRÁULICA DEL CONTROL DE FLUJO

Existe tres funciones básicas de las estructuras de control de flujo: Regular el nivel de agua, regular la descarga y medir la descarga. No siempre son necesarias estas tres funciones ya que dependen del control de flujo a utilizar.

Frecuentemente la función de regulación y medida se combina en una estructura, por lo tanto existen cuatro tipos de estructura de control de flujo: Reguladores de nivel de agua, reguladores de descarga, estructura de medición de descarga y reguladores de descarga con provisión de medición.

5.4.1 Reguladores de nivel de agua

La función del regulador de nivel de agua es mantener un cierto setpoint para cada caudal que se requiera. Existen tres opciones: reguladores fijos, reguladores manuales y reguladores automáticos.

Los “reguladores fijos” mantienen el setpoint y no poseen ninguna parte móvil. Ejemplo: Vertedero de cresta larga y el sifón.

Los “reguladores manuales” son aquellos que son continuamente operados por personas. Ejemplo: compuerta vertical y compuerta tipo drop-leaf.

Los “reguladores automáticos” son aquellos cuyo funcionamiento es continuo, pueden lograrse por presión del agua en compuertas hidromecánicas o por señales electrónicas y un motor para compuertas electromecánicas. Ejemplo: Compuertas AMIL, compuertas verticales y compuertas radiales que son motorizadas.

5.4.2 Reguladores de descarga

Son estructuras que regulan la descarga de un canal a otro. No son equipados con dispositivos de medida del agua lo cual significa que la cantidad de agua se debe medir por separado. Ejemplo: Compuerta de chapaleta y compuerta vertical.

5.4.3 Estructuras de medición de descarga

Como su nombre lo dice este tipo de estructuras permiten la medición de los caudales entregados a las unidades terciarias. La selección final del tipo de estructuras de medición de descarga depende de muchos factores, los criterios pueden depender de consideraciones hidráulicas tales como pérdidas de carga y el tipo de flujo (flujo por encima y flujo por debajo), pero además de otros criterios, como costos y la capacidad de paso de escombros flotantes y de sedimentos. Ejemplo: Vertedero de cresta ancha, vertedero cipoletti y canaleta parshall.

5.4.4 Reguladores de descarga con provisión de medición

Este tipo de estructuras combina dos funciones básicas de las estructuras de control de flujo, regulación de descarga y medición de descarga, lo cual resulta más práctico. Ejemplo: Compuerta vertical con flujo "Overflow", verterdero romijn, compuerta crump de Gruyter, orificio de cabeza constante y distribuidor baffle.

5.5 ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO PROPORCIONAL

Existen dos tipos de divisores proporcionales: los fijos que a su vez se dividen en los que separan el caudal en dos corrientes iguales y en los que separan el caudal en dos corrientes desiguales; y los divisores con partidador orientable, el cual se diseñó y calculó para el modelo en el laboratorio de hidráulica.

5.5.1. Divisores proporcionales fijos

Estos se caracterizan por dividir permanentemente el caudal en dos o más partes, en una sección de control donde se genera un estado de corriente supercrítica, es decir un caudal torrencioso o caída libre. Existe dos tipos de divisores proporcionales fijos: Divisor para separar un caudal en corrientes iguales (ver figura 5.5 - a) y desiguales (ver figura 5.5 - b).

El divisor para separar un caudal en corrientes iguales, presenta dos características principales: En primer lugar, si la entrada del agua al divisor es elevada se produce un estado de flujo turbulento, de modo que la división del agua es completamente independiente de los niveles establecidos en el canal aguas arriba y en consecuencia el caudal distribuido no resulta afectado. En segundo lugar, el retorno de un flujo turbulento a un caudal tranquilo en los canales aguas arriba se comporta como un resalto hidráulico al llegar al divisor, gracias al cual parte de la energía cinética del agua se recupera y las pérdidas de carga que acompaña a un divisor de caudal se reducen a un mínimo.

El divisor para separar el caudal en corrientes desiguales es utilizado cuando la demanda por parte de las unidades terciarias es significativamente diferente, debido al cultivo o área a regar, se puede diseñar con diferentes ángulos la división del lado derecho teniendo en cuenta que el flujo se dirige de izquierda a derecha del lector.

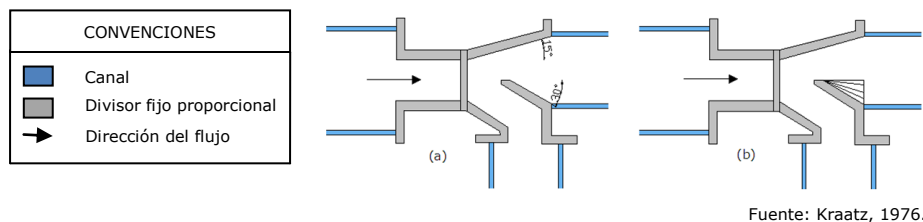


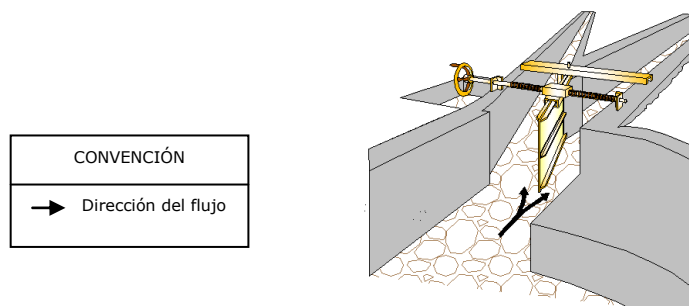
Figura No. 5. 5 Divisor fijo que divide el caudal en dos partes iguales (a) y desiguales (b).

5.5.2 Estructura con partidor orientable o ajustable

Esta consta de una lámina orientable que incluye una hoja o compuerta de división de acero que permite graduaciones para poder variar el caudal proporcionalmente entre los canales de distribución (ver figura 5.6).

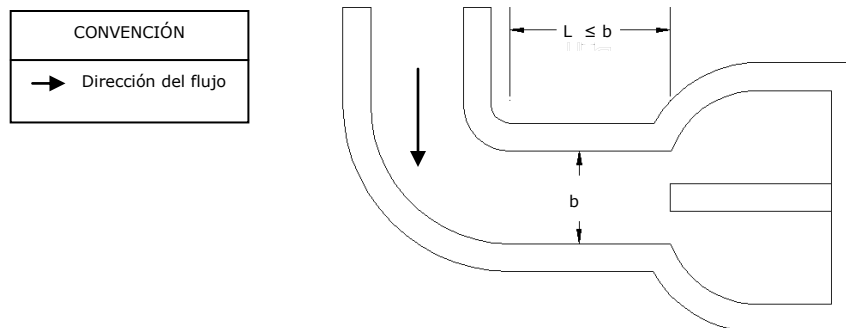
La ventaja de este partidor orientable es su distribución proporcional durante un ciclo de riego; esta distribución puede ser ajustada a diferentes descargas. Una desventaja de este partidor es que solamente puede aplicarse para pequeñas caudales porque la lámina orientable tiene limitaciones estructurales para grandes caudales.

Este tipo de partidor orientable, permite manejar tramos rectilíneos aguas arriba menores que los utilizados en vertederos para la medición adecuada de la carga, porque corrige eventuales imperfecciones en las captaciones del caudal ocasionadas aguas arriba del distribuidor debido a que permite ser ajustado (ver figura 5.7) (Lothar, 1981).



Fuente: Kraatz, 1976.

Figura No. 5. 6 Divisor de caudal con partidor orientable



Fuente: Lothar, 1981

Figura No. 5. 7 Divisor de caudal con partidor orientable

Existen varios tipos de distribuidores proporcionales ajustables, pero todos funcionan bajo el mismo principio. Los laboratorios Neyrpic crearon un distribuidor llamado divisor francés cuyo uso es adecuado para canales con pendientes fuertes, este distribuidor contiene una barrera de sección triangular conocida como cimacio en la dirección del flujo (Ver Figura 6.7), esta barrera permite, la independencia del caudal con respecto a las condiciones aguas abajo queda garantizada por la presencia del resalto hidráulico (EINAR S.A, 2011).

5.6 ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO AGUAS ARRIBA

La estructura en un sistema de control de flujo aguas arriba debe tener dos tipos de reguladores, unos para regular y medir cualquier descarga entregada a la unidad terciaria y otro que mantenga los niveles de agua.

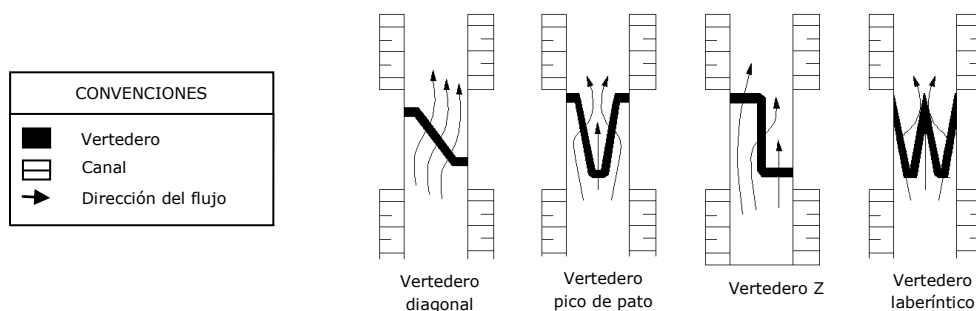
5.6.1 Reguladores de nivel de agua

Existen diferentes estructuras que funcionan como reguladores de nivel de agua para el control aguas arriba: vertedero de cresta larga, aliviaderos de sifón y compuerta AMIL. Para el desarrollo de este trabajo se consideró el vertedero pico de pato el cual funciona como vertedero de cresta larga.

Los vertederos de cresta larga comúnmente son utilizados para controlar el nivel del agua en estructuras de distribución. Existe cuatro tipos de vertederos: El vertedero diagonal, el vertedero pico de pato, el vertedero Z y el vertedero laberíntico. La característica más importante de este tipo de vertederos es que presenta una longitud mayor al ancho del canal.

El vertedero diagonal es aquel que presenta la sección transversal del canal con un ángulo de inclinación mayor a 0° . El vertedero pico de pato o herradura tiene la forma de U y un ángulo mayor a 45° . El vertedero Z es una combinación del vertedero normal y un vertedero con un ángulo de 90° con respecto a la sección transversal. Y el vertedero laberíntico está conformado por una serie de vertederos pico de pato (ver figura 5.8).

El vertedero pico de pato el cual es el objeto de estudio, es un regulador de nivel de agua sin partes móviles y puede usarse para control fijo de niveles de agua (Kraatz, 1976). Existen variaciones de caudal inevitables en los canales, las cuales se pueden reducir por el desarrollo de una cresta larga.



Fuente: P. Ankum, 1995.

Figura No. 5. 8 Tipos de vertederos de cresta larga.

Debido a su cresta larga, la variación en el nivel de agua (ΔH) de la estructura generalmente se encuentra entre 0,05 m a 0,10 m. Entre más pequeño sea el decremento en las variaciones de nivel, la longitud de la cresta (b), debe ser mas grande. La gran ventaja de este vertedero es la simplicidad en su construcción, mantenimiento y confiabilidad en la operación. Una desventaja es su habilidad de acumular sedimentos, para esto se usa una compuerta vertical que permite el desalojo de este material (Ankum, 1995).

Los aliviaderos de sifón son reguladores fijos de nivel que inician su funcionamiento cuando existe excesos de agua en el canal ya que constan de un conducto que es localizado a la misma altura del nivel que se desea obtener, cuando este es sobrepasado ocurre un proceso de cebamiento el cual hace que el agua se transporte y se evacue por medio de él (ver figura 5.9). Su diseño hidráulico esta dada por la ecuación general (1).

$$Q = \mu A \sqrt{2gz} , \text{ con } z \leq H_0 \text{ Ec. (1)}$$

Donde

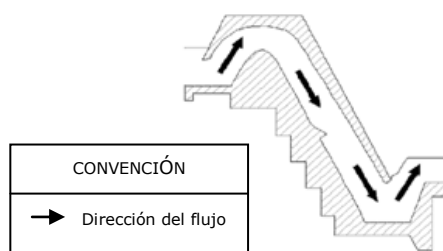
μ =Coeficiente.

A =Área de la sección transversal (m^2).

g =Gravedad (m/s^2).

Z =Pérdida de la carga sobre el sifón (m).

H_0 =Presión atmosférica (m)



Fuente: P. Ankum, 1995.

Figura No. 5. 9 Aliviadero de sifón para control fijo aguas arriba.

La compuerta AMIL es un regulador automático de nivel de agua en el control de flujo aguas arriba, esta consta de una compuerta que es una lámina radial balanceada, con un flotador adherido del lado frontal de la lámina y dos contrapesos ajustables. Está diseñada para que todas las fuerzas que actúan sobre ella permitan que la compuerta mantenga su nivel, así el empuje hidráulico sobre la hoja de la compuerta pasa a través del eje y no afecta el equilibrio (ver figura 5.10). Su diseño hidráulico está dado por las ecuaciones (2 y 3).

$$Q = 4,4 \times 10^{-5} D^{2,1} z^{0,4} \text{ (flujo sumergido)} \quad \text{Ec. (2)}$$

$$Q = 3,0 \times 10^{-6} D^{2,5} \text{ (flujo libre)} \quad \text{Ec. (3)}$$

Donde

D= Índice de dimensión de la compuerta.

z= Pérdida de carga sobre la compuerta (m).

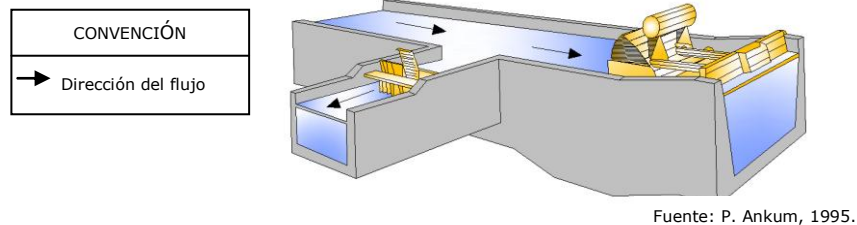


Figura No. 5. 10 Compuerta AMIL

5.6.2 Estructuras de medición y regulación de caudal

Existen varias estructuras de medición y regulación de caudal, entre ellas se encuentra el orificio de carga constante y el distribuidor Baffle o Neyrpic. Estas estructuras al igual que el vertedero pico de pato como regulador del nivel de agua, fueron de interés para el desarrollo de los diseños que se pretende construir en un futuro en el laboratorio de la Universidad del Valle.

El orificio de carga constante es una combinación de obra de regulación y aforo que utiliza un orificio sumergido, graduable para medir el caudal. La toma o salida con orificio consiste en un canal corto de entrada que lleva a un muro de cabecera con una o más aberturas controladas por compuertas, que dejan pasar la corriente a un conducto de salida. El conducto es una tubería a presión de hormigón prefabricado (horizontal o inclinada, según convenga), cuya longitud depende de la anchura de las márgenes del canal y de si existe o no un camino que lo atraviese (ver figura 5.11).

En un principio, la diferencia de carga que se produce a través del orificio o de la compuerta aguas arriba se determinaba leyendo unos limnímetros instalados inmediatamente aguas arriba y agua abajo del muro de cabecera. Las variaciones del nivel del agua en estos aparatos particularmente con caudales

grandes, ocasionaban importantes errores en las lecturas. Por esta razón los limnímetros se empezaron a utilizar en pozos externos de amortiguación aguas arriba y aguas abajo de la compuerta del orificio, para lograr mayor precisión en las lecturas de cargas y por lo tanto en la medición del caudal.

Toda la obra es generalmente de hormigón armado y por lo tanto resistente, pero el costo inicial es relativamente elevado debido a que se necesitan dos compuertas. Se han efectuado algunas economías utilizando una compuerta más barata aguas abajo, esta compuerta se utiliza solamente para regulación realizándose el cierre mediante la compuerta de aguas arriba. La obra en que se hallan contenidas las compuertas se diseña de tal modo que esencialmente se limpia por sí misma, excepto cuando trabaja con caudales muy bajos.

El caudal que pasa por la obra se controla mediante el tamaño del orificio y la carga que se produce a través de este orificio. Las pequeñas cantidades de sedimento que se acumula, entre las compuertas tienen poco efecto o ninguno sobre las salidas del orificio de carga constante.

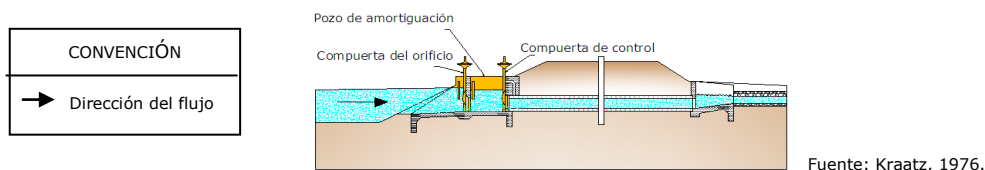
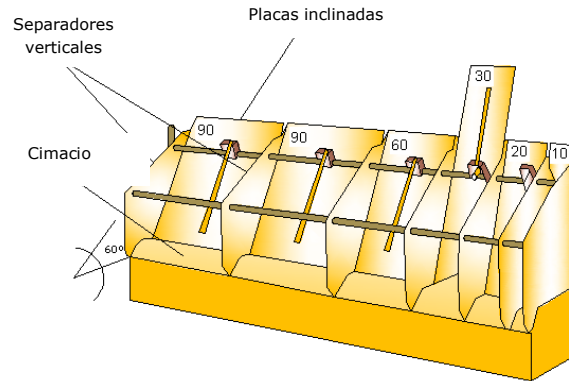


Figura No. 5. 11 Orificio con carga constante.

El modulo de orificio Neyrpic ó Baffle comprende normalmente un cierto número de módulos conectados entre sí, cada uno de distinto ancho que permite el paso de una descarga establecida, cuyo volumen está indicado en la correspondiente placa deslizante. Combinando la cantidad de placas deslizantes totalmente abiertas puede obtenerse la descarga necesaria (ver figura 5.12). La regulación de la descarga es muy sencilla. No hay que regular ninguna abertura de compuerta, establecer ningún régimen, comprobar los niveles de agua, ni trazar ninguna curva de descarga de cabecera (Sviatoslav. 1986).

El desgaste de este tipo de estructura es poco frecuente, se puede conseguir cualquier caudal en múltiplos de cinco mediante el empleo de un número mínimo de compartimientos. La operación es sencilla todo lo que hay que hacer es abrir o cerrar la compuerta de acuerdo con las necesidades. La cantidad de agua retirada del canal de abastecimiento o suministrada a los usuarios puede determinarse simplemente anotando el tiempo en que la compuerta permanezca abierta. El inconveniente principal del modulo Neyrpic es el de ser relativamente costoso, pues exige el empleo de mano de obra para abrir y cerrar la salida.



Fuente: Kraats, 1976.

Figura No. 5. 12 Distribuidor Baffle.

El caudal en este tipo de estructuras permanece sin afectarse por variaciones del nivel aguas abajo debido a la presencia de un **cimacio** que corrige los efectos de un ascenso en el nivel de agua en el canal. Este cimacio a su vez permite el soporte de las placas o compuertas. El ancho de este corresponde al mismo ancho de la plantilla del canal (CFEM, 1981), la forma usual de este cimacio, consiste en una cara vertical ó inclinada aguas arriba, y una cara inclinada aguas abajo (ver figura 5.13), estas inclinaciones dependen del tipo de diseño que se quiera obtener y las recomendaciones de datos experimentales por parte de Lomax y Saul, del Instituto de Tecnología de Gran Bretaña (Anexo 2).

**Figura No. 5. 13 Vertedero cimacio triangular.**

5.7 MODELACIÓN DE CANALES Y SISTEMAS DE CONTROL DE FLUJO

Para la optimización del diseño de los sistemas de control de flujo se utilizó la modelación matemática. Un modelo es una representación física o matemática de un sistema existente o a construir, incluyendo la interacción con su entorno natural o artificial (Ramírez, 2009).

Con base en los resultados obtenidos en un modelo se puede verificar y optimizar el diseño de estructuras hidráulicas, lo cual contribuye a disminuir los costos de construcción, mejorar su capacidad y funcionamiento, evitar posibles riesgos y efectos adversos que puedan generar las estructuras. Igualmente, es posible simular y evaluar el comportamiento futuro de un sistema como consecuencia de una intervención humana o de un proceso natural del mismo sistema. Estos modelos también son usados en la actualidad para pronosticar

en tiempo real las diferentes características hidráulicas (niveles, velocidades, caudales, etc.) como parte integral de sistemas de control (Ramírez, 2009).

Existen cuatro etapas fundamentales en el desarrollo de un modelo: La primera etapa consiste en la identificación del problema en el prototipo, la cual permitirá definir de manera clara y precisa los objetivos del modelo que se quiere implementar. La segunda etapa corresponde al proceso de construcción del modelo en donde se debe tener en cuenta la esquematización del prototipo y su área. Igualmente en esta etapa se debe realizar un análisis de los diferentes fenómenos y procesos presentes en el sistema y determinar aquellos más relevantes para los propósitos del estudio. En esta etapa se realiza la calibración, validación del modelo y un análisis de sensibilidad. En la tercera etapa se aplica el modelo y se encuentran las posibles soluciones. Finalmente la cuarta etapa corresponde a la determinación de la solución del problema en el prototipo (Ramírez, 2009).

Los modelos pueden clasificarse en tres tipos: Físicos, matemáticos o híbridos. Los físicos son representaciones a escala del sistema real o prototipos en un laboratorio. Los modelos matemáticos son modelos en los cuales los fenómenos físicos son representados mediante ecuaciones matemáticas que se resuelven mediante la aplicación de métodos numéricos que entregan una solución aproximada. Y los modelos híbridos son la combinación de un modelo físico y un modelo matemático, permitiendo obtener una mayor utilidad de cada uno de ellos de acuerdo con los objetivos de un proyecto en particular (Ramírez, 2009).

Los modelos más utilizados son los modelos físicos y los modelos matemáticos, existen parámetros importantes para definir cual utilizar; estos son el tiempo, los costos y el problema que se desee resolver ya que cada caso de estudio tiene necesidades diferentes (García, 2007).

Los modelos matemáticos unidimensionales son los más sencillos debido a que analizan el flujo en una sola dirección, por consiguiente el número de ecuaciones a resolver es mínimo y el conjunto de datos requeridos para describir un flujo unidimensional es menor que los requeridos para describir flujos bidimensionales y tridimensionales (CVC, 2008).

Para el estudio propuesto de optimización de los diferentes sistemas de control de flujo se implementó y aplicó un modelo matemático unidimensional, llamado HEC-RAS.

5.7.1 Modelo matemático unidimensional HEC-RAS

El HEC-RAS (HEC: Hydrologic Engineering Center y RAS: River Analysis System) es un software de dominio público desarrollado en el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers); el modelo realiza cálculos hidráulicos unidimensionales para redes hídricas, ya

sea naturales o construidas, en régimen permanente y no permanente al igual que el transporte de sedimentos. El usuario puede realizar varios tipos de análisis dependiendo de las condiciones del flujo y las estructuras a diseñar (puentes, alcantarillas, vertederos, etc.).

La interfase gráfica del modelo HEC-RAS tiene funciones para administrar archivos (File management), editar e ingresar datos (Data entry and editing), análisis hidráulico (Hydraulic análisis), construcción de tablas de información de ingreso y salida (Tabulation of graphical displays of input and output data), reportes (reporting facilities) y ayuda en línea (On line help) (Users Manual HEC-RAS, 2010).

Para iniciar a trabajar con el modelo HEC-RAS se debe crear un proyecto en el cual se almacenarán los archivos desarrollados para ejecutar el modelo, se debe establecer las unidades con las que se desea trabajar, el programa permite utilizar el sistema métrico o el sistema ingles. Igualmente se deben realizar la esquematización del sistema para definir la geometría del área de flujo, en este paso de la modelación se considera la morfología de la red, la conectividad entre cauces, la definición de puntos de intersección y la nomenclatura (nombres de ríos, tramos e intersecciones), topografía del cauce, distancia entre secciones y coeficientes de pérdida de energía.

Posteriormente al programa deben ser ingresados las condiciones de flujo que dependen si es flujo uniforme, flujo no uniforme o transporte de sedimentos. En cualquiera de estas condiciones se debe definir el régimen del flujo, las condiciones iniciales ó las condiciones de frontera y los caudales del sistema. Al establecer estas condiciones en el programa se debe crear un plan el cual permite ejecutar el modelo para obtener los resultados los cuales se pueden observar de forma gráfica y en tablas.

El modelo utiliza la ecuación de energía (5), con un procedimiento iterativo llamado método de pasos estándar (Estándar Step Method) para calcular los niveles de agua entre secciones. El modelo HEC-RAS realiza esta operación asumiendo dirección aguas arriba cuando ocurre flujo subcrítico o hacia aguas abajo cuando ocurre flujo supercrítico, la condición de flujo debe ser ingresada por el modelador.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad \text{Ec. (5)}$$

Donde:

Y_1, Y_2	=	Altura de agua en las secciones transversales 1 y 2
Z_1, Z_2	=	Cota de terreno las secciones transversales 1 y 2
V_1, V_2	=	Velocidades promedio de la sección
α_1, α_2	=	Coefficientes de ajuste de velocidades
g	=	Aceleración de la gravedad
h_e	=	Pérdida de carga

En la mayoría de los cálculos se asume un $\alpha=1.0$, lo que no introduce errores considerables en los resultados, pues la energía producto de la velocidad es un pequeño porcentaje de la energía total. Para las pérdidas de energía el programa utiliza la expresión (6):

$$h_e = L S_f + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ec. (6)}$$

L = Longitud del tramo del canal entre secciones 1 y 2
h_e= Pérdidas de energía
S_f= Pendiente de fricción o pendiente de la línea de energía
C = Coeficiente de contracción o expansión

El programa utiliza la rugosidad de manning para perdidas por fricción, coeficientes de contracción y expansión para secciones transversales debido a cambios bruscos en el área entre secciones, coeficientes de pérdidas en Puentes y Culverts (Ramírez, 2009) este se utilizó para comprobar y analizar las características hidráulicas de las estructuras y el canal, tales como: niveles del tirante, caudales máximos y mínimo (Mori, 2006).

6. METODOLOGÍA

6.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Se realizó una investigación exhaustiva del diseño de los diferentes sistemas de control de flujo tipo proporcional y aguas arriba, principalmente sobre el partidor de flujo orientable, vertedero pico de pato y reguladores de caudal basados en el principio del flujo en orificio; además, se recopiló información detallada acerca del funcionamiento del modelo computacional HEC-RAS para optimizar el diseño y operación de los sistemas de control de flujo.

6.2 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA FÍSICO

Se espera que en el futuro, para la construcción del modelo didáctico de control de flujo aguas arriba y proporcional se utilice el Laboratorio de Fluidos e Hidráulica de la Universidad del Valle sede Meléndez.

Este laboratorio cuenta con un canal basculante, el cual será aprovechado para la instalación y funcionamiento de las estructuras de control de flujo. El canal existente se encuentra en un circuito cerrado de flujo, el cual está conformado por un suministro de agua representado en un tanque de almacenamiento subterráneo, un sistema de bombeo, un tanque elevado, una tubería alimentadora, una estructura de entrada al canal basculante, un canal de salida, una pantalla amortiguadora, un vertedero triangular, una tubería de retorno y un desarenador (ver figura 6.1 y Anexo 3).

Inicialmente el suministro de agua al circuito es realizado por medio de un hidrante ubicado en los perímetros de la Universidad del Valle - sede Meléndez, este hidrante a través de una tubería conduce el agua al tanque de almacenamiento subterráneo, construido en concreto reforzado el cual se encuentra 6m por debajo de un tanque elevado para mantener carga constante, por ello es necesario impulsar el agua mediante un sistema de bombeo, conformado por un motor trifásico de 24HP y 1730 RPM con arranque de estrella triángulo. El tanque elevado cuenta con una canaleta perimetral y dos tuberías de escape de 6,0 pulgadas de diámetro que permiten el control del nivel en el tanque, y dos tuberías de conducción de igual diámetro que dirigen el agua a la estructura de entrada del canal basculante, mediante tres válvulas de cierre.

El canal basculante tiene una longitud de 12,30m, un ancho de 0,50m y una altura de 0,65m, el canal está soportado por unas vigas en perfiles "I" de 0,30m de alto reforzadas con 13 estructuras en forma de "U" de 0,10m de ancho cada una, además las paredes del canal son en acrílico transparente de 0,01m de espesor. Este canal cuenta con una pendiente que oscila entre el 1% y 1,25% y se puede variar manualmente a través de un volante.

El punto de entrega del canal basculante al tanque de almacenamiento subterráneo se realiza a través de un tanque de descarga, el cual tiene un

ancho de 1,00 m, una longitud de 4,20m, una altura de 1,22m en la pantalla amortiguadora y 1,13m en la conducción del agua hacia un vertedero triangular (Hurtado, 2010). Este tanque de descarga retorna el agua al tanque subterráneo por medio de dos tuberías de PVC de 6,0 pulgadas de diámetro.

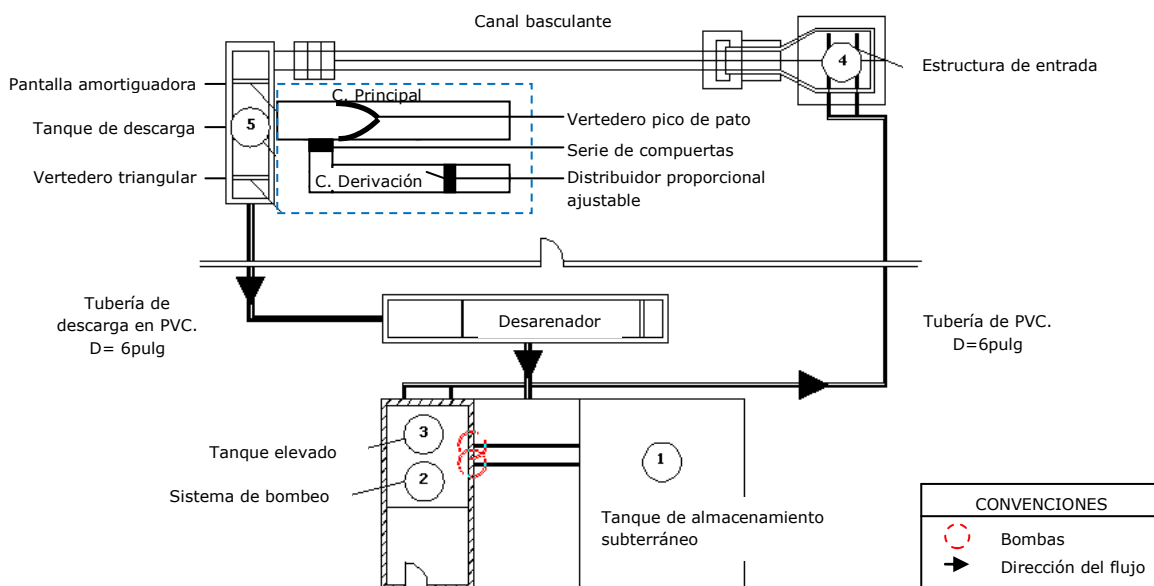


Figura No. 6. 1 Esquema general del canal existente en el laboratorio.

6.3 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE CONTROL DE FLUJO EN EL CANAL EXISTENTE

Se estableció por medio de un reconocimiento físico, el lugar donde se desea instalar en un futuro el modelo didáctico de control de flujo aguas arriba y proporcional con respecto al sistema existente en el laboratorio de hidráulica. Por lo cual, se decidió diseñar un nuevo canal que contendrá las estructuras de control de flujo, ubicado de forma perpendicular al tanque de descarga del canal basculante, (ver figura 6.1).

6.4 DISEÑO DEL MODELO DIDÁCTICO DE CONTROL DE FLUJO

El modelo físico didáctico de control de flujo estará compuesto por los siguientes elementos y estructuras: una captación, un canal principal, un canal de secundario, dos vertederos pico de pato, una serie de compuertas tipo baffle y un distribuidor proporcional ajustable (ver figura 6.1).

El dimensionamiento, las características y las especificaciones de cada uno de estos componentes del modelo físico son descritos detalladamente en este capítulo.

Con el fin de seleccionar el rango de caudales que se manejará en el sistema didáctico de control de flujo se requirió inicialmente conocer los caudales máximos que transitan por el canal basculante y el tanque de descarga que

existen actualmente en el laboratorio. A pesar de que se dispone de información de las características específicas del sistema de bombeo utilizado para el suministro de agua del canal basculante, no se encontró información en el laboratorio de los caudales máximos que puedan circular por dicho canal. Debido a esto, fue necesario realizar un aforo líquido.

Como se indico previamente, el modelo didáctico de control de flujo se proyectará para ser construido anexo al sistema existente en el laboratorio de Fluidos e Hidráulica de la Universidad del Valle tal como se ilustra en la figura 6.1. Los caudales que circularan por el modelo físico didáctico serán captados mediante una estructura de derivación que se ubicará sobre el tanque de descarga del canal basculante existente.

El vertedero pico de pato será en acrílico (ver figura 6.5); por otro lado la estructura de regulación y medición de caudal, consistirá en una serie de compuertas que funcionaran bajo el principio de orificio de carga constante y de distribuidor baffle, en el mismo material; esta estructura estará conformada por una sección rectangular que incluye compuertas deslizantes encerradas entre paredes paralelas que formaran los compartimientos, los cuales permitirán controlar y distribuir el caudal de acuerdo a sus dimensiones (ver figura 6.6).

Finalmente, el diseño del control de flujo proporcional será una estructura con partidador orientable o ajustable (ver figura 6.7); su material será en acrílico, además tendrá una lámina metálica de borde afilado graduable de poco espesor, la cual se encargara de establecer diferentes porcentajes de partición del caudal.

6.4.1 Aforo del canal basculante

Para realizar el aforo líquido del canal basculante, se utilizó un molinete el cual es un equipo que permiten determinar el caudal por medio de la medición de la velocidad media del agua en diferentes puntos del cauce. Estos equipos están conformados por una hélice que gira al recibir el empuje horizontal de las líneas de flujo del agua, midiendo el número de revoluciones en un tiempo determinado; la relación entre las revoluciones y el tiempo se denomina frecuencia, factor que se lleva a la ecuación de calibración del molinete para obtener la velocidad en un punto de la sección de aforos (IDEAM, 2007).

La velocidad media del agua en cada vertical puede determinarse mediante procedimientos que se aplican dependiendo del nivel de agua, de las condiciones del canal, de la distribución de la velocidad, del grado de precisión que se quiere y del tiempo disponible. Estos procedimientos se establecen teniendo en cuenta el porcentaje de profundidad en los cuales se posiciona la hélice del molinete para tomar velocidades puntuales en función del número de revoluciones y el tiempo de muestreo (IDEAM, 2007).

Los procedimientos más utilizados son considerados como el método de un punto, de dos puntos, tres puntos, cinco puntos, etc. El método de un punto se emplea en aguas poco profundas, el método de dos puntos se emplea cuando la distribución de las velocidades es normal y la profundidad es superior a 60 cm, el método de tres puntos se puede utilizar en canales cubiertos por vegetación acuáticas, el método de cinco puntos se utiliza cuando la distribución de la velocidad en la vertical es muy irregular. En general los nombres de los métodos comúnmente utilizados depende de la cantidad de datos de velocidad del agua obtenidos verticalmente, se requiere un número suficiente de velocidades puntuales para poder calcular una velocidad promedia en la corriente lo más representativo posible, siempre y cuando el nivel del agua lo permita (Rojas, 2005).

El canal basculante se considera como un canal de poca profundidad por que presenta una variación de nivel de agua entre 9 cm y 25 cm, por lo tanto se implementó el método de un punto para la determinación de la velocidad media. Esta velocidad se estima ubicando el molinete al 60% de la profundidad total del agua, para evitar que la hélice del molinete roce con el fondo del canal (IDEAM, 2007).

El canal basculante cuenta con tres válvulas de apertura para conducir el caudal a través de todo el sistema como se mencionó anteriormente, por lo tanto se manipuló estas válvulas cada dos vueltas hasta obtener su apertura total, en cada condición de apertura se determinó la velocidad con el molinete OSS-PC1, que cuenta con un diámetro de 50mm y un soporte de 9mm.

Para las mediciones de la velocidad media, se consideró un número de 5 verticales de la sección transversal del canal, aplicando el siguiente criterio que se indica en la Tabla No 6.1.

Ancho del canal (m)	Número de verticales
0 – 0.5	3 a 4
0.5 – 1	4 a 5
1 – 3	5 a 8
3 – 5	8 a 10
5 – 10	10 a 20
Más de 10	20 o más

Fuente: Norma ISO 748

Tabla 6. 1 Número de Verticales en función del ancho del canal

Como se mencionó anteriormente, el molinete no registra directamente la velocidad (V) del agua en el canal, por ello cada fabricante debe suministrar las ecuaciones características propias del molinete, para poder determinarla con respecto al número de revoluciones obtenidas en la medición (n). Para este caso se utilizó las expresiones número 6.

$$\begin{aligned} n < 0.45 \quad V &= 0.2311 n + 0.0136 \text{ m/s} \\ 0.045 < n < 3.81 \quad V &= 0.2533 n + 0.0036 \text{ m/s} \\ n > 3.81 \quad V &= 0.2595 n - 0.02 \text{ m/s} \end{aligned} \quad \text{Ec. (6)}$$

En el mismo instante y lugar de la medición, se determinó la altura del nivel de agua correspondiente al canal basculante, lo que permitió conocer el área del flujo la cual es fundamental para establecer los caudales que maneja el sistema.

6.4.2 Diseño de la captación

Los caudales que circularan por el modelo físico didáctico serán captados mediante orificios sumergidos (ver figura 6.2), ubicados sobre el tanque de descarga del canal basculante existente, cada compuerta captará caudales de 50 l/s, 40 l/s, 30 l/s y 20 l/s. Para su diseño se utilizó un coeficiente de 0.624, se asumió un valor para la carga (H) en las cuatro captaciones y se determinó el área por medio de la expresión 7.

Se utilizó la expresión (7) para su diseño.

$$Q = cab\sqrt{2gH} \quad \text{Ec. (7)}$$

$$b = \frac{Q}{ca\sqrt{2gH}}$$

$$H = h_1 - h_2$$

Donde:

Q	= Caudal (m ³ /s)
a	= Altura de la compuerta (m)
b	= Ancho de la compuerta (m)
g	= Gravedad (m/s ²)
C	= Coeficiente del orificio
H	= Carga en el orificio (m)
h_1	= Carga aguas arriba (m)
h_2	= Carga aguas abajo (m)

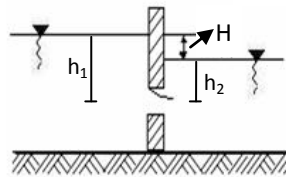


Figura No. 6. 2 Captación

6.4.3 Diseño de los canales que contendrán el modelo físico didáctico de control de flujo

Para la construcción del modelo físico didáctico de control de flujo aguas arriba y proporcional, se estableció un área disponible en el laboratorio de hidráulica como se mencionó anteriormente, esta área permitió inicialmente obtener parámetros hidráulicos para establecer las dimensiones del canal principal y secundario como lo hemos llamado, ubicados perpendicularmente al tanque de descarga del canal basculante. El agua que circulará en estos dos canales retornará al circuito por medio de tuberías de desagüe; con base a la geometría final de estos canales, se realizaron los diseños de las estructuras de control de flujo aguas arriba y proporcional.

Para determinar las dimensiones de los canales se utilizó la ecuación (8), se asumió una velocidad de aproximación 0.15 m/s, porque es el límite que se recomienda para evitar turbulencias y lograr una superficie de agua lo suficientemente tranquila para la medición de la carga en el vertedero pico de pato (Vega, 2004). Se utilizó un factor de seguridad del 5% para determinar la altura total del canal (Y_{Total}), (ver figura 6.3) (Ven Te Chow, 2004).

$$Q = vA \quad \text{Ec. (8)}$$

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

$$A = b Y_{canal}$$

$$Y_{canal} = \frac{A}{b}$$

$$Y_{Total} = Y_{canal} + F_s$$

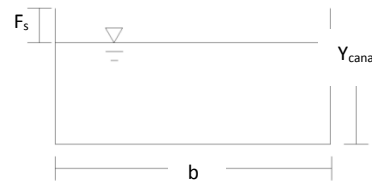


Figura No. 6. 3 Canal rectangular

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

v = Velocidad (m/s^2)

A = Área del canal (m^2)

Y_{canal} = Altura del canal sin el borde libre (m)

Y_{Total} = Altura del total del canal (m)

F_s = Borde libre

6.4.4 Diseño de los vertederos pico de pato

Para el diseño de los vertederos pico de pato se debió tener en cuenta la escogencia del ancho del canal principal donde operaran los vertederos, porque para la medición adecuada de la carga (H), debe existir una longitud mínima de 10 veces el ancho del canal aguas arriba del punto de ubicación de este (Vega, 2004); esta condición fue el criterio utilizado para su ubicación en el sistema didáctico de control de flujo, por consiguiente esta localización permitió identificar el espacio disponible para diseñar y modelar diferentes longitudes de la cresta (B) del vertedero.

Se utilizó un coeficiente de 1.6 (FAO, 1976); utilizando la expresión 9.

$$Q = cBH^{3/2} \quad \text{Ec. (9)}$$

$$H = \left(\frac{Q}{cB}\right)^{2/3}$$

Conociendo los valores de la carga (H) correspondientes al caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$) y mínimo ($Q_{\text{mín}}$) que transitan en el sistema, se determinó la variación de carga (ΔH). La altura del vertedero (P) se determinó al conocer la altura del canal (Y_{canal}) sin el borde libre y la carga ($H_{\text{máx}}$) correspondiente al caudal máximo ($Q_{\text{máx}}$) siguiendo las expresiones 10 y 11.

$$\Delta H = H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}} \quad \text{Ec. (10)}$$

$$P = Y_{\text{canal}} - H_{\text{máx}} \quad \text{Ec. (11)}$$

Para que el vertedero pico de pato trabaje en condiciones de flujo libre se debe cumplir que la altura del vertedero debe ser mayor a la carga y que la pérdida de carga sea mayor o igual a un tercio de la carga como se indica en las expresiones 12 y 13.

$$P > H \quad \text{Ec. (12)}$$

$$z \geq \frac{1}{3}H \quad \text{Ec. (13)}$$

El vertedero pico de pato diseñado se comportará como un vertedero de cresta delgada por lo tanto su espesor (e), deberá ser menor o igual a la mitad de la carga como se expresa en la relación (14).

$$e \leq \frac{1}{2}H \quad \text{Ec. (14)}$$

La medición de la carga del vertedero se debe realizar a una distancia (l) de tres a cuatro veces la carga (H) como se indica en la expresión 15.

$$l = 3 \text{ a } 4 \text{ veces } H \quad \text{Ec. (15)}$$

Donde

Q	=	Caudal del canal principal (m^3/s).
c	=	Coefficiente del vertedero para flujo libre ($c=1.6$).
H	=	Carga aguas arriba sobre la cresta (m).
B	=	Longitud de la cresta (m).
Y	=	Profundidad del nivel del agua (m).
P	=	Altura del vertedero (m).
Z	=	Pérdida de carga (m).
e	=	Espesor del vertedero (m).
ΔH	=	Variación de la carga (m).

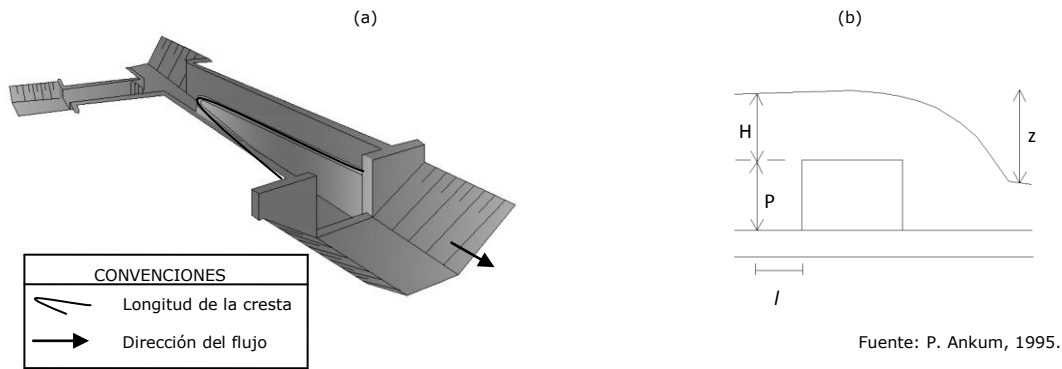


Figura No. 6. 4 Vertedero pico de pato.

6.4.5 Diseño de serie de compuertas tipo baffles bajo el principio de orificio de carga constante

La serie de compuertas tipo baffle bajo el principio de orificio de carga constante será la estructura que permitirá en el modelo físico la conexión entre el canal principal y el canal secundario. Para su diseño se establecieron captaciones del 30 %, 40 %, 50 % y 60 % del caudal aguas arriba del vertedero pico de pato. Se decidió trabajar con tres compuertas y se asumió para cada caso de captación un valor para la apertura de las compuertas (a), se utilizó un coeficiente (C_d) de 0.624, como lo sugiere Cadavid en el 2006. Con la utilización de la ecuación 16, se encontró el valor del ancho (b) y la carga de cada compuerta (H_{comp}).

$$Q = C_d a b \sqrt{2gH_{comp}} \quad \text{Ec. (16)}$$

$$b = \frac{Q}{C_d a \sqrt{2gH_{comp}}}$$

Para establecer la carga aguas arriba de las compuertas (H_{comp}), se determinó por medio del modelo HEC-RAS el nivel aguas arriba del vertedero pico de pato, al valor obtenido se le resto la altura del cimacio y la mitad de la apertura de la compuerta utilizando la expresión 17; para todos los casos el cimacio se estableció en 0.4 m porque con este valor la compuerta trabaja en condiciones de flujo libre.

$$H_{comp} = NA_{aa \text{ del vertedero pico de pato}} - sill - \frac{a}{2} \quad \text{Ec. (17)}$$

Donde

Q	=	Caudal (m^3/s)
b	=	Ancho de la compuerta (m)
a	=	Altura de la compuerta (m)
H_{comp}	=	Carga de la compuerta (m)
g	=	Aceleración de la gravedad (m/s^2)
NA_{aa}	=	Nivel de agua aguas arriba del vertedero pico de pato (m)
C_d	=	Coefficiente de descarga

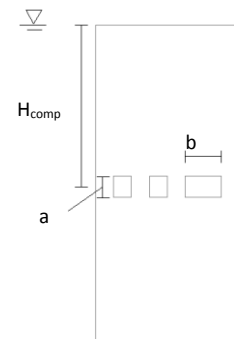


Figura No. 6. 5 Compuertas

6.4.5.1 Diseño del cimacio para las compuertas

Para el diseño del cimacio se utilizó la recomendación de Lomax (1976), que se encuentra en el anexo 2. En donde se decidió utilizar el perfil A porque en este tipo de perfil el coeficiente corresponde al utilizado por el modelo HEC RAS, en donde la pendiente aguas arriba es de relación 1/1 y la pendiente aguas abajo es de relación 1/2. El diseño final se realizó con la utilización del programa AUTOCAD.

6.4.6 Diseño de la estructura de control de flujo proporcional

El distribuidor proporcional ajustable estará ubicado en el canal secundario. Para su diseño se dividió en diez ocasiones el ancho total del canal (B) en dos proporciones (b_1 y b_2), utilizando las expresiones 18. Esta división representa la posición porcentual de la lámina metálica con respecto al ancho total del canal para la distribución del caudal.

Ec. (18)	$P_1=10\%$	$P_2=90\%$
	$b_1=10\% (B)$	$b_2=90\% (B)$
	$P_1=20\%$	$P_2=80\%$
	$b_1=20\% (B)$	$b_2=80\% (B)$
	$P_n=n\%$	$P_{n+1}=100\% - n\%$
	$B_n=n\% (B)$	$b_{n+1}=100\% - n\% (B)$

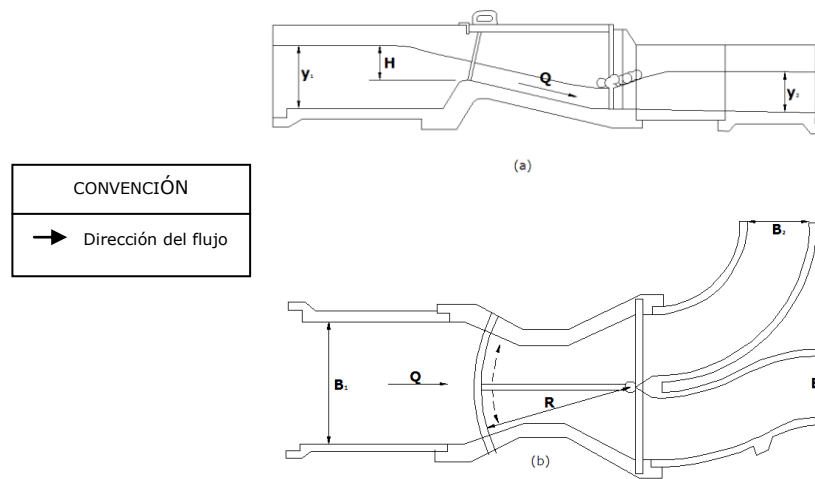
Con los datos obtenidos de los diferentes anchos, se procedió a encontrar el valor de la carga, correspondiente a diferentes porcentajes de distribución utilizando la ecuación número 19.

$$Q = 1.235 * b * H^{3/2} \quad \text{Ec. (19)}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.235 * b} \right)^{2/3}$$

Donde

P =	Posición de la lámina en el canal con respecto al ancho total del canal (%).
B =	Ancho total del canal (m).
Q =	Caudal (m^3/s).
b =	Ancho de cada posición de la lámina de distribución (m).
H =	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional ajustable (m).



Fuente: Kraatz, 1976.

Figura No. 6. 6 Control de flujo proporcional orientable (a) vista en perfil y (b) vista en planta.

6.4.6.1 Diseño del cimacio para el distribuidor proporcional

Para el diseño del cimacio del distribuidor proporcional igualmente se utilizó la recomendación de Lomax (1976), que se encuentra en el anexo 2. En donde se decidió utilizar el perfil A porque en este tipo de perfil el coeficiente corresponde al utilizado por el modelo HEC RAS, en donde la pendiente aguas arriba es de relación 1/1 y la pendiente aguas abajo es de relación 1/2. El diseño final se realizó con la utilización del programa AUTOCAD, la diferencia del diseño del cimacio para el proporcional con respecto al cimacio correspondiente al de las compuertas es la altura seleccionada.

6.4.7 Diseño de tuberías de desagüe

Para el diseño de las tuberías de descarga de los canales que contendrán el modelo físico didáctico se utilizó la ecuación 20.

$$Q = \frac{\pi}{4} d^2 \cdot V \quad \text{Ec. (20)}$$

Donde:

- Q = Caudal (m³/s).
d = Diámetro de la tubería de descarga (m).
V = velocidad (m/s).

Para estimar los diámetros de las tuberías de desagüe, se utilizó el caudal y la velocidad máxima del canal principal y del canal secundario. Para la longitud total de la tubería de desagüe se considero la distancia entre los canales de desagüe del canal principal y el canal secundario, al tanque de almacenamiento subterráneo.

6.5 OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE FLUJO MEDIANTE LA MODELACIÓN MATEMÁTICA

El diseño inicial del modelo físico didáctico de control de flujo se optimizó mediante la simulación matemática. Para ello fue necesario considerar las siguientes etapas: Selección del modelo, esquematización, análisis de sensibilidad, calibración y validación, evaluación de comportamiento hidráulico, optimización y operación de los sistemas de control de flujo.

Inicialmente se **seleccionó el modelo** matemático HEC-RAS, el cual permitió representar de manera adecuada los diferentes componentes del sistema de control de flujo aguas arriba y proporcional.

En la etapa de **esquematización** del sistema, se definieron diferentes condiciones de operación y la configuración de las estructuras en el sistema con respecto al área de trabajo seleccionada anteriormente para representarla en el modelo, a su vez se determinó la ubicación de las secciones transversales en donde se ubicaron las estructuras de control de flujo proporcional y aguas arriba (partidor orientable, vertedero pico de pato y serie de compuertas tipo baffle).

El **análisis de sensibilidad** suministró información sobre la precisión requerida para los datos de entrada del modelo y se realizó mediante la simulación de ciertos parámetros como el coeficiente de rugosidad de Manning, coeficiente de expansión y contracción, coeficiente del vertedero de cresta larga, coeficiente de la compuerta, coeficiente del orificio y coeficiente del sill ó cimacio como se ha llamado en este documento, que indicaron que variables ejercen mayor influencia sobre las soluciones del modelo.

El proceso de **calibración y verificación** en este estudio no se realizó debido a que este trabajo desarrollará la etapa de diseño del modelo físico didáctico de control de flujo y por lo tanto no se dispone de información de campo o de laboratorio para comparar con los resultados del modelo.

En la **evaluación del comportamiento hidráulico**, se aplicó el modelo matemático unidimensional, donde se encontraron las diferentes alternativas que permitieron obtener y comprobar la eficiencia y operación de los diseños preliminares del partidor orientable, el vertedero pico de pato y la serie de compuertas tipo baffle.

Finalmente se realizó la **optimización y operación de los sistemas de control de flujo** mediante la interpretación de los resultados que permitió encontrar el diseño final para las estructuras de control de flujo proporcional y aguas arriba.

6.6 ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

Se realizó un presupuesto considerando la cantidad de materiales y mano de obra que se utilizará en un futuro para la construcción e implementación de los sistemas de control de flujo en el laboratorio de hidráulica.

7. RESULTADOS Y ANÁLISIS

7.1 AFORO DEL CANAL BASCULANTE

En el Anexo 1, se presenta toda la información detallada de los aforos realizados por molinete en el canal basculante existente en donde se dividió su ancho en 5 franjas con anchos de 0.10 m cada una (ver Figura 7.1), y se utilizó la expresión número 6 que hace referencia a la ecuación del molinete para determinar la velocidad. En la Tabla 7.1 se presenta el resumen de los diferentes aforos. Este trabajo en el laboratorio permitió identificar el caudal máximo que puede transitar por el canal 85.08 l/s, cuando se opera en el sistema con tres válvulas totalmente abiertas. Por consiguiente, se decidió trabajar con caudales entre 20 l/s y 50 l/s para el diseño del modelo físico didáctico de control de flujo, y más específicamente, para el diseño del canal principal del modelo didáctico.

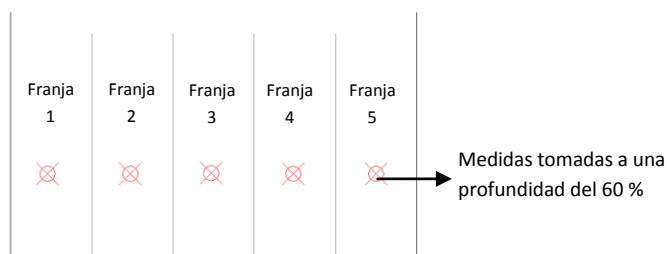


Figura No. 7. 1 Esquemmatización de franjas en el canal basculante para el aforo

Aforo No.	Franja	Promedio Número de Revoluciones	Número de revoluciones por segundo (n)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Caudal (l/s)
1	1	43.67	1.46	0.37	9.98
	2	49.33	1.64	0.42	
	3	49.00	1.63	0.42	
	4	47.33	1.58	0.40	
	5	45.00	1.50	0.38	
2	1	58.67	1.96	0.50	23.57
	2	64.33	2.14	0.55	
	3	63.00	2.10	0.54	
	4	63.33	2.11	0.54	
	5	58.67	1.96	0.50	
3	1	71.00	2.37	0.60	32.54
	2	74.33	2.48	0.63	
	3	72.00	2.40	0.61	
	4	73.00	2.43	0.62	
	5	67.67	2.26	0.57	

Tablas 7. 1 Aforos realizados en el canal basculante

Aforo No.	Franja	Promedio Número de Revoluciones	Número de revoluciones por segundo (n)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Caudal (l/s)
4	1	74.00	2.47	0.63	36.24
	2	78.00	2.60	0.66	
	3	76.00	2.53	0.65	
	4	77.33	2.58	0.66	
	5	69.00	2.30	0.59	
5	1	77.00	2.57	0.65	39.80
	2	81.00	2.70	0.69	
	3	77.67	2.59	0.66	
	4	78.00	2.60	0.66	
	5	77.00	2.57	0.65	
6	1	82.67	2.76	0.70	45.82
	2	86.33	2.88	0.73	
	3	82.00	2.73	0.70	
	4	78.00	2.60	0.66	
	5	80.00	2.67	0.68	
7	1	83.00	2.77	0.70	49.33
	2	88.67	2.96	0.75	
	3	85.00	2.83	0.72	
	4	83.00	2.77	0.70	
	5	84.67	2.82	0.72	
8	1	86.33	2.88	0.73	59.77
	2	95.00	3.17	0.81	
	3	87.00	2.90	0.74	
	4	94.33	3.14	0.80	
	5	89.00	2.97	0.76	
9	1	82.67	2.76	0.70	45.82
	2	86.33	2.88	0.73	
	3	82.00	2.73	0.70	
	4	78.00	2.60	0.66	
	5	80.00	2.67	0.68	
10	1	83.00	2.77	0.70	49.33
	2	88.67	2.96	0.75	
	3	85.00	2.83	0.72	
	4	83.00	2.77	0.70	
	5	84.67	2.82	0.72	

Tablas 7. 1 (Continuación)

Aforo No.	Franja	Promedio Número de Revoluciones	Número de revoluciones por segundo (n)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Caudal (l/s)
11	1	86.33	2.88	0.73	59.77
	2	95.00	3.17	0.81	
	3	87.00	2.90	0.74	
	4	94.33	3.14	0.80	
	5	89.00	2.97	0.76	
12	1	98.33	3.28	0.83	71.56
	2	103.00	3.43	0.87	
	3	101.33	3.38	0.86	
	4	102.33	3.41	0.87	
	5	97.33	3.24	0.83	
13	1	100.33	3.34	0.85	77.78
	2	106.00	3.53	0.90	
	3	101.33	3.38	0.86	
	4	95.00	3.17	0.81	
	5	101.33	3.38	0.86	
14	1	102.33	3.41	0.87	85.08
	2	108.67	3.62	0.92	
	3	103.33	3.44	0.88	
	4	105.00	3.50	0.89	
	5	100.67	3.36	0.85	

Tablas 7. 1 (Continuación)

7.2 DISEÑO INICIAL DEL MODELO FÍSICO DIDACTICO DE CONTROL DE FLUJO

El sistema físico didáctico de control de flujo estará conformado por una captación, un canal principal, dos vertedero pico de pato que trabajaran independientemente, un baffle, un canal secundario y un distribuidor proporcional ajustable como se observa en la Figura 7.2. En este capítulo se observan los resultados de los diseños iniciales de las estructuras que conformarán el modelo.

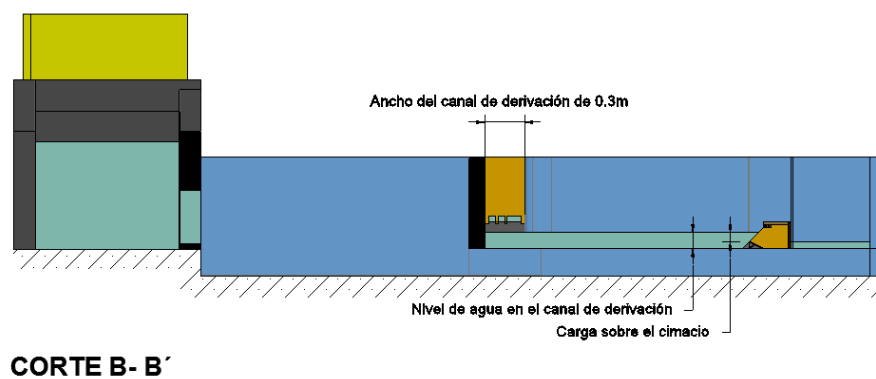
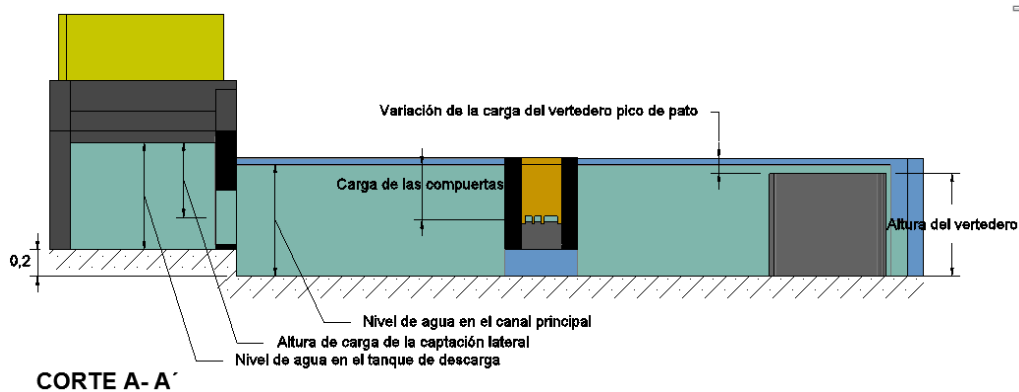
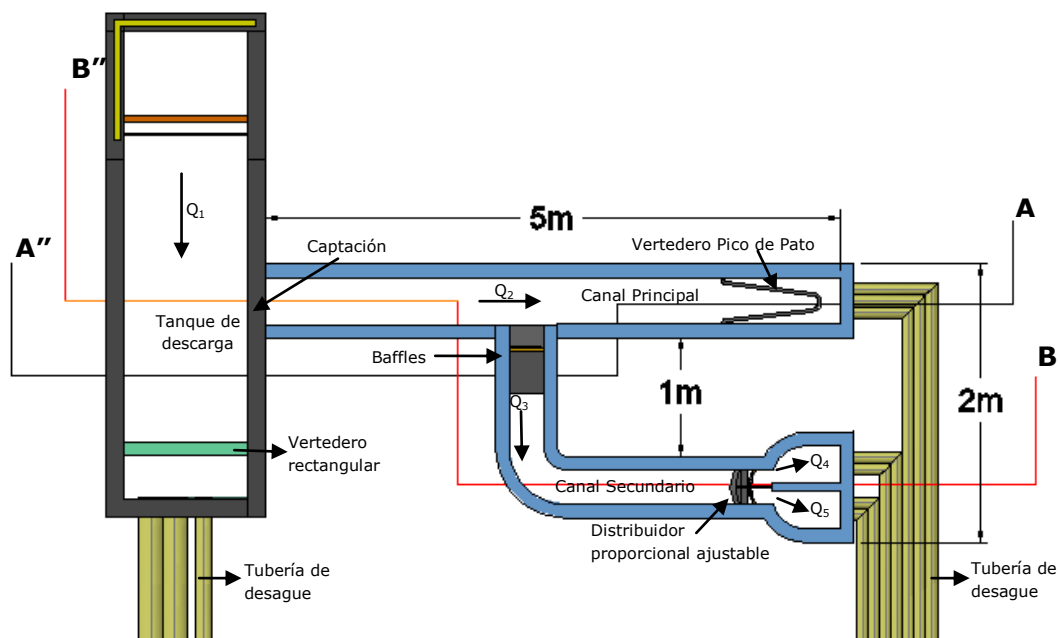


Figura No. 7. 2 Distribución del sistema de control de flujo aguas arriba y proporcional

7.2.1 Diseño de la captación

Como se mencionó anteriormente, el caudal será suministrado al modelo físico por medio de una captación que dispone de cuatro orificios rectangulares ubicados en el tanque de descarga del canal basculante, cada compuerta captará caudales de 50 l/s, 40 l/s, 30 l/s y 20 l/s y trabajará una a la vez.

Para el dimensionamiento de los cuatro orificios se adoptó una altura igual a 0.4 m, una altura desde la superficie del suelo del tanque de descarga de 0.04 m para la ubicación de los orificios y una carga (H) de 0.28 m (ver Figura 7.3); para garantizar esta carga (H) se debe instalar un vertedero rectangular de cresta aguda y sin contracción lateral de 0.65 m de altura ubicado aguas abajo de las captaciones, y se debe trabajar en el sistema del canal basculante con un caudal de 85 l/s. En la Tabla 7.2 Se presentan los resultados del diseño de los cuatro orificios utilizando las expresiones 7 que corresponden a la ecuación de un orificio.

Orificio	Q m ³ /s	H (m)	A (m ²)	a (m)	b (m)
1	0.02	0.28	0.01	0.40	0.03
2	0.03	0.28	0.02	0.40	0.05
3	0.04	0.28	0.03	0.40	0.07
4	0.05	0.28	0.03	0.40	0.09

Tabla 7. 2 Diseño de las captaciones

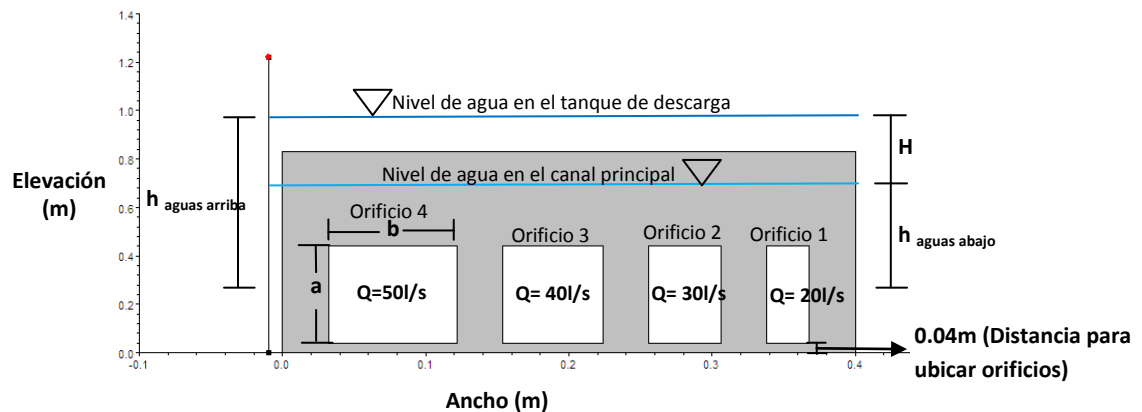


Figura No. 7. 3 Esquematzación de la captación para el canal principal del modelo didáctico

7.2.2 Diseño de los canales principal y secundario

Como se mencionó anteriormente, el modelo físico didáctico de control de flujo estará conformado por dos canales rectangulares denominados canal principal y canal secundario. En el canal principal se instalarán los vertederos pico de pato y la serie de compuertas tipo baffle que operarán bajo el principio de orificios de carga constante, y en el canal secundario funcionará el distribuidor proporcional ajustable.

El canal principal se diseñó para conducir un caudal máximo de 50 l/s y el canal secundario un caudal máximo de 20 l/s, de igual forma se consideró para el diseño de ambos canales el área disponible en el laboratorio de hidráulica correspondiente a una longitud de 5 m y un ancho de 2 m. Para la configuración del sistema se estableció un espacio entre los dos canales de 1 m, con la finalidad de facilitar el acceso y la movilidad de los usuarios y permitir la observación del comportamiento hidráulico del sistema de control de flujo en el laboratorio (Ver Figura 7.2); por esta razón sólo se dispone de una distancia aproximadamente de 1m para distribuir entre los dos canales, por lo tanto, se consideró analizar para el diseño anchos de 0.5 m, 0.4 m y 0.3 m.

En la Tabla 7.3 se presentan los resultados del diseño del canal principal, con los tres diferentes anchos posibles, utilizando la expresión número 8. Donde se utilizó factor de seguridad (F_s) del 5 % y una velocidad (v) de 0.15 m/s porque es límite que se recomienda para evitar turbulencias y lograr una superficie de agua lo suficientemente tranquila para la medición de la carga en el vertedero pico de pato (Vega, 2004); en estas tablas también se relaciona el caudal (Q), el área (A), el ancho (b), la profundidad del canal sin el borde libre (Y) y la profundidad total del canal ($Y+F_s$).

En la Tabla 7.4 se presenta el diseño del canal secundario en donde se consideró la velocidad que se presenta aguas abajo del baffle, esta velocidad fue obtenida por medio del modelo matemático, utilizando igualmente la expresión número 8.

Q (l/s)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	A (m ²)	b (m)	Y (m)	$Y_{\text{canal}} + F_s$ (m)
50	0.05	0.15	0.333	0.5	0.67	0.70
50	0.05	0.15	0.333	0.4	0.83	0.88
50	0.05	0.15	0.333	0.3	1.11	1.17

Tabla 7. 3 Diseño del canal principal

Q (l/s)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	A (m ²)	b (m)	Y (m)	$Y_{\text{canal}} + F_s$ (m)
20	0.02	0.40	0.05	0.5	0.10	0.11
20	0.02	0.40	0.05	0.4	0.13	0.13
20	0.02	0.40	0.05	0.3	0.17	0.18

Tabla 7. 4 Diseño del canal secundario

Para garantizar el funcionamiento adecuado de los vertederos pico de pato el canal de aproximación al mismo debe tener una longitud recta mínima de 10 veces el ancho del canal (Vega, 2004). Debido a las limitaciones del espacio disponible para ubicar el modelo, se debió descartar para el canal principal el diseño correspondiente a un ancho de 0.5 m porque con esta condición se debe tener una longitud mayor de 5 m.

Al comparar el nivel del agua máximo en el tanque de descarga del canal basculante correspondiente a 0.73 m funcionando un vertedero rectangular

con una altura de 0.65m con el nivel máximo de agua obtenido en el canal principal con ancho de 0.4 m ó 0.3 m para un caudal de 50 l/s, se observa que ambos niveles en los canales diseñados son superiores por lo tanto, el sistema no funcionará adecuadamente por esto, se debe garantizar que el nivel de agua en el tanque de descarga sea superior al nivel de agua en el canal principal.

Lo anterior, se podría garantizar trabajando con un caudal menor, pero esta condición hubiese implicado la reducción física del sistema de control de flujo lo cual, no es conveniente porque afectaría su practicidad en el laboratorio con respecto a la observación del funcionamiento hidráulico de las estructuras de control de flujo. Otra opción a considerar era el diseño de un canal con un ancho mayor a 0.5 m, lo cual fue imposible por el espacio disponible como se menciono anteriormente.

Finalmente se decidió trabajar con un ancho de 0.4 m para el canal principal porque es el que presenta menor tirante con respecto al de 0.3 m de ancho y realizar una excavación de 0.20 m para garantizar que el modelo físico de control de flujo trabaje adecuadamente.

Por el canal secundario transitara un caudal máximo de 20 l/s por lo tanto el diseño de este canal tendrá una menor geometría correspondiente a un ancho de 0.3 m, en donde el nivel de agua presentado es de 0.17 m y por lo tanto no requiere excavación para que el sistema didáctico funcione satisfactoriamente.

7.2.3 Diseño inicial del vertedero pico de pato

Para el diseño inicial del vertedero pico de pato se utilizó la expresión número 9 que relaciona el caudal en el canal principal (Q), la carga aguas arriba del vertedero (H), la longitud de la cresta del vertedero (B) y el coeficiente de descarga (C). En donde se utilizó un $C = 1.6$ recomendado por la FAO y variaciones de la longitud de la cresta (B) entre 0.6 m y 2.0 m. Igualmente se utilizaron las expresiones 10 a 15 para determinar la variación de la carga (ΔH), la altura del vertedero (P), el espesor del vertedero (e) y la distancia aguas arriba del vertedero pico de pato donde se debe medir la carga (l).

Vertedero pico de pato con B = 0.6 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.140	0.700	0.560	0.070	0.070
40	0.120				
30	0.100				
20	0.070				

Vertedero pico de pato con B = 1.0 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.100	0.735	0.400	0.050	0.050
40	0.080				
30	0.070				
20	0.050				

Vertedero pico de pato con B = 1.2 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.0900	0.747	0.360	0.040	0.045
40	0.0700				
30	0.0600				
20	0.0500				

Vertedero pico de pato con B = 1.6 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.072	0.762	0.286	0.033	0.036
40	0.062				
30	0.051				
20	0.039				

Vertedero pico de pato con B = 1.4 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.080	0.755	0.320	0.040	0.040
40	0.070				
30	0.060				
20	0.040				

Vertedero pico de pato con B = 1.8 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.066	0.767	0.265	0.030	0.033
40	0.057				
30	0.047				
20	0.036				

Vertedero pico de pato con B = 2.0 m					
Q (l/s)	H (m)	P (m)	l(m)	ΔH (m)	e (m)
50	0.062	0.770	0.247	0.028	0.031
40	0.053				
30	0.044				
20	0.033				

Tablas 7. 5 Diseño Inicial del Vertedero Pico de Pato

7.2.4 Diseño inicial de la serie de compuertas tipo baffle

En las Tablas 7.6 y 7.7 se relacionan los datos obtenidos correspondientes al diseño de la serie de compuertas tipo baffle utilizando las ecuaciones 16 y 17. El diseño de la serie de compuertas se realizó con el caudal máximo en el canal principal correspondiente a $0.050 \text{ m}^3/\text{s}$ y con captaciones en las compuertas del 30 %, 40 %, 50 % y 60 %, correspondientes a un caudal de $0.015 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.030 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente. Los niveles de agua aguas arriba de la compuerta se obtuvieron al modelar en el programa matemático diferentes vertederos pico de pato.

Vertedero de 0.6 m + Compuertas													
Caudal en el canal principal Q (m³/s)	Caudal a captar por las serie de compuertas					Abertura de la compuerta a (m)	Nivel de agua aguas arriba del vertedero (m).	Carga sobre la compuerta Hcomp (m)	Coeficiente de descarga de las compuertas Cd	Ancho de la comuerta 1 (m)	Ancho de la comuerta 2 (m)	Ancho de la comuerta 3 (m)	Ancho Total de las 3 compuertas (m)
	Porcentaje de caudal a captar (%)	Caudal a captar por las tres compuertas QT (m³/s)	Caudal a través de cada compuerta (m³/s)										
			Comp.1	Comp.2	Comp.3								
0.0500	30	0.0150	0.0050	0.0050	0.0050	0.0410	0.8359	0.4154	0.6240	0.07	0.07	0.07	0.2054
0.0500	40	0.0200	0.0050	0.0050	0.0100	0.0580	0.8166	0.3876	0.6240	0.05	0.05	0.10	0.2004
0.0500	50	0.0250	0.0050	0.0050	0.0150	0.0750	0.7965	0.3590	0.6240	0.04	0.04	0.12	0.2013
0.0500	60	0.0300	0.0050	0.0100	0.0150	0.0950	0.7718	0.3243	0.6240	0.03	0.07	0.10	0.2006

Tabla 7. 6 Diseño inicial de compuertas funcionando el vertedero de 0.6m de longitud de la cresta

Vertedero de 1.8 m + Compuertas													
Caudal en el canal principal Q (m³/s)	Caudal a captar por las serie de compuertas					Abertura de la compuerta a (m)	Nivel de agua arriba del vertedero (m).	Carga sobre la compuerta Hcomp (m)	Coeficiente de descarga de las compuertas Cd	Ancho de la comuerta 1 (m)	Ancho de la comuerta 2 (m)	Ancho de la comuerta 3 (m)	Ancho Total de las 3 compuertas (m)
	Porcentaje de caudal a captar (%)	Caudal a captar por las tres compuertas QT (m³/s)	Caudal a través de cada compuerta (m³/s)										
			Comp.1	Comp.2	Comp.3								
0.0500	30	0.0150	0.0050	0.0050	0.0050	0.0410	0.8270	0.4065	0.6240	0.07	0.07	0.07	0.2076
0.0500	40	0.0200	0.0050	0.0050	0.0100	0.0580	0.8201	0.3911	0.6240	0.05	0.05	0.10	0.1995
0.0500	50	0.0250	0.0050	0.0050	0.0150	0.0750	0.8079	0.3704	0.6240	0.04	0.04	0.12	0.1982
0.0500	60	0.0300	0.0050	0.0100	0.0150	0.0950	0.7968	0.3493	0.6240	0.03	0.06	0.10	0.1933

Tabla 7. 7 Diseño inicial de compuertas funcionando el vertedero de 1.8m de longitud de la cresta

7.2.5 Diseño inicial del distribuidor proporcional ajustable

Para el diseño del distribuidor proporcional ajustable, se dividió el ancho total (B) del canal secundario, en diez proporciones y en dos anchos (b_1 y b_2), utilizando la expresión 18 (ver Tabla 7.8), estas proporciones representan la posición de la lamina ajustable que permite la división del canal y del caudal total en dos.

Ancho Total del Canal secundario B (m)	Porcentaje de Partición 1 (%)	Ancho de primera partición b_1 (m)	Porcentaje de Partición 2 (%)	Ancho de segunda partición b_2 (m)
0.3	10	0.03	90	0.27
	20	0.06	80	0.24
	30	0.09	70	0.21
	40	0.12	60	0.18
	50	0.15	50	0.15
	60	0.18	40	0.12
	70	0.21	30	0.09
	80	0.24	20	0.06
	90	0.27	10	0.03
	100	0.30	0	0

Tabla 7. 8 Distribución del ancho del canal secundario

Posteriormente, se procedió a encontrar el valor de la carga utilizando la expresión 19 (ver Tabla 7.9), correspondiente a diferentes porcentajes de distribución.

Porcentaje de distribución	Posición 1 de la lamina ajustable		Posición 2 de la lamina ajustable		Posición 3 de la lamina ajustable		Posición 4 de la lamina ajustable		Posición 5 de la lamina ajustable	
	10%	90%	20%	80%	30%	70%	40%	60%	50%	50%
q (m ³ /s)	0.0020	0.0183	0.0041	0.0162	0.0061	0.0142	0.0081	0.0122	0.0102	0.0102
b (m)	0.0300	0.2700	0.0600	0.2400	0.0900	0.2100	0.1200	0.1800	0.1500	0.1500
H (m)	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988	0.0988

Tabla 7. 9 Diseño inicial del distribuidor proporcional

7.2.6 Diseño de tubería de desagüe

Para el diseño de la tubería de desagüe se utilizó la expresión 20, en donde se consideró el caudal máximo ($Q_{\text{máx.}}$) que transita por el canal principal y el canal secundario, igualmente se consideró la velocidad máxima al final de ambos canales; en la Tabla 7.10 se observan los resultados de los diámetros obtenidos y diámetros que se encuentran en el mercado.

Se obtuvieron diámetros de 10.47 in y 6.62 in, pero se decidió utilizar varias tuberías de 4 in por lo tanto, se dividió el diámetro obtenido con el diámetro comercial para determinar la cantidad de tubería por diámetro y para determinar su longitud se consideró la distancia entre el final de los dos canales y el tanque de almacenamiento.

TRAMO	$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	V (m/s)	Diámetro de la tubería de desagüe (m)	Diámetro de la tubería de desagüe (in)	Diámetro comercial (in)	Cantidad (Und)	Longitud de la tubería de desagüe (m)
Canal Principal	0.05	0.9	0.266	10.47	4	3	18
Canal secundario	0.02	0.9	0.168	6.62	4	4	9.76

Tabla 7. 10 Diseño de tubería de desagüe

7.3 OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO INICIAL DEL MODELO FÍSICO DIDACTICO DE CONTROL DE FLUJO

Para la optimización del diseño del sistema físico de control de flujo se utilizó el modelo matemático HEC-RAS. Por lo tanto el sistema se debió representar en el modelo por ello, el tanque de descarga existente, el canal principal y el canal de secundario del sistema se representaron en cuatro tramos de 4.2 m, 5 m, 4 m y 1 m de longitud, se esquematizó el sistema mediante 11, 15, 11i y 6 secciones, respectivamente, tal como se ilustra en la Figura 7.4. El primer tramo representa el tanque de descarga con el vertedero rectangular y las captaciones hacia el sistema de control de flujo, el segundo tramo representa el canal principal con sección transversal de 0.4 m de ancho y 0.88 m de altura; en este tramo se modelaron varios vertederos pico de pato con diferentes longitudes como estructuras inline, los vertederos pico de pato se representaron como vertederos de cresta larga con una longitud superior a la del ancho del canal, debido a que el modelo HEC-RAS utilizado es unidimensional y no permite modelar el vertedero pico de pato en su forma real, esta aproximación no afectó los resultados lo cual fue constatado con el diseño inicial, en este tramo igualmente se representó la ubicación del baffle como una estructura lateral. El tramo tres representa el canal secundario con sección transversal de 0.3 m de ancho y 0.88 m de altura, el cual será el encargado de captar el agua vertiente por las compuertas y de contener el

distribuidor proporcional; como se mencionó anteriormente el distribuidor proporcional divide el caudal en dos fracciones que genera dos corrientes lo cual, no se puede representar en el programa HEC-RAS, por ello el distribuidor se instaló como una estructura inline del tramo tres para representar una corriente, y se esquematizó el tramo cuatro para representar la segunda división de caudal que realiza esta estructura como una lateral, esto último no afectó el análisis debido a que el modelo es de flujo unidimensional, sin embargo los datos obtenidos por el programa asumiendo esta condición se constataron con el diseño inicial.

Puesto que se efectuaron simulaciones para la condición de régimen permanente, el caudal a la entrada del sistema (es decir, al comienzo del tanque de descarga) será constante e igual a 85.08 l/s. Por otra parte, dado que las velocidades en los canales son pequeñas y por lo tanto el flujo en ellos es lento o subcrítico, sólo es necesario introducir información al modelo en los límites o fronteras inferiores, esto es en las secciones de salida de los canales. Teniendo en cuenta que los canales entregaran sus flujos libremente a las estructuras de descarga que retornarán a su vez las aguas al tanque, de almacenamiento subterráneo del laboratorio de hidráulica, se definió como condición de frontera, a la salida de los canales la profundidad o el tirante crítico.

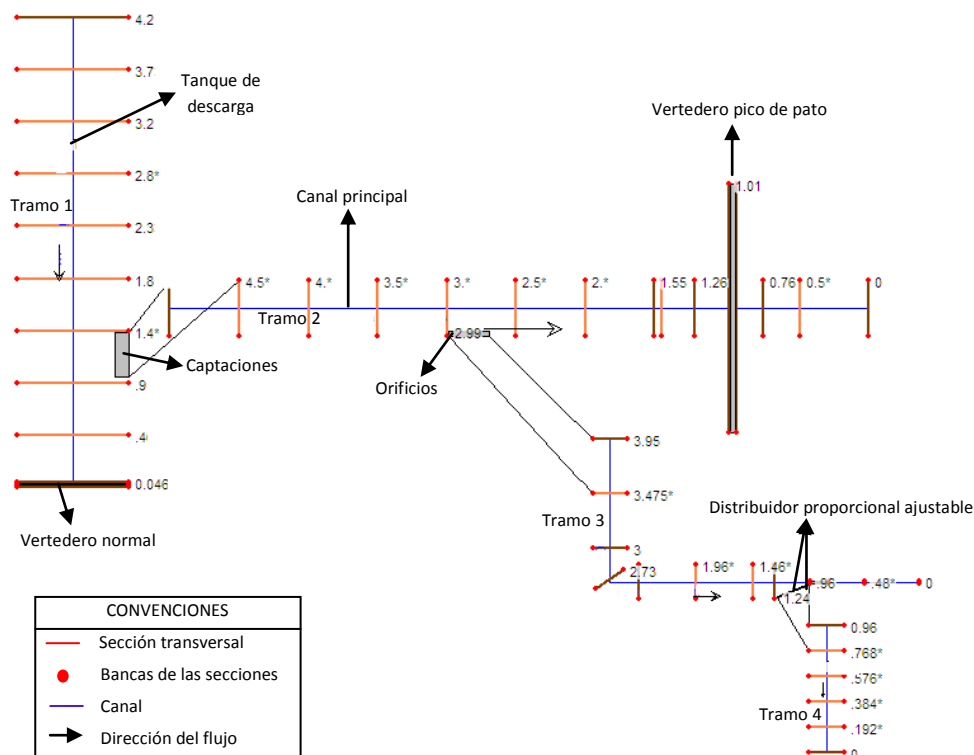


Figura No. 7. 4 Esquematización del sistema de control de flujo en el modelo HEC-RAS

7.3.1 Análisis de sensibilidad

Con el fin de determinar la influencia de diferentes parámetros, tales como la rugosidad de los canales y los coeficientes de descarga de las distintas estructuras en el comportamiento hidráulico de todo el sistema de control de flujo, se realizó un análisis de sensibilidad mediante la simulación numérica. Se evaluó la influencia en los niveles de agua y los caudales en todo el sistema considerando diferentes valores, en rangos físicamente validos de los coeficientes de las estructuras y de los coeficiente de rugosidad de los dos canales.

Influencia de la rugosidad de manning en los canales diseñados

En las Tablas 7.11, se observa que al variar el coeficiente de manning con valores de 0.015, 0.011 y 0.13, no afecta los resultados obtenidos. Por lo tanto, se decidió trabajar con una rugosidad de 0.015, correspondiente a la del concreto ya que con este material se construirán en un futuro los canales en el laboratorio de hidráulica.

Influencia del coeficiente de expansión y contracción en el vertedero pico de pato

En las Tablas 7.12, se ilustra que la variación de los coeficientes de contracción (C) y expansión (E) en el modelo no influyen significativamente en los resultados por ello, se decidió trabajar con los coeficientes recomendados por el programa correspondientes a 0.1 y 0.3 respectivamente.

n = 0.015			n = 0.011			n = 0.13		
Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)
0.050	0.827	0.151	0.050	0.827	0.151	0.050	0.828	0.150
0.040	0.820	0.122	0.040	0.820	0.122	0.040	0.822	0.121
0.030	0.808	0.093	0.030	0.808	0.093	0.030	0.809	0.093
0.020	0.797	0.063	0.020	0.797	0.063	0.020	0.797	0.062

Tabla 7. 11 Variación de la rugosidad de manning (n) en el canal principal funcionando el vertedero de 1.8 m de longitud de la cresta

C=0.1 E=0.3			C=0 E=0			C=0.6 E=0.8		
Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m))	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)
0.050	0.827	0.151	0.050	0.827	0.151	0.050	0.827	0.150
0.040	0.820	0.122	0.040	0.819	0.122	0.040	0.820	0.121
0.030	0.808	0.093	0.030	0.807	0.093	0.030	0.807	0.093
0.020	0.797	0.062	0.020	0.796	0.063	0.020	0.797	0.063

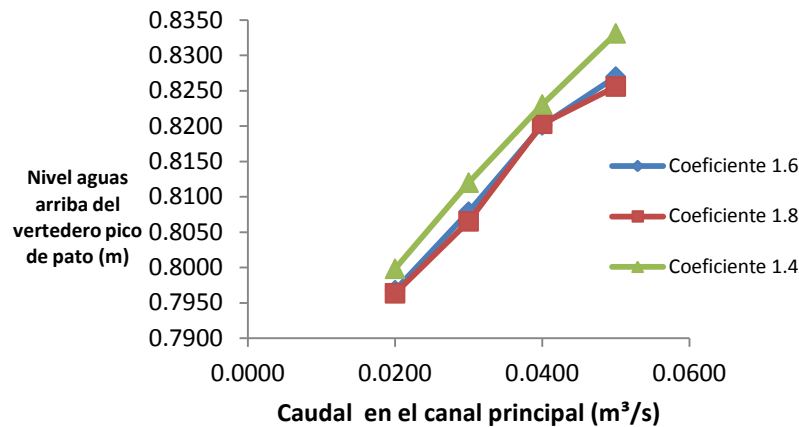
Tabla 7. 12 Variación del coeficiente de expansión y contracción

Influencia del coeficiente de descarga para el Vertedero pico de pato

En las Tablas 7.13 y en la Gráfica 7.1, se observa que al variar el coeficiente de descarga para el vertedero pico de pato con valores 1.4, 1.6 y 1.8 se presenta incremento en los niveles, por ello el modelo es sensible a este coeficiente. Por lo cual se utilizó un valor de 1.6 como lo sugiere la FAO, en el año de 1976.

Coeficiente del vertedero pico de pato = 1.6			Coeficiente del vertedero pico de pato= 1.8m			Coeficiente del vertedero pico pato= 1.4m		
Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)	Q (m ³ /s)	Nivel aguas arriba del vertedero (m)	Veloci- dad (m)
0.050	0.827	0.151	0.050	0.826	0.150	0.050	0.833	0.150
0.040	0.820	0.122	0.040	0.819	0.120	0.040	0.823	0.120
0.030	0.808	0.092	0.030	0.807	0.090	0.030	0.812	0.090
0.020	0.797	0.062	0.020	0.796	0.060	0.020	0.800	0.060

Tabla 7. 13 Variación del coeficiente del vertedero pico de pato



Gráfica 7. 1 Variación de los niveles de agua con diferentes coeficientes del vertedero pico de pato

Influencia de los coeficientes de descarga para la serie de compuertas tipo baffle

Para optimizar el diseño de la serie de compuertas bajo el principio de orificio de carga constante por medio del programa matemático unidimensional HEC-RAS, se debió ingresar el valor correspondiente a cuatro coeficientes, estos coeficientes son necesarios porque dependiendo de los niveles de agua presentados, operará la estructura en el modelo.

El primer coeficiente que se debe ingresar es un coeficiente llamado por el programa coeficiente del vertedero este coeficiente es utilizado por el modelo cuando el flujo pasa por encima de toda la estructura, el segundo coeficiente es llamado coeficiente de descarga de la compuerta este coeficiente es utilizado por el programa cuando la estructura funciona como orificio libre, el tercer coeficiente hace referencia al coeficiente del orificio, este es utilizado cuando la estructura funciona como un orificio sumergido y el último coeficiente el llamado coeficiente del sill el cual, es utilizado por el programa cuando los niveles de agua son demasiado bajos.

En las Tablas 7.14 a 7.17, se realizaron las variaciones de los cuatro coeficientes para el vertedero de 0.6 m funcionando la captación del 40% del caudal del canal principal por medio de la serie de compuertas bajo el principio de orificio. Estos datos permitieron identificar que la captación de la serie de compuertas trabaja en condición de flujo libre, porque al variar el coeficiente correspondiente al del orificio libre los datos varían (ver Gráfica 7.2), y al variar los otros tres coeficientes los resultados no se alteran.

Por lo tanto, para el coeficiente del vertedero, del orificio sumergido y del sill se utilizaron 1.7, 0.8 y 2.16 respectivamente como lo sugiere el modelo HEC-RAS y para el coeficiente correspondiente al del orificio libre se utilizó un valor de 0.624 como lo sugiere Cadavid en el 2004.

COEFICIENTE DEL VERTEDERO					
0.1		0.5		10	
Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)
0.8005	0.0203	0.8005	0.0203	0.8005	0.0203
0.7783	0.0197	0.7783	0.0197	0.7783	0.0197
0.7541	0.0190	0.7541	0.0190	0.7541	0.0190
0.7187	0.0181	0.7187	0.0181	0.7187	0.0181

Tabla 7. 14 Variación del coeficiente del vertedero de la compuerta

COEFICIENTE DE ORIFICIO LIBRE (0.5 - 07)					
0.5		0.7		0.624	
Carga aguas arriba. Sección 2.99 H (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Carga aguas arriba. Sección 2.99 H (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Carga aguas arriba. Sección 2.99 H (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)
0.3790	0.0164	0.3658	0.0226	0.3710	0.0203
0.3578	0.0160	0.3430	0.0219	0.3488	0.0197
0.3334	0.0155	0.3161	0.0211	0.3246	0.0190
0.3034	0.0148	0.2765	0.0199	0.2892	0.0181

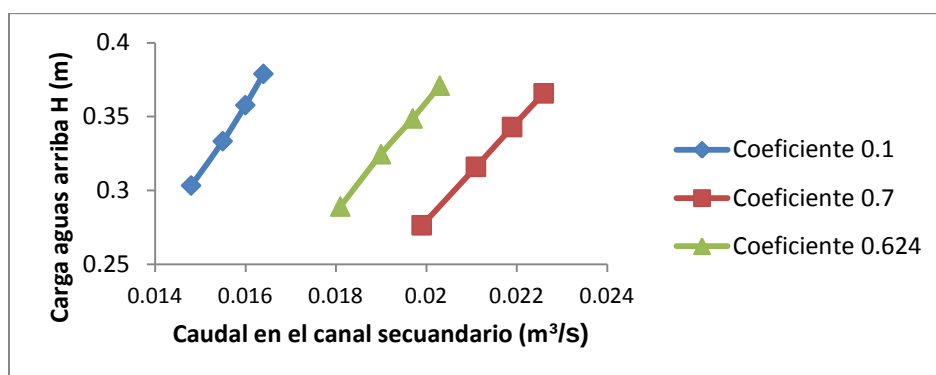
Tabla 7. 15 Variación del coeficiente de descarga de la compuerta

COEFICIENTE DEL ORIFICIO SUMERGIDO							
0.1		0.624		0.8		10	
Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)
0.8005	0.0203	0.8005	0.0203	0.8005	0.0203	0.8005	0.0203
0.7783	0.0197	0.7783	0.0197	0.7783	0.0197	0.7783	0.0197
0.7541	0.0190	0.7541	0.0190	0.7541	0.0190	0.7541	0.0190
0.7187	0.0181	0.7187	0.0181	0.7187	0.0181	0.7187	0.0181

Tabla 7. 16 Variación del coeficiente del orificio de la compuerta

COEFICIENTE DEL SILL							
0.1		0.5		10		2.16	
Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)	Nivel aguas arriba. Sección 2.99 (m)	Captación del 40% del caudal a través de las compuertas (m^3/s)
0.8005	0.0203	0.8005	0.0203	0.8005	0.0203	0.8005	0.0203
0.7783	0.0197	0.7783	0.0197	0.7783	0.0197	0.7783	0.0197
0.7541	0.0190	0.7541	0.0190	0.7541	0.0190	0.7541	0.0190
0.7187	0.0181	0.7187	0.0181	0.7187	0.0181	0.7187	0.0181

Tabla 7. 17 Variación del coeficiente del sill o cimacio



Gráfica 7. 2 Variación del coeficiente de descarga de orificio libre

Influencia del coeficiente del vertedero en el distribuidor proporcional ajustable

El distribuidor proporcional ajustable contiene un cimacio, cuya función es evitar que el agua ingresada a él retorne al sistema como se mencionó anteriormente. Este cimacio fue representado en forma de un pequeño vertedero normal con una altura de 0.05 m en el modelo HEC-RAS, por lo tanto se debió ingresar al programa el coeficiente del vertedero, pero este coeficiente no incide en los resultados como se observa en la Tabla 7.18.

Coeficiente	40 % del Caudal (m3/s)	60 % del Caudal (m3/s)
2.18	0.009	0.012
	0.009	0.012
	0.009	0.012
	0.009	0.012
1.4	0.010	0.012
	0.009	0.012
	0.009	0.012
	0.009	0.011

Tabla 7. 18 Variación del coeficiente de descarga del vertedero para la modelación del distribuidor proporcional ajustable

7.3.2 Optimización de la Captación

La geometría obtenida en el diseño inicial fue esquematizada y modelada en el programa HEC-RAS como una estructura lateral del tanque de descarga, esto permitió identificar que las captaciones trabajaran adecuadamente porque el nivel de agua en el tanque de descarga es superior al nivel del agua en el canal principal y funcionaran de forma sumergida como se observa en la Figura 7.4.

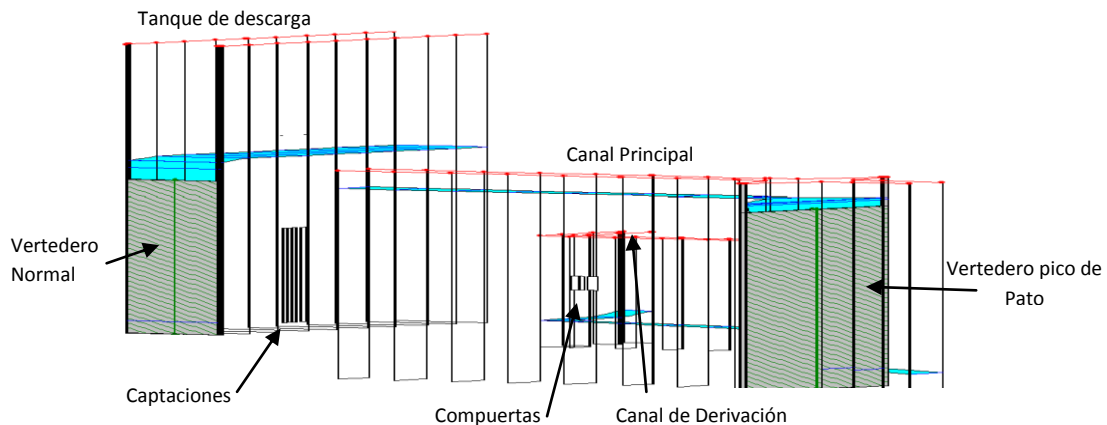


Figura No. 7. 5 Sistema de control de flujo en el modelo HEC-RAS

7.3.3 Optimización del vertedero pico de pato

En las Tablas 7.19 se presentan los resultados utilizando el modelo HEC-RAS. Los resultados en el modelo permitieron observar que la velocidad de aproximación no se incrementa al ubicar diferentes vertederos pico de pato en el canal principal y que los vertederos operan en condiciones de flujo libre ya que la pérdida de carga (z), es mayor a un tercio de la carga, igualmente el modelo permitió identificar la variación de la carga (ΔH) de los vertederos modelados (ver Gráfica 7.3).

El vertedero de 1.8 m y 2 m de longitud de cresta son los que presentan menor e igual variación en la carga correspondiente a un valor de 0.030 m, por

otro lado el vertedero que presenta una mayor variación en la carga es el vertedero de 0.6 m de longitud de cresta con un valor de 0.064 m; se decidió trabajar con el vertedero de 1.8 m porque implica menor costo y menor espacio de trabajo además se utilizará el vertedero de 0.6m porque permitirá en laboratorio identificar la gran ventaja del vertedero pico de pato como se mencionó anteriormente (ver Anexo 3).

Vertedero pico de pato con B = 0.6 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.56 (m)	Carga del vertedero H (m)	Variación de la carga ΔH modelo (m)	Terce- ra parte de la perdi- da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del verte- dero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci- dad en el canal princi- pal v(m/s)
0.836	0.136	0.064	0.045	0.136	0.700	0.150
0.817	0.117		0.039	0.118	0.698	0.120
0.796	0.096		0.032	0.098	0.698	0.090
0.772	0.072		0.024	0.076	0.695	0.060

Vertedero pico de pato con B = 1.0 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.40 (m)	Carga del vertedero H (m)	Variación de la carga ΔH modelo (m)	Terce- ra parte de la perdi- da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del verte- dero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci- dad en el canal princi- pal v(m/s)
0.830	0.090	0.043	0.030	0.136	0.694	0.150
0.816	0.076		0.025	0.118	0.698	0.120
0.801	0.061		0.020	0.098	0.703	0.090
0.787	0.047		0.016	0.076	0.711	0.060

Vertedero pico de pato con B = 1.2 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.36 (m)	Carga del vertedero H (m)	Variación de la carga ΔH modelo (m)	Terce- ra parte de la perdi- da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del verte- dero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci- dad en el canal princi- pal v(m/s)
0.828	0.081	0.040	0.027	0.136	0.693	0.150
0.816	0.069		0.023	0.118	0.698	0.120
0.803	0.056		0.019	0.098	0.705	0.090
0.788	0.041		0.014	0.076	0.712	0.060

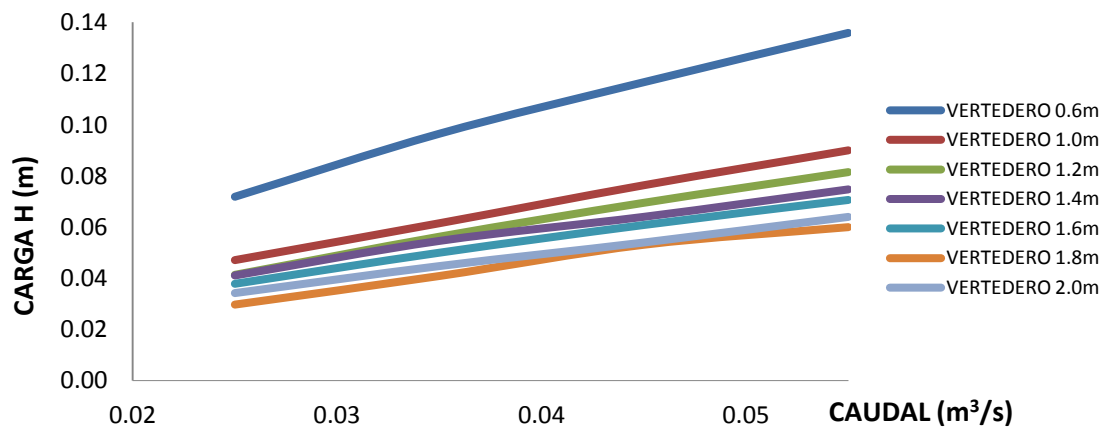
Vertedero pico de pato con B = 1.4 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.32 (m)	Carga del vertedero H (m)	Variación de la carga ΔH modelo (m)	Terce- ra parte de la perdi- da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del verte- dero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci- dad en el canal princi- pal v(m/s)
0.830	0.075	0.034	0.025	0.136	0.694	0.150
0.819	0.064		0.021	0.118	0.701	0.120
0.810	0.055		0.018	0.098	0.711	0.090
0.796	0.041		0.014	0.076	0.720	0.060

Vertedero pico de pato con B = 1.6 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.29 (m)	Carga del vertedero H (m)	Variación de la carga ΔH modelo (m)	Terce- ra parte de la perdi- da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del verte- dero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci- dad en el canal princi- pal v(m/s)
0.833	0.071	0.033	0.024	0.136	0.697	0.150
0.823	0.061		0.020	0.118	0.704	0.120
0.812	0.050		0.017	0.098	0.713	0.090
0.800	0.038		0.013	0.076	0.723	0.060

Vertedero pico de pato con B = 1.8 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.26 (m)	Carga del vertedero H (m)	Varia-ción de la carga ΔH modelo (m)	Terce-ra parte de la perdi-da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del vertedero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci-dad en el canal princi-pal v(m/s)
0.827	0.060	0.030	0.020	0.136	0.691	0.150
0.820	0.053		0.018	0.118	0.702	0.120
0.808	0.041		0.014	0.098	0.709	0.090
0.797	0.030		0.010	0.076	0.720	0.060

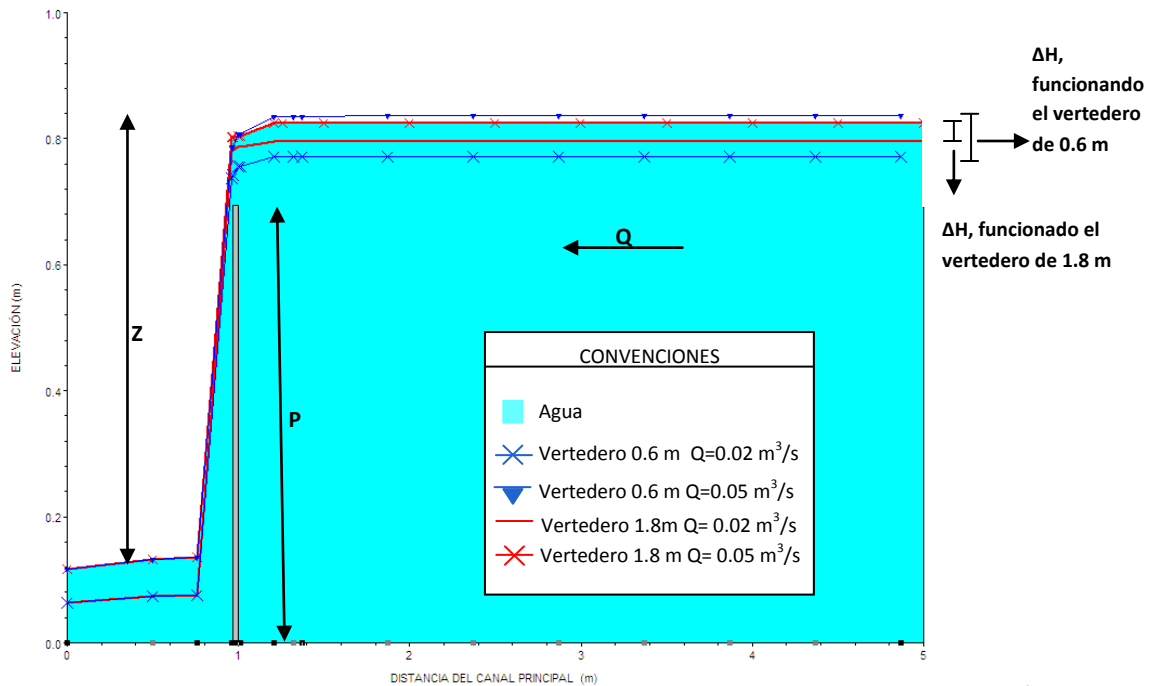
Vertedero pico de pato con B = 2.0 m						
Nivel aguas arriba del vertedero Sección 1.25 (m)	Carga del vertedero H (m)	Varia-ción de la carga ΔH modelo (m)	Terce-ra parte de la perdi-da de carga para 1/3 H	Nivel aguas abajo del vertedero Sección 0.76 (m)	Perdida de carga z (m)	Veloci-dad en el canal princi-pal v(m/s)
0.834	0.064	0.030	0.021	0.136	0.698	0.150
0.824	0.054		0.018	0.118	0.706	0.120
0.815	0.045		0.015	0.098	0.716	0.090
0.804	0.034		0.011	0.076	0.728	0.060

Tablas 7. 19 Optimización del diseño de los vertederos pico de pato



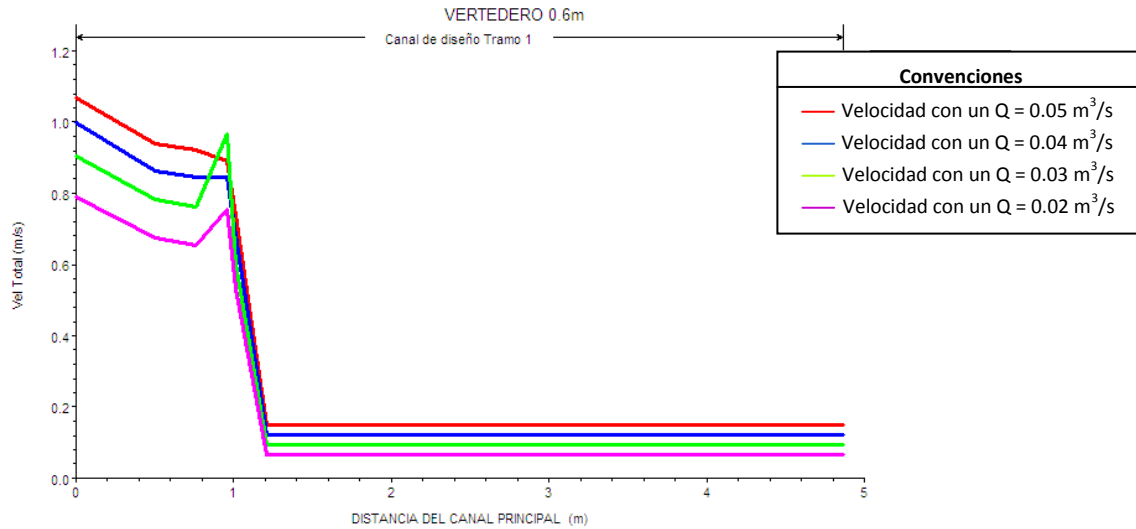
Gráfica 7. 3 Variación de la carga con diferentes longitudes de vertederos pico de pato

En la Gráfica 7.4, se observa el comportamiento del vertedero de 1.8 m y el de 0.6 m de longitud de la cresta con el caudal máximo de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal mínimo de $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$, que transita por el canal principal. Esta gráfica permite concluir que la variación de la carga (H) es inversamente proporcional a la longitud de cresta del vertedero, es decir, a menor longitud de cresta, mayor variación en la carga. Esta proporcionalidad radica en la ecuación general de los vertederos, la cual involucra la longitud de la cresta y la carga sobre el vertedero.

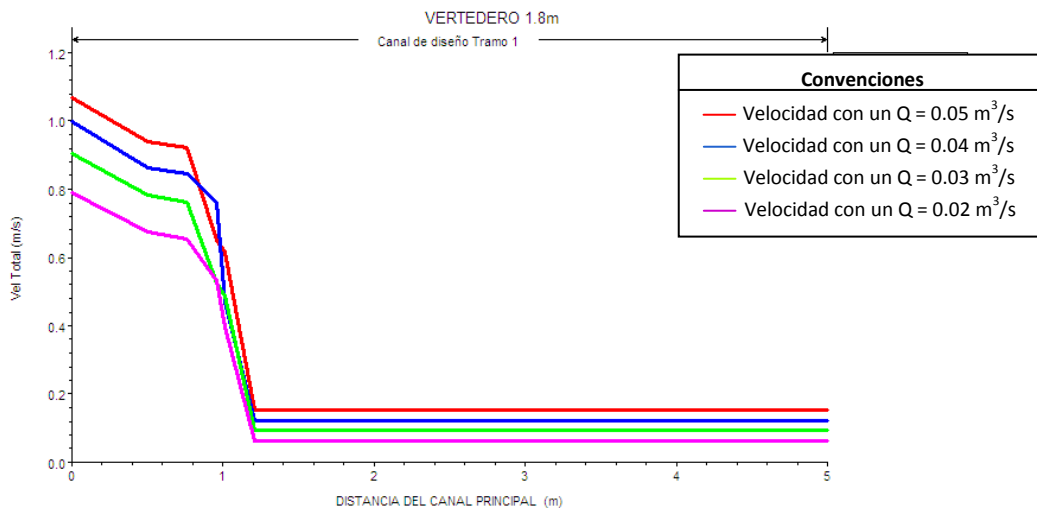


Gráfica 7. 4 Perfil longitudinal del canal principal funcionando los vertederos pico de pato

En la Gráfica 7.5 y 7.6, registran la velocidad de aproximación en el canal principal para diferentes caudales cuando funcionan los vertederos pico de pato. Estas gráficas permitieron identificar que la velocidad aguas arriba del vertedero no se altera por el uso del vertedero de 1.8 m ó el de 1.6 m de longitud de la cresta.



Gráfica 7. 5 Velocidad de aproximación en el canal funcionando el vertedero de 0.6 m de longitud de cresta



Gráfica 7. 6 Velocidad de aproximación en el canal funcionando el vertedero de 1.8m de longitud de cresta

7.3.4 Optimización de la serie de compuertas tipo Baffles

Con la geometría obtenida en el diseño inicial se procedió esquematizar la serie de compuertas en el modelo, en las Tablas 7.20 y 7.21 se ilustran los niveles de agua aguas arriba de las compuertas, cuando en el canal principal se presentan diferentes caudales; sus resultados nos indicaron que no era posible derivar hacia el canal secundario caudales de $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.030 \text{ m}^3/\text{s}$

correspondiente a los diseños iniciales del 50 % y 60 % cuando en el canal principal transitan caudales de $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.030 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

Se realizó un análisis sobre la variación de la carga aguas arriba del vertedero y de las compuertas (ΔH), captando $0 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$; se observó que la variación de la carga es mayor a medida que se capta mayor caudal a través de las compuertas y al utilizar el vertedero de 1.8 m , se presenta menor variación que al utilizar el vertedero de 0.6 m de longitud de cresta (ver Tabla 7.22).

Finalmente se realizó un análisis de los caudales que pasan a través de los diferentes diseños de las compuertas funcionando el vertedero de 0.6 m y el de 1.8 m de longitud de la cresta, este análisis igualmente permitió identificar que al utilizar el vertedero de 1.8 m de longitud de cresta existe una menor variación en los caudales que pasan a través de la serie compuertas (ver Tablas 7.23 y 7.24). En la Figura 7.6, se esquematiza las variables hidráulicas de la serie de compuertas.

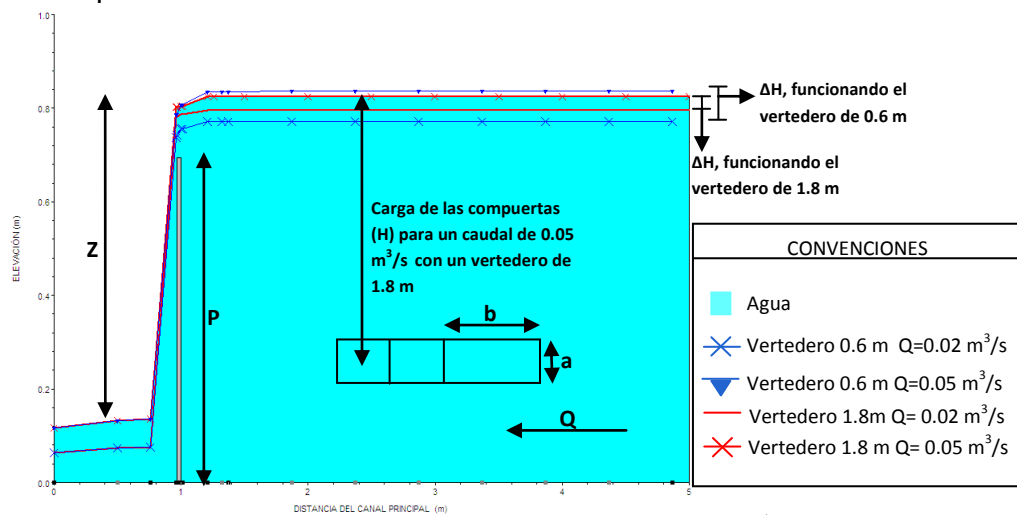


Figura No. 7. 6 variables hidráulicas de la serie de compuertas tipo baffles y el vertedero pico de pato

Caudal aguas arriba del vertedero (m ³ /s)	Nivel de agua aguas arriba del vertedero sin compuerta	Vertedero 0.6 m + Baffles			
		Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.015 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.020 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.025 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.030 m ³ /s
0.050	0.836	0.811	0.801	0.788	0.772
0.040	0.817	0.790	0.778	0.764	0.746
0.030	0.797	0.766	0.754	0.737	-----
0.020	0.772	0.737	0.719	-----	-----

Tabla 7. 20 Niveles de agua aguas arriba del vertedero de 0.6m de longitud de cresta, funcionando la compuerta con diferentes porcentajes de captación.

Caudal aguas arriba del vertedero (m ³ /s)	Nivel de agua aguas arriba del vertedero sin compuerta	Vertedero 1.8 m + Baffles			
		Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.015 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.020 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.025 m ³ /s	Nivel de agua aguas arriba del vertedero captando por las compuertas un Q = 0.030 m ³ /s
0.050	0.827	0.812	0.808	0.802	0.798
0.040	0.820	0.801	0.797	0.792	0.795
0.030	0.808	0.791	0.792	0.777	-----
0.020	0.797	0.775	0.766	-----	-----

Tabla 7. 21 Niveles de agua aguas arriba del vertedero de 1.8m de longitud de cresta, funcionando la compuerta con diferentes porcentajes de captación.

Caudal por medio de la serie de compuertas tipo baffles (m ³ /s)	Variación de la carga funcionando Vertedero de 0.6 m de longitud de cresta ΔH (m)	Variación de la carga funcionando el Vertedero de 1.8 m de longitud de cresta ΔH (m)
0	0.064	0.030
0.015	0.074	0.037
0.020	0.082	0.042

Tabla 7. 22 Variación de la carga con diferentes diseños de compuertas.

Vertedero 0.6 m + Compuertas																
Caudal aguas arriba del vertedero (m ³ /s)	Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.015 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.020 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.025 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.030 (m ³ /s)			
	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3
0.050	0.0153	0.0051	0.0051	0.0051	0.0198	0.0051	0.0051	0.0096	0.0258	0.0051	0.0051	0.0156	0.0323	0.0048	0.0113	0.0161
0.040	0.0153	0.0051	0.0051	0.0051	0.0195	0.0048	0.0048	0.0099	0.0252	0.0051	0.0051	0.0150	0.0308	0.0045	0.0108	0.0156
0.030	0.0144	0.0048	0.0048	0.0048	0.0192	0.0048	0.0048	0.0096	0.0241	0.0048	0.0048	0.0144	-	-	-	-
0.020	0.0136	0.0045	0.0045	0.0045	0.0181	0.0045	0.0045	0.0091	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7. 23 Caudales a través de cada compuerta con diferentes porcentajes de captación funcionando el vertedero de 0.6m de longitud de la cresta

Vertedero 1.8 m + Compuertas																
Caudal aguas arriba del vertedero (m ³ /s)	Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.015 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.020 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.025 (m ³ /s)				Caudal a través de las compuertas con diseño de captación de 0.030 (m ³ /s)			
	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3	Q _{Total}	Compuerta 1	Compuerta 2	Compuerta 3
0.050	0.0153	0.0051	0.0051	0.0051	0.0204	0.0051	0.0051	0.0102	0.0258	0.0054	0.0054	0.0150	0.0328	0.0048	0.0116	0.0164
0.040	0.0153	0.0051	0.0051	0.0051	0.0204	0.0051	0.0051	0.0102	0.0258	0.0051	0.0051	0.0156	0.0323	0.0048	0.0113	0.0161
0.030	0.0153	0.0051	0.0051	0.0051	0.0201	0.0051	0.0051	0.0099	0.0255	0.0051	0.0051	0.0153	-	-	-	-
0.020	0.0147	0.0048	0.0048	0.0051	0.0195	0.0048	0.0048	0.0099	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7. 24 Caudales a través de cada compuerta con diferentes porcentajes de captación funcionando el vertedero de 1.8m de longitud de la cresta

Los diseños correspondientes al 50 % y 60 % del caudal de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$, fueron descartados porque no permiten la derivación del caudal a través de la serie de compuertas cuando se presentan variaciones de caudal en el canal principal inferiores a $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.030 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente como se mencionó anteriormente. Para el diseño del sistema físico didáctico de control de flujo que se pretende construir en un futuro se decidió utilizar el diseño de compuertas correspondiente a la captación del 40 % y no el del 30 % del caudal de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$ porque en este último la geometría de las tres compuertas son exactamente iguales, lo cual no es muy práctico para fines académicos (ver Figura No. 7.7).

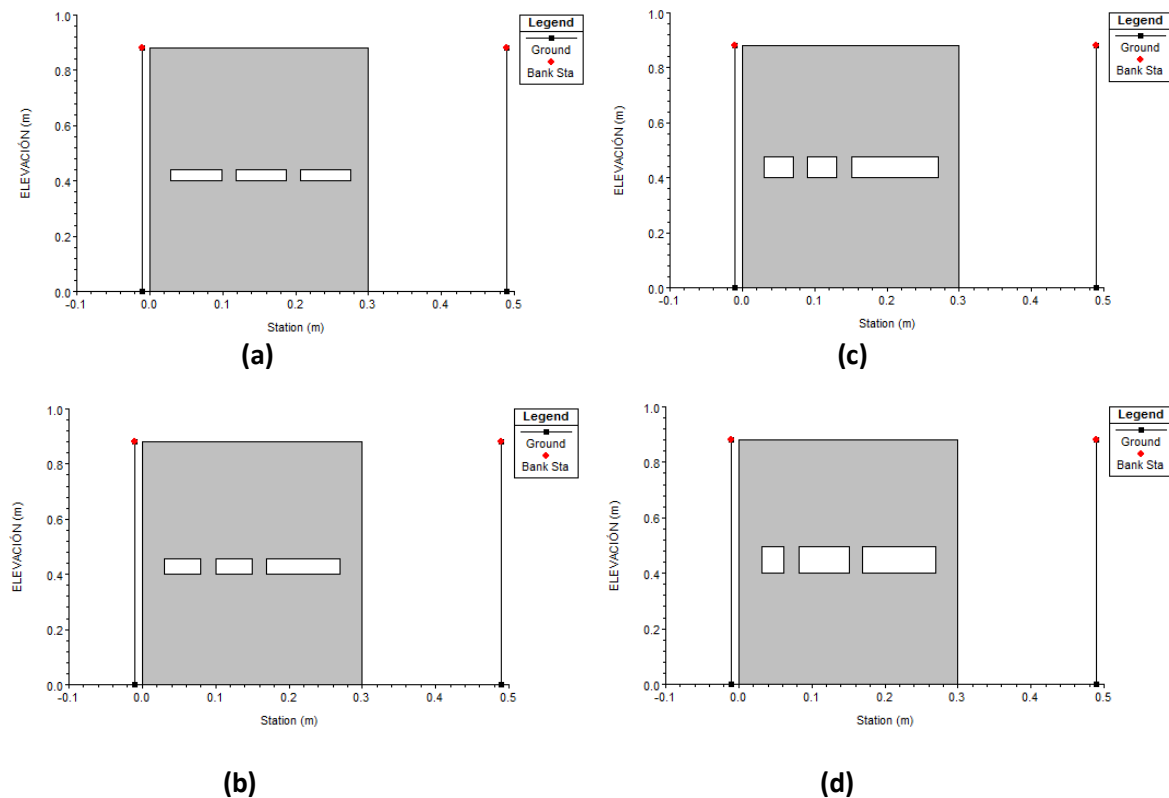
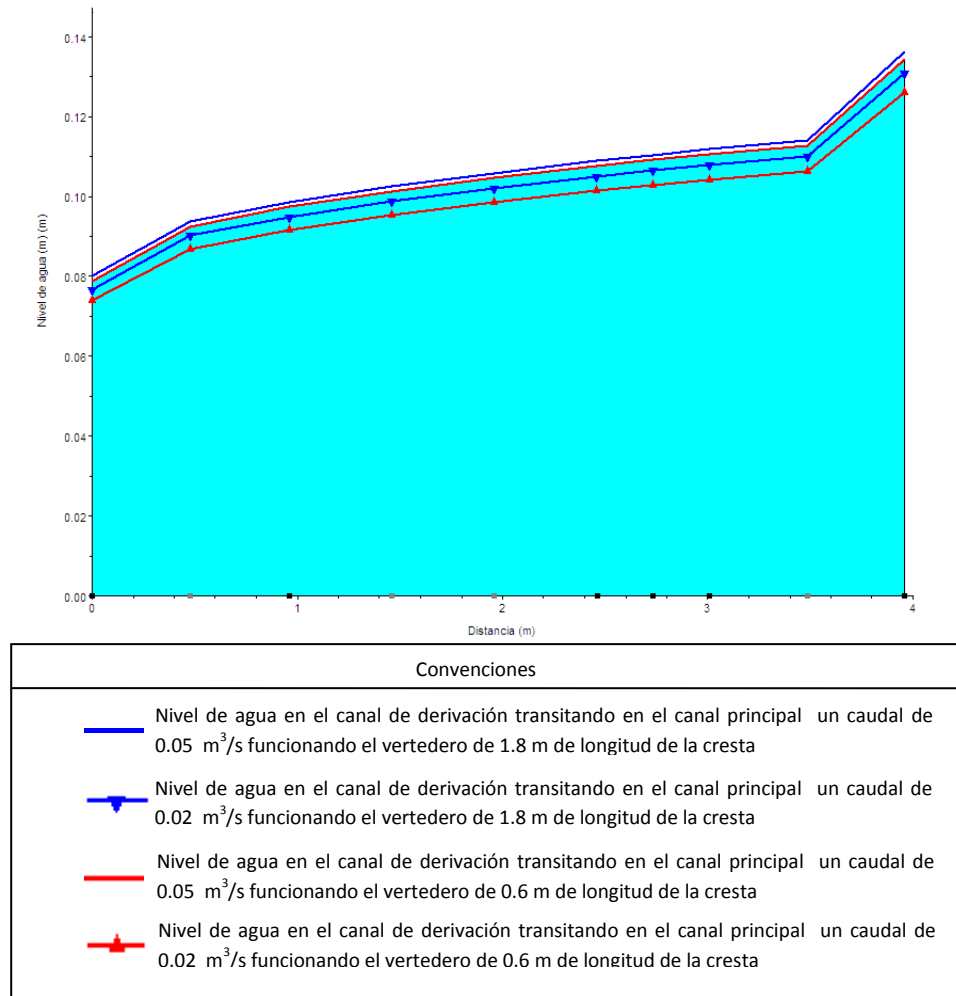


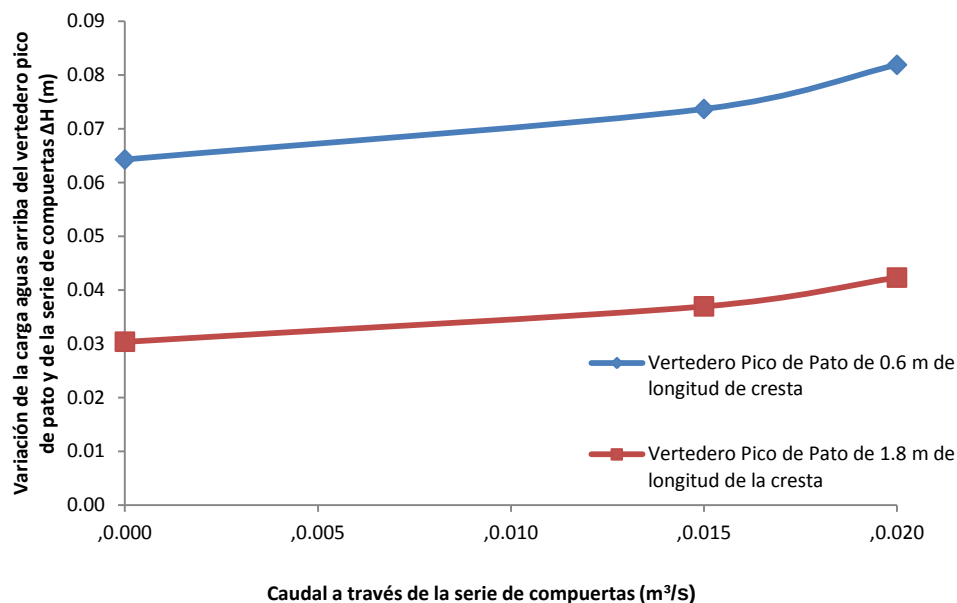
Figura No. 7. 7 Captación de compuertas (a) 30 %, (b) 40 %, (c) 50 % y (d) 60 % del caudal de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$

En la Gráfica 7.7 se ilustra el comportamiento de los niveles de agua en el canal secundario aguas abajo de la serie de compuertas seleccionadas cuando funciona en el canal principal el vertedero pico de pato de 0.6 m y el vertedero pico de pato de 1.8 m de longitud de cresta; en esta gráfica se observa que al utilizar el vertedero de 1.8 m se presenta una menor variación en los niveles de agua aguas abajo de las compuertas y por lo tanto menor variación en los caudales.

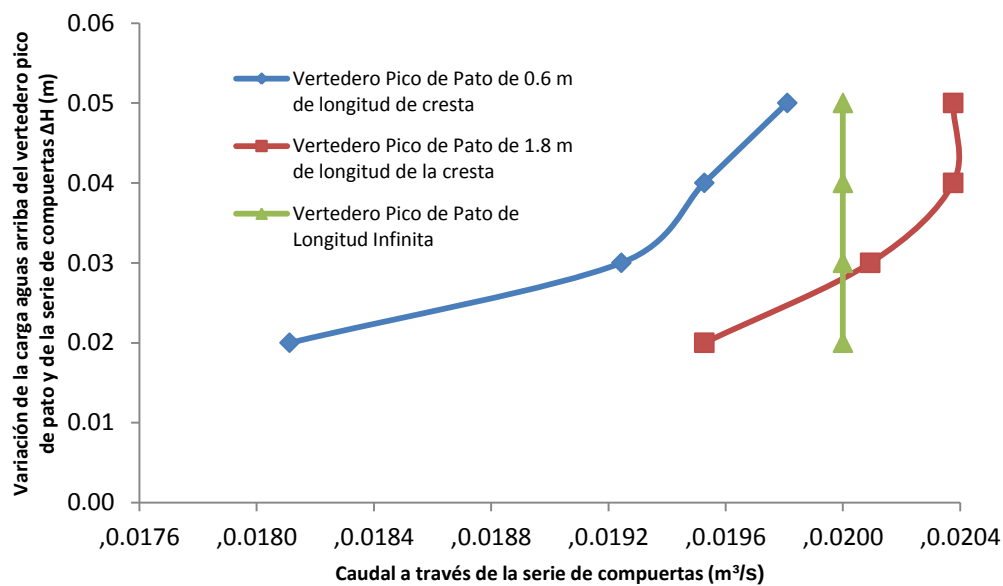


Gráfica 7. 7 Perfil longitudinal del canal secundario, después de la captación de la serie de compuertas tipo baffle funcionando el vertedero de 0.6 m y 1.8 m de longitud de la cresta

En la Gráfica 7.8, se representó la variación de la carga (ΔH) aguas arriba, funcionando la serie de compuertas tipo baffle y los vertederos pico de pato seleccionados, esta gráfica permite identificar claramente que existe una menor variación de la carga cuando funciona el vertedero de 1.8 m de longitud de la cresta, al igual que se presenta una menor variación en los caudales derivados con respecto a los caudales que se presentan en el canal principal como se observa en la Gráfica 7.9; esta Gráfica igualmente permite visualizar que al utilizar un vertedero de longitud infinita de cresta no existirán variaciones en los caudales a través de los baffles.



Gráfica 7. 8 Variación de la carga aguas arriba del vertedero pico de pato y de la serie de compuertas tipo baffles captando un caudal de $0.020 m^3/s$



Gráfica 7. 9 Variación de los caudales a través de la serie de compuertas tipo baffles funcionando el vertedero de 0.6 m y el de 1.8 m de longitud de la cresta

7.3.5 Optimización del distribuidor proporcional ajustable

Con los datos obtenidos en el diseño inicial del distribuidor proporcional ajustable se procedió a optimizar su diseño por medio del modelo matemático HEC-RAS, en donde se obtuvieron los caudales de cada partición como se observa en las Tablas 7.25 y 7.26, considerando el funcionamiento del vertedero de 0.6 m y 1.8 m de longitud de la cresta; y la carga (H) aguas arriba del distribuidor proporcional como se observa en las Tablas 7.27 y 7.28.

La carga y los caudales a través del distribuidor proporcional, utilizando el vertedero de 0.6 m y el de 1.8 m son aproximadamente iguales, por lo tanto no influyen en la distribución de caudales. Las dimensiones del distribuidor proporcional se encuentran en el Anexo 3.

En la Figura 7.8 se ilustran las variables hidráulicas del distribuidor proporcional y en la Figura 7.9, los perfiles del distribuidor proporcional ajustable implementando varias posiciones del partidor, donde se observa que la estructura trabaja en condiciones de flujo libre, ya que los niveles aguas arriba son mayores que los niveles aguas abajo.

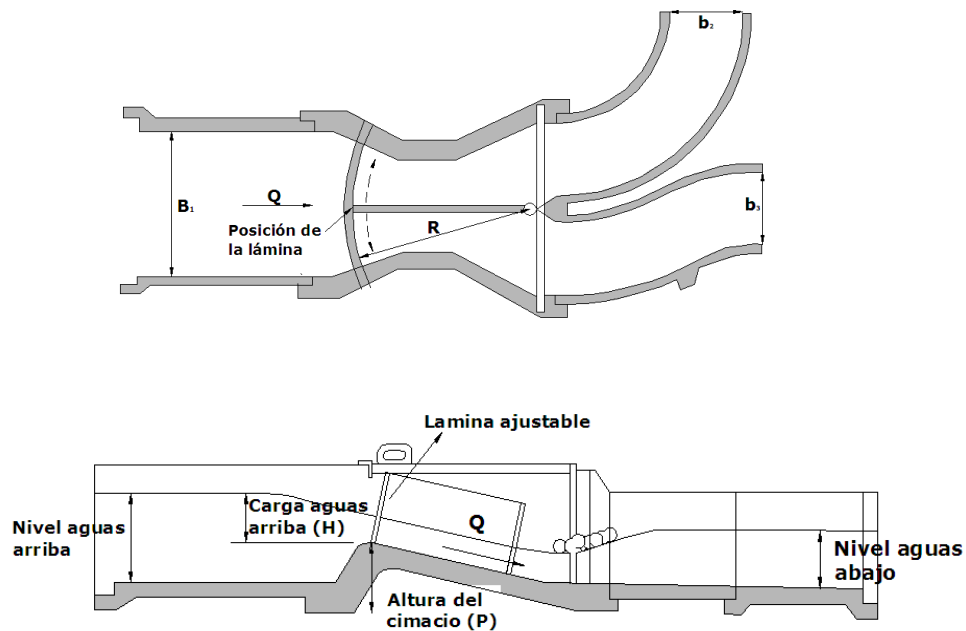


Figura No. 7. 8. Variables hidráulicas del distribuidor proporcional ajustable

Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 1 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 2 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 3 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 4 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 5 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 6 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 7 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 8 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 9 (m³/s)	
10%	90%	20%	80%	30%	70%	40%	60%	50%	50%	60%	40%	70%	30%	80%	20%	90%	10%
0.0022	0.0192	0.0047	0.0169	0.0069	0.0143	0.0093	0.012	0.0116	0.0097	0.0138	0.0074	0.0160	0.0053	0.0181	0.0032	0.0203	0.0010
0.0021	0.0184	0.0045	0.0164	0.0067	0.0139	0.0091	0.012	0.0112	0.0094	0.0135	0.0072	0.0156	0.0051	0.0176	0.0031	0.0197	0.0009
0.0020	0.0177	0.0043	0.0156	0.0065	0.0134	0.0088	0.011	0.0108	0.0091	0.0130	0.0070	0.0151	0.0050	0.0170	0.0030	0.0191	0.0009
0.0020	0.0169	0.0041	0.0149	0.0062	0.0128	0.0084	0.011	0.0104	0.0087	0.0124	0.0067	0.0144	0.0047	0.0162	0.0028	0.0182	0.0008

Tabla 7. 25 Caudales a través del distribuidor proporcional ajustable funcionando el vertedero de 0.6 m de longitud de la cresta

Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 1 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 2 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 3 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 4 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 5 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 6 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 7 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 8 (m³/s)		Caudal cuando la lamina ajustable se encuentra en la posición 9 (m³/s)	
10%	90%	20%	80%	30%	70%	40%	60%	50%	50%	60%	40%	70%	30%	80%	20%	90%	10%
0.0022	0.0190	0.0047	0.0170	0.0071	0.0145	0.0094	0.0122	0.0117	0.0097	0.0140	0.0075	0.0162	0.0053	0.0183	0.0031	0.0204	0.0010
0.0021	0.0187	0.0046	0.0168	0.0069	0.0142	0.0093	0.0120	0.0115	0.0096	0.0138	0.0074	0.0160	0.0052	0.0180	0.0031	0.0202	0.0010
0.0021	0.0188	0.0046	0.0167	0.0068	0.0141	0.0092	0.0119	0.0115	0.0096	0.0137	0.0074	0.0159	0.0052	0.0180	0.0031	0.0201	0.0010
0.0021	0.0180	0.0045	0.0162	0.0066	0.0137	0.0089	0.0116	0.0110	0.0092	0.0133	0.0071	0.0154	0.0050	0.0173	0.0030	0.0194	0.0009

Tabla 7. 26 Caudales a través del distribuidor proporcional ajustable funcionando el vertedero de 1.8 m de longitud de la cresta

Posición 1 del distribución proporcional ajustable (10% y 90%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (20% y 80%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (30% y 70%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (40% y 60%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (50% y 50%)		
Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)
0.1664	0.0500	0.1164	0.1721	0.0500	0.1221	0.1717	0.0500	0.1217	0.1727	0.0500	0.1227	0.1722	0.0500	0.1222
0.1637	0.0500	0.1137	0.1699	0.0500	0.1199	0.1695	0.0500	0.1195	0.1705	0.0500	0.1205	0.1700	0.0500	0.1200
0.1612	0.0500	0.1112	0.1660	0.0500	0.1160	0.1669	0.0500	0.1169	0.1682	0.0500	0.1182	0.1673	0.0500	0.1173
0.1585	0.0500	0.1085	0.1624	0.0500	0.1124	0.1633	0.0500	0.1133	0.1646	0.0500	0.1146	0.1640	0.0500	0.1140

Tabla 7. 27 Variación de la carga con varios porcentajes de distribución funcionando el vertedero de 0.6m de longitud de la cresta

Posición 1 del distribución proporcional ajustable (60% y 40%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (70% y 30%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (80% y 20%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (90% y 10%)		
Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)
0.1720	0.0500	0.1220	0.1715	0.0500	0.1215	0.1706	0.0500	0.1206	0.1701	0.0500	0.1201
0.1698	0.0500	0.1198	0.1694	0.0500	0.1194	0.1685	0.0500	0.1185	0.1680	0.0500	0.1180
0.1672	0.0500	0.1172	0.1668	0.0500	0.1168	0.1660	0.0500	0.1160	0.1656	0.0500	0.1156
0.1636	0.0500	0.1136	0.1633	0.0500	0.1133	0.1623	0.0500	0.1123	0.1622	0.0500	0.1122

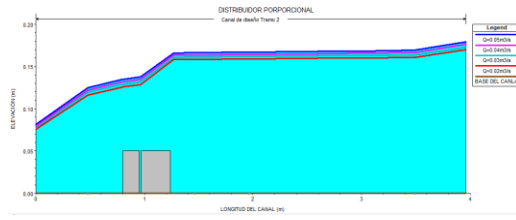
Tabla 7.27 (Continuación) Variación de la carga con varios porcentajes de distribución funcionando el vertedero de 0.6m de longitud de la cresta

Posición 1 del distribución proporcional ajustable (10% y 90%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (20% y 80%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (30% y 70%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (40% y 60%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (50% y 50%)		
Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)
0.1657	0.0500	0.1157	0.1731	0.0500	0.1231	0.1745	0.0500	0.1245	0.1739	0.0500	0.1239	0.1733	0.0500	0.1233
0.1647	0.0500	0.1147	0.1721	0.0500	0.1221	0.1718	0.0500	0.1218	0.1729	0.0500	0.1229	0.1723	0.0500	0.1223
0.1648	0.0500	0.1148	0.1717	0.0500	0.1217	0.1713	0.0500	0.1213	0.1724	0.0500	0.1224	0.1722	0.0500	0.1222
0.1620	0.0500	0.1120	0.1690	0.0500	0.1190	0.1687	0.0500	0.1187	0.1699	0.0500	0.1199	0.1690	0.0500	0.1190

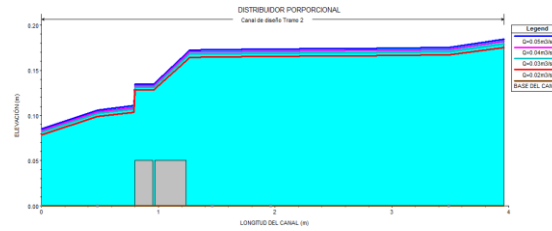
Tabla 7. 28 Variación de la carga con varios porcentajes de distribución funcionando el vertedero de 1.8 m de longitud de la cresta

Posición 1 del distribución proporcional ajustable (60% y 40%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (70% y 30%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (80% y 20%)			Posición 1 del distribución proporcional ajustable (90% y 10%)		
Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)	Nivel de agua aguas arriba del distribuidor proporcional (m)	Altura del cimacio (m)	Carga aguas arriba del distribuidor proporcional H (m)
0.1731	0.0500	0.1231	0.1726	0.0500	0.1226	0.1717	0.0500	0.1217	0.1711	0.0500	0.1211
0.1720	0.0500	0.1220	0.1716	0.0500	0.1216	0.1707	0.0500	0.1207	0.1701	0.0500	0.1201
0.1716	0.0500	0.1216	0.1712	0.0500	0.1212	0.1703	0.0500	0.1203	0.1698	0.0500	0.1198
0.1690	0.0500	0.1190	0.1686	0.0500	0.1186	0.1677	0.0500	0.1177	0.1673	0.0500	0.1173

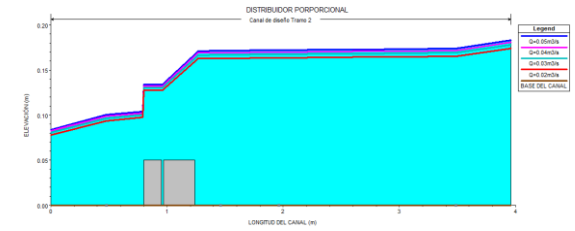
Tabla 7.28 (Continuación) Variación de la carga con varios porcentajes de distribución funcionando el vertedero de 1.8 m de longitud de la cresta



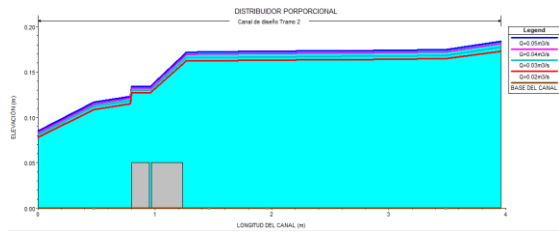
(a) Captación 10% - 90%



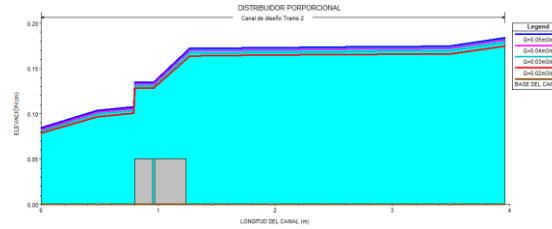
(d) Captación 40% - 60%



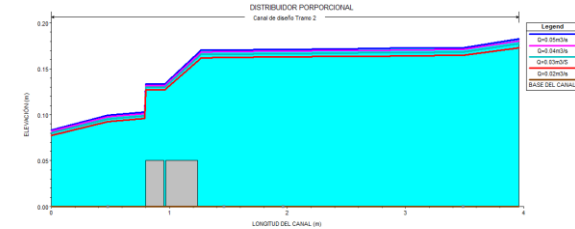
(g) Captación 70% - 30%



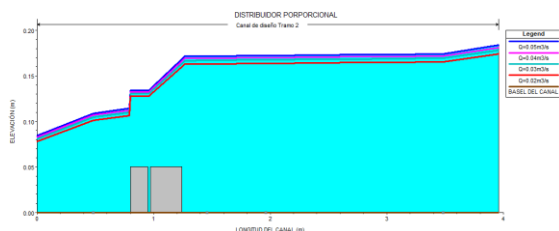
(b) Captación 20% - 80%



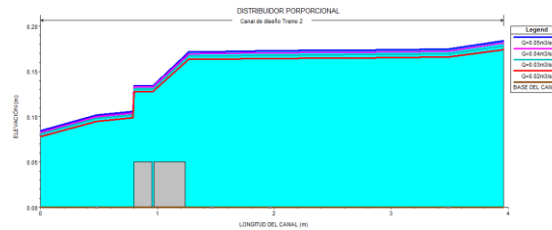
(e) Captación 50% - 50%



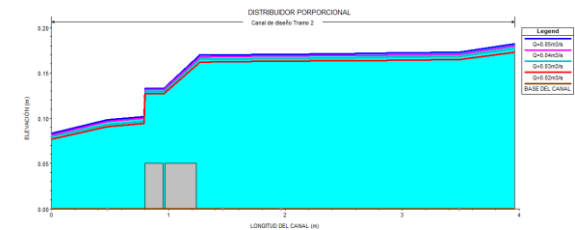
(h) Captación 80% - 20%



(c) Captación 30% - 70%



(f) Captación 60% - 40%



(i) Captación 90% - 10%

Figura No. 7. 9 Perfiles longitudinales del distribuidor proporcional con varias posiciones del partidor

7.6.5 PRESUPUESTO DEL MODELO DE CONTROL DE FLUJO

Para la construcción del modelo físico didáctico de control de flujo en el laboratorio de hidráulica de la universidad del valle, se necesitan recursos económicos expuestos en la Tabla 7.29, en donde se determino un costo total de \$ 8 081 898

PRESUPUESTO GENERAL								
ITEMS		UNIDAD	V.UNITARIO	CANTIDAD	V. TOTAL	MATERIALES	MANO DE OBRA	AIU
1	EXCAVACIÓN	m ³	\$ 18 000.00	3.1	\$ 69 750.00	-	\$ 55 800.00	\$ 13 950.00
2	OBRA DE CAPTACIÓN	1.0	\$ 184 736.25	1.0	\$ 184 736.25	\$ 97 789.00	\$ 50 000.00	\$ 36 947.25
3	CONSTRUCCIÓN DEL CANAL DE DISEÑO	m ³	\$ 488 560.00	2.0	\$ 977 120.00	\$ 637 696.00	\$ 144 000.00	\$ 195 424.00
4	VERTEDERO PICO DE PATO DE 0.6 Y 1.8m	1	\$1 997 750.00	2.0	\$ 3 995 500.00	\$ 2 726 400.00	\$ 470 000.00	\$ 799 100.00
5	COMPUERTAS VERTICALES DESLIZANTES	1	\$ 371 710.00	1	\$ 371 710.00	\$ 237 368.00	\$ 60 000.00	\$ 74 342.00
6	DISTRIBUIDOR PROPORCIONAL	1	\$ 262 663.44	1	\$ 262 663.44	\$ 176 434.00	\$ 50 000.00	\$ 36 229.44
7	TUBERÍA DE DESGUE	m	\$ 57 682.74	36	\$ 2 076 578.64	\$ 1 782 954.00	\$ 7 200.00	\$ 286 424.64
8	RELLENO DE TUBERÍA DE DESAGUE	1	\$ 143 840.00	1	\$ 143 840.00	\$ 74 000.00	\$ 50 000.00	\$ 19 840.00
TOTAL					\$ 8 081 898.33	\$ 5 732 641.00	\$ 887 000.00	\$ 1 462 257.33
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					\$ 8 081 898.33			

Tabla 7. 29 Presupuesto general para la construcción del modelo de control de flujo

9. CONCLUSIONES

Para el diseño de los diferentes componentes del sistema se utilizaron las diferentes metodologías y expresiones hidráulicas disponibles en la literatura técnica; el diseño obtenido, se optimizó posteriormente mediante la implementación de un modelo matemático hidrodinámico unidimensional.

El modelo didáctico incluye un control de flujo aguas arriba y un control de flujo proporcional ajustable porque son posiblemente los dos sistemas más usados en el país. Las conclusiones más destacadas del estudio son las siguientes:

- El control de flujo aguas arriba diseñado está conformado por dos estructuras localizadas sobre un canal principal como son un vertedero de cresta larga tipo pico de pato y una serie de compuertas tipo baffle ubicadas justo aguas arriba del vertedero pico de pato.
- El control de flujo proporcional ajustable está conformado por un partididor orientable, localizado sobre un vertedero tipo cimacio, este tipo de sistema distribuye el caudal afluente en dos canales.
- El dimensionamiento de los diferentes componentes y estructuras del modelo físico didáctico de control de flujo se realizó teniendo en cuenta la capacidad de bombeo del sistema de alimentación existente en el Laboratorio de Hidráulica, la capacidad hidráulica de los diferentes componentes del sistema y el espacio disponible en el laboratorio para su construcción.
- Para el sistema de control de flujo aguas arriba se seleccionó un vertedero de cresta larga tipo pico de pato ya que este tipo de estructuras permiten un mejor control de flujo en la medida en que la longitud de la cresta del vertedero aumenta, para el modelo físico se diseñaron dos vertederos pico de pato de 0.6 m y 1.8 m de longitud de la cresta y se logró comprobar mediante la simulación numérica la mejor regulación de flujo cuando se tiene el vertedero de mayor longitud de cresta. Igualmente se analizaron y evaluaron otros vertederos de mayor longitud, obteniéndose que con una longitud de cresta cada vez mayor el caudal derivado aguas arriba, a través de las compuertas tipo baffle, es prácticamente constante.
- La magnitud del caudal de derivación a través de la serie de compuertas tipo baffles influye en la variación de la carga aguas arriba de la estructura lo cual incide en la variación de caudales, con la utilización de un vertedero pico de pato estos efectos se corrigen a medida que su longitud de cresta sea cada vez mayor.
- El modelo matemático unidimensional HEC-RAS, fue una gran herramienta para la optimización del diseño del modelo físico didáctico de control de flujo porque permitió establecer parámetros y criterios para el diseño del mismo, igualmente permitió identificar el funcionamiento adecuado de las estructuras hidráulicas.

- El modelo físico didáctico permitirá resaltar la gran eficiencia del sistema de control de flujo aguas arriba con respecto al sistema de control de flujo proporcional orientable, debido a que este último solo divide el caudal en dos proporciones fijas sin importar si existe o no una disminución o aumento en los niveles de agua aguas arriba y el sistema de control de flujo aguas arriba siempre entregara los caudales acordados a cada usuario sin importar que exista disminución o aumento en los caudales presentados en el canal principal.
- El modelo físico didáctico, será una herramienta para educar ilustrativamente en el adecuado funcionamiento de los sistemas de control de flujo, donde se deben tener en cuenta aspectos hidráulicos y sociales, este modelo también hará entender que las estructuras de control de flujo son necesarias para establecer tarifas por el uso del agua, para que las asociaciones de usuarios sean autoeficientes económicamente y puedan brindar un buen servicio a sus usuarios.

10. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar la construcción del modelo físico en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad del Valle e implementar las prácticas correspondientes con el fin de permitir la capacitación y mejor comprensión, por parte de los estudiantes y diferentes usuarios, del funcionamiento de los sistemas de control de flujo aguas arriba y proporcional ajustable.

Una vez que se construya el sistema de control de flujo en el laboratorio se debe calibrar el sistema para determinar los valores precisos de los coeficientes de descarga de las estructuras, puesto que para el diseño y la modelación se utilizaron los recomendados por la literatura.

Se recomienda realizar la calibración del modelo matemático con base en mediciones que se realicen en el modelo físico directamente cuando este sea construido.

Se sugiere la instalación de limnímetros aguas arriba de cada una de las estructuras que conforman el modelo de control de flujo aguas arriba y proporcional, para facilitar las prácticas que se desarrollarán en un futuro en el laboratorio de hidráulica de la Universidad del Valle.

El canal existente presenta problemas de sedimentos que afectarían el buen funcionamiento hidráulico del modelo didáctico de control de flujo, es por ello que se debe controlar este inconveniente por medio de la limpieza y sellamiento del tanque subterráneo que proporciona el caudal al sistema.

Se sugiere el diseño y construcción de otros tipos de sistemas de control de flujo (aguas abajo, automático etc.) en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad del Valle para permitir una mejor comprensión mediante la observación y medición directa en el laboratorio, de las características, el funcionamiento hidráulico y las ventajas y desventajas de los diferentes sistema.

Se recomienda la socialización de este modelo físico con los distritos de riego más representativos del país para iniciar estrategias de aprendizaje en equipo que permitirán entender el buen funcionamiento del sistema a través del modelo didáctico de control de flujo aguas arriba y así contrarrestar los problemas existentes y obtener un manejo integral del recurso hídrico.

GLOSARIO

Automanejo: Sucede cuando el sistema principal por si mismo se ajusta a un nuevo estado de nivel estable sin requerir un operario.

Entrega secundaria: Subdivisión del sistema principal de riego que comunica el canal principal con el canal secundario.

Flujo rotacional: Los canales secundarios reciben agua por turnos, y los agricultores individualmente reciben agua en un tiempo establecido.

Manejo Dual: Acompañamiento en proyectos de riego por parte del gobierno u otra entidad a los agricultores para el manejo y operación del sistema.

Sección de control: Corte transversal de la estructura de control o del canal para identificación y estimación de parámetros hidráulicos.

Sensores: Dispositivo que permite identificar la diferencia entre el caudal real y el caudal requerido.

Sistemas de Control de Flujo: Conjunto de estructuras junto con una adecuada operación y administración por parte de las asociaciones de usuarios.

Sistema de riego: Conjunto de estructuras que permiten que el riego sea posible, comprende desde la captación del agua hasta su entrega final, (unidad terciaria).

Setpoint: Valor del nivel de agua deseado.

Tiempo de respuesta: Tiempo en el cual se tarda en obtener el setpoint.

Técnicas de Control de Flujo: Conjunto de estructuras que permiten el manejo del recurso hídrico.

Unidad terciaria: Área de riego que comprende directamente un predio o un conjunto de predios.

BIBLIOGRAFÍA

- Ankum, P. (1995). Control de flujo en riego y drenaje. Holanda.
- Cadavid, J. (2006). Hidráulica de canales. Fundamentos. Colombia.
- CINARA. (2005). Uso eficiente del agua. Colombia.
- CVC. (2008). Modelación hidrodinámica del río Cauca. Colombia.
- Comisión Federal de electricidad de México. CFEM. (1981). Obras de excedencia. Manual de diseño de obras civiles hidrotecnia. México.
- DNP. Departamento Nacional de Planeación. (1997). Planes de Desarrollo Ambiental. Colombia.
- Escuela de Ingeniería de Antioquia (EIA). (2003). Selección de artículos obra hidráulicas. Colombia.
- EINAR S.A. (2011). Catalogo partidior proporcional PROPAR. España.
- FAO. (1993). El estado mundial de la agricultura y la alimentación. Roma.
- FAO. (2009). Water at Glance. USA.
- FAO. (2009). Día mundial del agua. Santiago de Chile.
- Gallery, Fundación Mythos Art. (2009). ASORUT. Reseña Histórica. Roldanillo, Valle. Colombia.
- García, M. (2007). Sedimentation engineering, Volumen II. Colombia.
- Horst, L. (1998). The dilemmans of water división, considerations and criteria for irrigation system desing. USA.
- Hurtado, E. y Ortiz, A. (2010). Diseño de prolongación de tanque alimentador y adecuación de tanque de descarga en el laboratorio de fluidos e hidráulica. Colombia.
- IDEAM. (2005). Cifras del estudio nacional del agua. Colombia.
- IDEAM. (2007). Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua.
- Kraatz, D. y Mahajan, I. (1976). FAO Irrigation and draimage paper 26/1. Small Hydraulic Structures. Roma.
- Kraatz, D. y Mahajan, I. (1976). FAO Irrigation and draimage paper 26/2. Small Hydraulic Structures. Roma.
- Lomax R. y Saul J. (1979) .Laboratory Work in Hydraulics. Bolton Institute of Technology. Gran Bretaña.
- Lothar, M. (1981). Teoría y dimensionamiento de procesos, consideraciones hidráulicas. Cetro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Medio Ambiente (CEPIS). Perú.

Malano, H. y Van, Hofwegen. (1999). Management of irrigation and drainage system, a service approach. Fracia.

Medición de caudales en cauces abiertos. (2007). Norma ISO 748.

Megh, R. (2002). Riego por goteo. Costa Rica.

Mori, M. (2006). Simulación hidráulica aplicada, usando HEC-RAS. Perú.

Organización de Naciones Unidas. ONU. (2003). Año internacional del agua. USA.

Palacios, E. y García, A. y Saénz, E. y Santos, A. y Delgadillo, E. (2002). Problemas financieros de las asociaciones de usuarios y su efecto en la conservación y operación de distritos de riego. México.

Pérez, R. (2011). Universidad Nacional (UNAL). Fundamentos para las prácticas del laboratorio de hidráulica. Tomo No 8. Colombia.

Ramírez, C. (2009). Notas de clases del curso de Modelación matemática de flujo libre. Colombia.

Rice, E. (1997). Riego de Arroz y Manejo de Agua en el Sudeste Asiático, un estudio de evaluación de operaciones del Banco Mundial, Banco Mundial, Washington, D.C.

Rojas, J. (2005). Mediciones hidrográfica. Notas de clase. Colombia.

Sviatoslav, K. (1986). El riego y las compuertas automáticas "Neyrpic".

UNESCO. (2009). Agua para todos agua para la vida. París.

UNIVALLE, UNESCO IHE, ASORUT. (2005). Una visión a la problemática del distrito de riego Roldanillo, La Unión, Toro: RUT. Documento preliminar. Cali, Colombia.

Urrutia, N. y Enríquez, C. y Orozco, A. (1999). Optimización del manejo y la distribución del recurso hídrico mediante técnicas de control de flujo en el departamento del Valle del Cauca. Colombia.

Urrutia, N. (2006). Sustainable management after irrigation system transfer. Experiencies in Colombia. The RUT Irrigation District. PhD thesis. Unesco-IHE, Delft, The Netherlands.

Urrutia, N y Potes Y. (2011). El control de flujo como un mecanismo del uso eficiente del agua en el distrito de riego Roldanillo, La Unión y Toro (RUT) en el valle del cauca. Perú.

Users Manual HEC RAS (2010). River Analysis system. Estados Unidos.

Vega, D. (2004). Centro Andino para Gestión y Uso del Agua (CENTRO A.G.U.A.). Serie: Técnica Agua y Suelo No 1. Bolivia.

Ven Te Chow. (2004). Hidráulica de canales abiertas. Estados Unidos.

ANEXOS

ANEXO 1

Aforo realizado en el Canal Basculante

Apertura de las válvulas*	Prof. Del agua a 12.6m del la estructura de entrada en el canal basculante (cm)	Núm. Revoluciones			Longitud de cada franja (m)	Carga sobre el vertedero triangular medida a 1.38m aguas arriba (cm)	Prof. Del agua en el tanque de descarga (cm)	Condición de flujo en el vertedero triangular	Promedio número de revoluciones	Tiempo de medición t (s)	Núm. De revoluciones por segundo n (l/s)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Área de cada franja (m²)	Caudal en cada franja (m³/s)	Caudal en cada franja en (l/s)	Caudal Total (l/s)
		Repe- tición 1	Repe- tición 2	Repe- tición 3												
02-00-00	5	44	42	45	10	16.90	47.90	LIBRE	43.67	30.00	1.46	0.37	0.005	0.0019	1.86	9.98
		50	47	51	10				49.33	30.00	1.64	0.42	0.005	0.0021	2.10	
		49	49	49	10				49.00	30.00	1.63	0.42	0.005	0.0021	2.09	
		46	47	49	10				47.33	30.00	1.58	0.40	0.005	0.0020	2.02	
		44	46	45	10				45.00	30.00	1.50	0.38	0.005	0.0019	1.92	
04-00-00	9	55	59	62	10	22.80	53.70	LIBRE	58.67	30.00	1.96	0.50	0.009	0.0045	4.49	23.57
		64	64	65	10				64.33	30.00	2.14	0.55	0.009	0.0049	4.92	
		64	62	63	10				63.00	30.00	2.10	0.54	0.009	0.0048	4.82	
		64	62	64	10				63.33	30.00	2.11	0.54	0.009	0.0048	4.85	
		57	60	59	10				58.67	30.00	1.96	0.50	0.009	0.0045	4.49	
06-00-00	10.7	73	69	71	10	22.90	53.90	LIBRE	71.00	30.00	2.37	0.60	0.011	0.0065	6.45	32.54
		75	73	75	10				74.33	30.00	2.48	0.63	0.011	0.0068	6.75	
		72	73	71	10				72.00	30.00	2.40	0.61	0.011	0.0065	6.54	
		73	73	73	10				73.00	30.00	2.43	0.62	0.011	0.0066	6.63	
		70	65	68	10				67.67	30.00	2.26	0.57	0.011	0.0062	6.15	
08-00-00	11.4	71	76	75	10	24.70	55.60	LIBRE	74.00	30.00	2.47	0.63	0.011	0.0072	7.16	36.24
		73	80	81	10				78.00	30.00	2.60	0.66	0.011	0.0075	7.55	
		76	75	77	10				76.00	30.00	2.53	0.65	0.011	0.0074	7.36	
		79	75	78	10				77.33	30.00	2.58	0.66	0.011	0.0075	7.48	
		73	65	69	10				69.00	30.00	2.30	0.59	0.011	0.0067	6.68	
10-00-00	12	71	80	80	10	25.00	56.90	LIBRE	77.00	30.00	2.57	0.65	0.012	0.0078	7.84	39.80
		82	77	84	10				81.00	30.00	2.70	0.69	0.012	0.0083	8.25	
		77	76	80	10				77.67	30.00	2.59	0.66	0.012	0.0079	7.91	
		78	77	79	10				78.00	30.00	2.60	0.66	0.012	0.0079	7.95	
		72	82	77	10				77.00	30.00	2.57	0.65	0.012	0.0078	7.84	

* Se consideró la apertura de las tres válvulas de apertura del canal basculante por lo tanto, la primera cifra representa la cantidad de vueltas de la primera válvula, la segunda cifra representa el número de vueltas de la segunda válvula y la tercera cifra el número de vueltas de la válvula tres.

Apertura de las válvulas*	Prof. del agua a 12.6m del la estructura de entrada en el canal basculante (cm)	Núm. Revoluciones			Longitud de cada franja (m)	Carga sobre el vertedero triangular medida a 1.38m aguas arriba (cm)	Prof. del agua en el tanque de descarga (cm)	Condición de flujo en el vertedero triangular	Promedio número de revoluciones	Tiempo de medición t (s)	Núm. de revoluciones por segundo n (l/s)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Área de cada franja (m²)	Caudal en cada franja (m³/s)	Caudal en cada franja en (l/s)	Caudal Total (l/s)
		Repetición 1	Repetición 2	Repetición 3												
12-00-00	13.2	86	84	78	10	26.10	57.00	LIBRE	82.67	30.00	2.76	0.70	0.013	0.0093	9.26	45.82
		87	85	87	10				86.33	30.00	2.88	0.73	0.013	0.0097	9.67	
		82	83	81	10				82.00	30.00	2.73	0.70	0.013	0.0092	9.19	
		77	80	77	10				78.00	30.00	2.60	0.66	0.013	0.0087	8.74	
		82	79	79	10				80.00	30.00	2.67	0.68	0.013	0.0090	8.96	
14-00-00	13.7	82	81	86	10	27.50	58.40	LIBRE	83.00	30.00	2.77	0.70	0.014	0.0097	9.65	49.33
		89	89	88	10				88.67	30.00	2.96	0.75	0.014	0.0103	10.31	
		85	84	86	10				85.00	30.00	2.83	0.72	0.014	0.0099	9.88	
		81	91	77	10				83.00	30.00	2.77	0.70	0.014	0.0097	9.65	
		88	84	82	10				84.67	30.00	2.82	0.72	0.014	0.0098	9.84	
14-02-00	15.6	87	91	81	10	29.60	60.60	LIBRE	86.33	30.00	2.88	0.73	0.016	0.0114	11.43	59.77
		96	98	91	10				95.00	30.00	3.17	0.81	0.016	0.0126	12.57	
		93	93	75	10				87.00	30.00	2.90	0.74	0.016	0.0115	11.52	
		91	96	96	10				94.33	30.00	3.14	0.80	0.016	0.0125	12.48	
		91	89	87	10				89.00	30.00	2.97	0.76	0.016	0.0118	11.78	
14-04-00	16.8	99	98	98	10	31.10	62.10	LIBRE	98.33	30.00	3.28	0.83	0.017	0.0140	14.01	71.56
		97	105	107	10				103.00	30.00	3.43	0.87	0.017	0.0147	14.67	
		101	102	101	10				101.33	30.00	3.38	0.86	0.017	0.0144	14.43	
		102	103	102	10				102.33	30.00	3.41	0.87	0.017	0.0146	14.58	
		98	96	98	10				97.33	30.00	3.24	0.83	0.017	0.0139	13.87	
14-06-00	18.2	100	103	98	10	32.40	63.30	LIBRE	100.33	30.00	3.34	0.85	0.018	0.0155	15.48	77.78
		106	105	107	10				106.00	30.00	3.53	0.90	0.018	0.0164	16.35	
		100	101	103	10				101.33	30.00	3.38	0.86	0.018	0.0156	15.64	
		82	104	99	10				95.00	30.00	3.17	0.81	0.018	0.0147	14.66	
		102	100	102	10				101.33	30.00	3.38	0.86	0.018	0.0156	15.64	

Apertura de las válvulas*	Prof. del agua a 12.6m del la estructura de entrada en el canal basculante (cm)	Núm. Revoluciones			Longitud de cada franja (m)	Carga sobre el vertedero triangular medida a 1.38m aguas arriba (cm)	Prof. del agua en el tanque de descarga (cm)	Condición de flujo en el vertedero triangular	Promedio número de revoluciones	Tiempo de medición t (s)	Núm. de revoluciones por segundo n (l/s)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Área de cada franja (m²)	Caudal en cada franja (m³/s)	Caudal en cada franja en (l/s)	Caudal Total (l/s)
		Repe- tición 1	Repe- tición 2	Repe- tición 3												
14-08-00	19.3	103	104	100	10	33.90	64.80	LIBRE	102.33	30.00	3.41	0.87	0.019	0.0167	16.75	85.08
		110	106	110	10				108.67	30.00	3.62	0.92	0.019	0.0178	17.78	
		103	103	104	10				103.33	30.00	3.44	0.88	0.019	0.0169	16.91	
		101	104	110	10				105.00	30.00	3.50	0.89	0.019	0.0172	17.18	
		102	101	99	10				100.67	30.00	3.36	0.85	0.019	0.0165	16.47	
14-10-00	21	109	106	106	10	34.90	65.90	LIBRE	107.00	30.00	3.57	0.91	0.021	0.0190	19.05	99.39
		117	117	117	10				117.00	30.00	3.90	0.99	0.021	0.0208	20.83	
		112	115	114	10				113.67	30.00	3.79	0.96	0.021	0.0202	20.23	
		111	113	116	10				113.33	30.00	3.78	0.96	0.021	0.0202	20.17	
		98	111	113	10				107.33	30.00	3.58	0.91	0.021	0.0191	19.11	
14-12-00	21.6	107	106	101	10	35.50	66.50	LIBRE	104.67	30.00	3.49	0.89	0.022	0.0192	19.17	100.39
		114	109	114	10				112.33	30.00	3.74	0.95	0.022	0.0206	20.56	
		112	112	113	10				112.33	30.00	3.74	0.95	0.022	0.0206	20.56	
		110	115	114	10				113.00	30.00	3.77	0.96	0.022	0.0207	20.69	
		105	107	106	10				106.00	30.00	3.53	0.90	0.022	0.0194	19.41	
14-14-00	22	104	107	101	10	35.50	66.50	LIBRE	104.00	30.00	3.47	0.88	0.022	0.0194	19.40	102.38
		114	114	115	10				114.33	30.00	3.81	0.97	0.022	0.0213	21.32	
		110	113	111	10				111.33	30.00	3.71	0.94	0.022	0.0208	20.76	
		109	113	113	10				111.67	30.00	3.72	0.95	0.022	0.0208	20.82	
		108	109	106	10				107.67	30.00	3.59	0.91	0.022	0.0201	20.08	
14-16-00	22.5	108	98	109	10	35.50	66.50	LIBRE	105.00	30.00	3.50	0.89	0.023	0.0200	20.03	104.01
		115	115	116	10				115.33	30.00	3.84	0.98	0.023	0.0220	22.00	
		112	107	110	10				109.67	30.00	3.66	0.93	0.023	0.0209	20.91	
		104	113	108	10				108.33	30.00	3.61	0.92	0.023	0.0207	20.66	
		106	108	107	10				107.00	30.00	3.57	0.91	0.023	0.0204	20.41	

Apertura de las válvulas*	Prof. del agua a 12.6m de la estructura de entrada en el canal basculante (cm)	Núm. Revoluciones			Longitud de cada franja (m)	Carga sobre el vertedero triangular medida a 1.38m aguas arriba (cm)	Prof. del agua en el tanque de descarga (cm)	Condición de flujo en el vertedero triangular	Promedio número de revoluciones	Tiempo de medición t (s)	Núm. de revoluciones por segundo n (l/s)	Velocidad media en la vertical (m/s)	Área de cada franja (m²)	Caudal en cada franja (m³/s)	Caudal en cada franja en (l/s)	Caudal Total (l/s)
		Repetición 1	Repetición 2	Repetición 3												
14-16-04	23.8	115	112	116	10	37.40	68.40	LIBRE	114.33	30.00	3.81	0.97	0.024	0.0231	23.06	118.81
		116	124	126	10				122.00	30.00	4.07	1.04	0.024	0.0246	24.64	
		119	123	124	10				122.00	30.00	4.07	1.04	0.024	0.0246	24.64	
		112	121	117	10				116.67	30.00	3.89	0.99	0.024	0.0235	23.54	
		109	119	113	10				113.67	30.00	3.79	0.96	0.024	0.0229	22.92	
14-16-08	24.3	114	112	121	10	38.10	68.90	LIBRE	115.67	30.00	3.86	0.98	0.024	0.0238	23.83	124.74
		114	128	129	10				123.67	30.00	4.12	1.05	0.024	0.0255	25.51	
		129	125	128	10				127.33	30.00	4.24	1.08	0.024	0.0263	26.28	
		115	124	125	10				121.33	30.00	4.04	1.03	0.024	0.0250	25.02	
		115	117	119	10				117.00	30.00	3.90	0.99	0.024	0.0241	24.11	
14-16-12	24.8	115	113	119	10	38.50	69.20	LIBRE	115.67	30.00	3.86	0.98	0.025	0.0243	24.32	130.38
		127	128	128	10				127.67	30.00	4.26	1.08	0.025	0.0269	26.89	
		127	128	130	10				128.33	30.00	4.28	1.09	0.025	0.0270	27.03	
		128	130	123	10				127.00	30.00	4.23	1.08	0.025	0.0267	26.75	
		115	129	118	10				120.67	30.00	4.02	1.02	0.025	0.0254	25.39	
14-16-16	25	119	117	119	10	38.50	69.20	LIBRE	118.33	30.00	3.94	1.00	0.025	0.0251	25.09	132.44
		131	119	130	10				126.67	30.00	4.22	1.08	0.025	0.0269	26.89	
		130	130	132	10				130.67	30.00	4.36	1.11	0.025	0.0278	27.76	
		129	126	129	10				128.00	30.00	4.27	1.09	0.025	0.0272	27.18	
		118	122	121	10				120.33	30.00	4.01	1.02	0.025	0.0255	25.52	

ANEXO 2

***Datos experimentales para el
diseño del cimacio***

ANEXO 3

***Planos de diseño de las estructuras
del sistema de control de flujo
aguas arriba y proporcional***