



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil
Av. 12 de Abril s/n, Cuenca

Estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco

Director:
Ing. MSc. Esteban Alonso Pacheco Tobar

*Tesis previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil*

Tutor:
Ing. César Augusto Montalvo Cedillo

Autoras:
**Mónica Patricia Solórzano Valencia
Sandra Elizabeth Vázquez García**

*Cuenca – Ecuador
Octubre 2013*

*Autoras: Mónica Patricia Solórzano Valencia
Sandra Elizabeth Vázquez García*



Resumen

La presente tesis tiene como objetivo el estudio para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas-San Francisco, a través del estudio experimental en un modelo físico de escala reducida (1/60).

Con el objetivo de conocer la eficiencia de los desagües de fondo se realizaron varios ensayos, los mismos que fueron dirigidos a procesos de lavado de sedimentos en el embalse, para los cuales se plantearon diferentes consideraciones, en cuanto a la cota de sedimento en el embalse, el caudal de lavado utilizado y la influencia de la ataguía. En todos los ensayos de lavado se simuló tres etapas de operación de las compuertas de los desagües de fondo.

Se efectuó un análisis cualitativo de los ensayos realizados, también se realizó comparaciones de los volúmenes de sedimento lavado, a partir de levantamientos topográficos llevados a cabo una vez finalizado cada uno de los ensayos.

El desempeño del proceso de lavado de sedimento no ha sido el adecuado, puesto que no se logró un lavado eficiente en la margen derecha en la zona de la obra de toma, por lo cual es necesario la implementación de otras alternativas para mejorar el lavado.

PALABRAS CLAVES: Modelo físico, Barrido Hidráulico, Desagüe de Fondo, Eficiencia de lavado



Abstract

The purpose of this thesis is studying of hydraulic Flushing into the Hydroelectric Project Minas – San Francisco, through the experimental study on a reduced scale physical model (1/60).

In order to know the efficiency of the bottom outlets were conducted several trials, which were aimed at sediment flushing processes in the reservoir, for which different considerations were raised in terms of the height of sediment in the reservoir, the used flushing flow and the influence of the flashboard. In all flushing tests were simulated three stages of operation of the gates of the bottom outlets.

We performed a qualitative analysis of tests, and also comparisons of the volumes of sediment flushed from land surveys made after the end of each test.

The performance of sediment flushing processes has not been suitable, since it was not possible to do an efficient flushing process on the right bank around the zone of the intake, so it is necessary to implement other alternatives to improve the flushing process.

Keywords: Physical model, hydraulic Flushing, Bottom outlet, Flushing Efficiency



Contenido

Resumen.....	2
Abstract.....	3
Lista de Símbolos	8
CAPÍTULO 1: Introducción.....	15
1.1. Antecedentes	15
1.2. Objetivos	15
1.2.1. Objetivo General	15
1.2.2. Objetivos Específicos	15
1.3. Justificación.....	15
CAPÍTULO 2: Marco Teórico	16
2.1. Consideraciones generales para estudios en modelos físicos.....	16
2.1.1. Modelación Hidráulica	16
2.1.2. Similitud en modelos físicos	16
2.2. Procesos de sedimentación y de barrido hidráulico	21
2.2.1. Generalidades.....	21
2.2.2. Propiedades del sedimento	21
2.2.3. Velocidad de sedimentación	22
2.2.4. Formas de depósito de sedimento en un embalse.....	22
2.2.5. Transporte de sedimentos.....	24
2.2.6. Control de la sedimentación.....	26
2.2.7. Barrido hidráulico	26
CAPÍTULO 3: Materiales y Métodos	31
3.1. Descripción general del proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco.....	31
3.2. Descripción del modelo físico de escala reducida.....	32
3.3. Instrumentación para los Ensayos	38
3.4. Diseño de la experimentación en modelo físico	40



3.4.1. Calibración de las estructuras de control de caudales 40

3.4.2. Escalamiento del sedimento 42

3.4.3. Calibración de los desagües de fondo 45

3.4.4. Ensayos de lavado 45

3.4.5. Ensayos para conocer las Presiones en los desagües de fondo 46

CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN..... 47

4.1. Procesamiento y análisis..... 47

4.1.1. Calibración de los desagües de fondo 47

4.1.2. Ensayos de lavado de sedimento 48

4.1.2.1. Cálculo de la eficiencia de lavado 66

4.1.3. Ensayos para conocer las Presiones en los desagües de fondo 67

4.2. Establecimiento de alternativas de rediseño 73

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES 74

REFERENCIAS 76

ANEXOS 77

Listado de Figuras

Figura 1. Esquema general del comportamiento del sedimento dentro de un embalse. 21

Figura 2. Zonas de depósito en un embalse..... 23

Figura 3. Esquemas longitudinales del depósito de sedimentos en embalses. 23

Figura 4. Diagrama de Shields..... 26

Figura 5. Esquema de una sección transversal de un embalse. 27

Figura 6. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco..... 31

Figura 7. Ubicación de los piezómetros a lo largo del perfil de los desagües de fondo. 46



Listado de Tablas

Tabla 1. Resultados del material escalado 44

Tabla 2. Datos de los ensayos con el 100% de la apertura de la compuerta 47

Tabla 3. Resumen resultados experimentales, caudal teórico y Cd..... 47

Tabla 4. Valores del ancho del canal de lavado (segunda apertura) 52

Tabla 5. Resultados del cálculo de la Eficiencia de Lavado 67

Tabla 6. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 1..... 68

Tabla 7. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 2..... 68

Tabla 8. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 3..... 69

Tabla 9. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 4..... 70

Tabla 10. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 5..... 70

Tabla 11. Lecturas de las presiones paquete de prueba 1 78

Tabla 12. Lecturas de las presiones paquete de prueba 2 78

Tabla 13. Lecturas de las presiones paquete de prueba 3 79

Tabla 14. Lecturas de las presiones paquete de prueba 4 79

Tabla 15. Lecturas de las presiones paquete de prueba 5 80

Listado de Fotografías

Fotografía 1. Captación desde el río Tomebamba 33

Fotografía 2. Ingreso de caudal al Tanque de Almacenamiento 33

Fotografía 3. Tanque de Almacenamiento, caudal de ingreso al río Jubones 34

Fotografía 4. Estructuras de control de caudales y zonas de quietamiento. 35

Fotografía 5. Zona de Ingreso al río San Francisco 35

Fotografía 6. Embalse..... 36

Fotografía 7. (a) Bocatoma. (b) Salida de la obra de toma 37

Fotografía 8. Vertederos de excesos, desagüe de fondo y cuenco amortiguador. 37

Fotografía 9. Zona de salida..... 38

Fotografía 10. Limnómetro instalado en el ingreso al tramo del río Jubones 38

Fotografía 11. Vertedero Triangular para el control de caudales de 39

Fotografía 12. Piezómetros 39

Fotografía 13. Aforo volumétrico de los vertederos de Ingreso al tramo del río Jubones 40



Fotografía 14. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 1	49
Fotografía 15. Vista superior del cono de lavado	49
Fotografía 16. Medición del ancho del canal a los 90 minutos de la segunda apertura	50
Fotografía 17. Condición del embalse al finalizar el ensayo	50
Fotografía 18. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 2	51
Fotografía 19. Vista lateral de la Descarga de sedimento	52
Fotografía 20. Condición del embalse al finalizar el ensayo	53
Fotografía 21. Escenario en la bocatoma al finalizar el ensayo	53
Fotografía 22. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 3	54
Fotografía 23. Vista superior del cono de lavado	55
Fotografía 24. Condición del embalse al finalizar el ensayo	55
Fotografía 25. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 1	56
Fotografía 26. Condición del embalse durante el desarrollo del ensayo	57
Fotografía 27. Condición del embalse al finalizar el ensayo	57
Fotografía 28. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 2	58
Fotografía 29. Condición del embalse al finalizar el ensayo	59
Fotografía 30. Vista lateral del embalse antes del ensayo LECA 3	60
Fotografía 31. Medición del ancho del canal frente a la bocatoma	61
Fotografía 32. Condición del embalse al finalizar el ensayo	61
Fotografía 33. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 4	62
Fotografía 34. Arrastre de sedimento aguas abajo de la ataguía	63
Fotografía 35. Condición del embalse al finalizar el ensayo	63
Fotografía 36. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 3	64
Fotografía 37. Situación del embalse durante el desarrollo del ensayo	65
Fotografía 38. Condición del embalse durante el desarrollo del ensayo	65
Fotografía 39. Condición del embalse al finalizar el ensayo	66

Listado de Anexos

Anexo 1. Lecturas de presiones en los desagües de fondo	78
---	----



Lista de Símbolos

A_e :	Escala de área
D :	Diámetro medio de los granos
F :	Número de Froude
F_e :	Eficiencia de lavado
g :	Aceleración de la gravedad
H :	Carga
L_e :	Escala de longitud
Q :	Caudal medido
Q_e :	Escala de caudal
Q_f :	Caudal utilizado para el lavado
R :	Peso específico sumergido de los granos
t :	Tiempo especificado para el lavado
T_e :	<i>Escala de tiempo</i>
ν :	Viscosidad cinemática del agua
V_e :	Escala de velocidad
V_s :	Volumen de sedimento lavado
V_* :	Velocidad de corte
W_e :	Escala de velocidad de caída del sedimento
W_0 :	Velocidad de sedimentación
<i>subíndice m</i> :	Modelo
<i>subíndice p</i> :	Prototipo
ρ :	Densidad del fluido
ρ_s :	Densidad del sedimento



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Mónica Patricia Solórzano Valencia, autora de la tesis "Estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco.", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, Octubre de 2013

Mónica Patricia Solórzano Valencia
0104033790

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Sandra Elizabeth Vázquez García, autora de la tesis “Estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, Octubre de 2013

Sandra Elizabeth Vázquez García
0301936662

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1857

Yo, Mónica Patricia Solórzano Valencia, autora de la tesis "Estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco.", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, Octubre de 2013

Mónica Patricia Solórzano Valencia
0104033790

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Sandra Elizabeth Vázquez García, autora de la tesis “Estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, Octubre de 2013

Sandra Vázquez

Sandra Elizabeth Vázquez García
0301936662

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



DEDICATORIA

Primeramente a Dios por concederme la vida y permitirme que mis proyectos estén dentro de su voluntad. Que no me olvide que todo viene de su inmensa misericordia.

A mis padres Marina Valencia y Marcelo Solórzano por su entrega y amor condicional, porque nunca me faltó su cariño y comprensión, por enseñarme a soñar sin fin, por haberme hecho la mujer que soy. A mi familia que siempre está conmigo en cada paso que doy, brindándome fortaleza para continuar, en especial a Mami Cuca quien supo encaminarme en el comienzo de mi vida y que ahora me cuida desde el cielo.

A Paul que alegra mi vida día a día.

Todo esto se lo dedico porque los amo.

Mónica Solórzano

La presente tesis se la dedico a mis padres y a mi hermana, quienes han sido un pilar fundamental para conseguir esta anhelada meta, y son lo más importante en mi vida. Este trabajo se lo dedico a mis padres como una pequeña retribución a todo su esfuerzo y sacrificio.

Sandra Vázquez



AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco a Dios por darme paciencia y llenar mi alma de fortaleza en momentos difíciles. Por dejarme ver día a día a los seres que amo gracias por estar en cada instante de mi existencia y así poder hacer realidad este gran sueño.

De igual manera la culminación de esta tesis no hubiera sido posible sin el apoyo de mis padres quienes me alentaron en todo este proceso, gracias por sus sacrificios para lograr cumplir mis metas. A mi familia quienes me brindan su apoyo incondicional.

A mis amigos por el apoyo durante toda mi carrera universitaria, quienes hicieron más llevaderos los momentos difíciles y a todas las personas que de una u otra manera colaboraron en la realización de este trabajo. En especial a amiga Sandra V que supo apoyarme y comprenderme en momentos muy difíciles.

Al Ing MSc. Esteban Pacheco director de tesis y el Ing Cesar Montalvo tutor de tesis que han sido guías en la ejecución y feliz culminación de este proyecto.

Mónica Solórzano

Agradezco en primer lugar a Dios por permitirme lograr esta meta.

A mis padres y a mi hermana, gracias por su apoyo incondicional en todo momento, por su constante motivación para seguir adelante y estar junto a mí cuando más los necesito.

A Moni S, porque juntas hemos conseguido la culminación de este trabajo. Te deseo lo mejor, que siempre logres todo lo que te propongas.

Al Ing. MSc. Esteban Pacheco por el apoyo que nos brindó en el desarrollo de la tesis.

Al Ing. César Montalvo por su amable ayuda en la realización de este trabajo.

Gracias a todas las personas que nos ayudaron en la realización de este proyecto.

Sandra Vázquez



CAPÍTULO 1: Introducción

1.1. Antecedentes

El gobierno nacional a través de la compañía estatal CELEC invierte en proyectos de generación hidroeléctrica para cubrir la demanda de energía que requiere el país. Ecuador dispone de abundantes recursos hídricos que se pueden aprovechar para atender las necesidades energéticas del país. En este sentido el Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco pretende aportar 275 MW al sistema, generando aproximadamente 1290 GW-H/año de energía. El proyecto se localiza en la cuenca del río Jubones, formando parte de las provincias del Azuay, El Oro y Loja (Unidad de Negocio Enerjubones, 2012).

En convenio firmado entre la Universidad de Cuenca y CELEC EP Unidad de Negocios Enerjubones en el mes de Diciembre del año 2012 se procede a la construcción del modelo físico a escala reducida para el Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco a través del cual se pretende realizar el estudio de optimización de los diseños preestablecidos. El modelo permitirá analizar aspectos relacionados con los procesos de sedimentación, disipación de energía, comportamiento hidráulico de estructuras, flujos preferenciales y aspectos relacionados a los procesos de lavado en el embalse.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Identificar alternativas para diseño y manejo de los desagües de fondo del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco.

1.2.2. Objetivos Específicos

1. Identificar los procesos de sedimentación y barrido hidráulico en el proyecto.
2. Realizar la experimentación en un modelo físico de escala reducida.
3. Evaluar el desempeño hidráulico de las obras de desagüe de fondo.

1.3. Justificación

El estudio a través de un modelo físico permite entre varios aspectos resolver problemas que el cálculo hidráulico no alcanza a predecir por lo que se convierte en una herramienta importante en la investigación. Una clara ventaja que presenta el modelo es la posibilidad de visualizar los procesos en tres dimensiones lo que facilita identificar aspectos relativos al flujo y al comportamiento hidráulico de las obras. Además con la implementación del modelo físico se ha logrado obtener información relacionada a los procesos de lavado de sedimento y aspectos relacionados con la operación que han permitido identificar evaluar y validar alternativas sobre el diseño propuesto para las obras del proyecto.



CAPÍTULO 2: Marco Teórico

2.1. Consideraciones generales para estudios en modelos físicos

2.1.1. Modelación Hidráulica

La modelación es una herramienta muy importante empleada en la Ingeniería Hidráulica, a través de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir con certeza la conducta de una estructura. Por medio de la modelación se puede conocer el comportamiento del prototipo, con la simulación de situaciones reales en el modelo. Modelo y prototipo están relacionados íntimamente, ya que las observaciones y estudios realizados en el modelo dan la información para comprender la naturaleza del prototipo. El modelo representa el sistema semejante reducido o simplificado, al sistema real se denomina prototipo.

Modelo físico

Un modelo físico es una representación de una estructura hidráulica generalmente construido a escala reducida, al ser implementado y operado de forma adecuada permite reproducir el comportamiento del prototipo bajo condiciones controladas en laboratorio, estos se utilizan en las etapas de diseño para revisión, estudio y optimización de las estructuras.

Un aspecto importante en la investigación es que el modelo físico permite observar el comportamiento de la estructura en tres dimensiones, lo que ayuda a establecer criterios adicionales que pueden no haber sido tomados en cuenta durante el diseño convencional.

La modelación debe realizarse aplicando la teoría básica de la mecánica de fluidos junto con los criterios de similitud establecidos en base a los parámetros que se intentan reproducir.

Al momento de seleccionar la escala se requiere un conocimiento profundo de las circunstancias teóricas aplicables, y las vinculadas al lugar en el que se va a realizar la modelación, tales como: espacio disponible, abastecimiento de agua, precisión de los instrumentos existentes, materiales con los cuales se va a representar el modelo, tiempo, dinero y efectos de escala.

2.1.2. Similitud en modelos físicos

Para garantizar que el modelo represente adecuadamente el prototipo, es necesario que exista similitud geométrica, cinemática, dinámica y sedimentológica.



- **Similitud Geométrica**

La similitud geométrica se cumple cuando la relación entre dimensiones homólogas de modelo y prototipo sea igual. En la similitud geométrica el modelo y el prototipo son iguales en forma y únicamente difieren en el tamaño. Esta relación se puede expresar como:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m}$$

Ec. 1

Donde:

L_e : Escala de longitud

L_p : Longitud en prototipo

L_m : Longitud homóloga en el modelo

- **Similitud Cinemática**

La similitud cinemática implica que las relaciones de velocidades para puntos correspondientes en el modelo y en el prototipo sean iguales. Esta relación se representa con la escala de velocidad (V_e):

$$V_e = \frac{V_p}{V_m}$$

Ec. 2

Donde:

V_e : Escala de velocidad

V_p : Velocidad en prototipo

V_m : Velocidad en modelo

También se pueden obtener las escalas de tiempo hidráulico y aceleración:

$$T_e = \frac{T_p}{T_m}$$

Ec. 3

Donde:

T_e : Escala de tiempo

- **Similitud Dinámica**

La similitud dinámica entre dos sistemas, que tienen similitud geométrica y cinemática, requiere que la razón de todas las fuerzas homólogas en los dos sistemas sea la misma, escala de fuerzas (F_e).

Las fuerzas que actúan sobre una partícula de fluido pueden ser debido: a la gravedad F_g , a la presión F_p , a la viscosidad F_v , a la tensión superficial F_σ , a la inercia F_I .



Leyes de semejanza Dinámica

- **Ley de modelación según Froude**

Los modelos basados en la ley de Froude consideran la gravedad como la principal fuerza que interviene en el movimiento del fluido, esto es válido solo bajo ciertas condiciones en las que los efectos de viscosidad y de tensión superficial sean despreciables. En caso de no ser así se estarían introduciendo efectos de escala creando con esto una incertidumbre sobre la información obtenida a partir del modelo.

En el flujo de canales abiertos, la presencia de la superficie libre asegura el dominio de las fuerzas de gravedad; por ende, la ley de Froude es el principio fundamental sobre el que se construyen casi todos los modelos hidráulicos de canales abiertos (French, 1991). El cumplimiento de la condición de Froude obliga a que el número de Froude del escurrimiento sea idéntico en modelo y prototipo.

$$F_m = F_p$$
$$F = \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}$$

Ec. 4

Donde:

F : Número de Froude
subíndice m: Modelo
subíndice p: Prototipo

Dado que la aceleración de la gravedad es la misma para los dos sistemas, a partir de una escala de longitudes L_e preestablecida se obtiene la escala de velocidades V_e :

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\frac{L_p}{L_m}}$$
$$V_e = \sqrt{L_e}$$

Ec. 5

Luego se determinan las escalas de área y de caudal como:

$$A_e = L_e^2$$

$$Q_e = A_e * V_e = L_e^{5/2}$$

Ec. 6

Donde:

A_e : Escala de área
 L_e : Escala de longitud
 Q_e : Escala de caudal



- Similitud Sedimentológica

Zwamborn (1966, 1967, 1969) ha desarrollado un conjunto de criterios de similitud para modelos de fondo móvil, que se han comprobado mediante correlaciones modelo-prototipo, los criterios de similitud son (French, 1991):

1. El flujo en ríos naturales es siempre completamente turbulento. Para asegurar que el flujo en el modelo sea completamente turbulento, el número de Reynolds del modelo debe exceder de 600.
2. La similitud dinámica entre el modelo y el prototipo se logra cuando las razones modelo-prototipo de las fuerzas inerciales, gravitacionales y de fricción son iguales. La similitud se logra cuando:
 - a. El número de Froude en el modelo es igual al del prototipo.
 - b. Los criterios de fricción se satisfacen cuando se cumplen tres condiciones. Primero, el producto del coeficiente de rugosidad de grano y el inverso de la raíz cuadrada de la pendiente son iguales en el modelo y en el prototipo o

$$\frac{C'_m}{C'_p} = \frac{1}{\sqrt{\frac{S_m}{S_p}}}$$

Ec. 7

Donde:

C' : Coeficiente de rugosidad de grano

$$C' = 5.75\sqrt{g} \log\left(\frac{12R}{d_{90}}\right)$$

Ec. 8

d_{90} : Diámetro debajo del cual se encuentra el 90% de los diámetros más pequeños de las partículas

R : Radio hidráulico.

Segundo, la razón del cortante a la velocidad de asentamiento debe ser igual en el modelo y en el prototipo o

$$\left(\frac{V_*}{W_0}\right)_m = \left(\frac{V_*}{W_0}\right)_p$$

Ec. 9

Donde:

V_* : Velocidad de corte

W_0 : Velocidad de asentamiento.



Tercero el número de Reynolds, basado en el diámetro del sedimento en el modelo, debe ser aproximadamente un décimo del número del Reynolds del grano del prototipo o

$$\frac{(R_*)_m}{(R_*)_p} < 1/10$$

Donde

$R_* = ud/v$: Número de Reynolds del grano

u : Velocidad

v : Viscosidad cinemática

c. La distorsión de escalas geométricas no debe ser muy grande; i.e,

$$\frac{\frac{y_m}{y_p}}{\frac{L_m}{L_p}} < \frac{1}{4}$$

- El movimiento de sedimentos está estrechamente relacionado con el tipo de formación del fondo que, a su vez, está en función de $\frac{V_*}{W_0}$, R_* , y F . Para valores especificados de $\frac{V_*}{W_0}$ y F , se aseguran formaciones de fondo, y por ende la existencia de modelos similares del movimiento de fondo cuando el valor de R_* para el modelo está dentro de los valores determinados por $\frac{V_*}{W_0}$, y por el intervalo apropiado de F que define un tipo de formación del fondo.
- Dados los criterios de similitud definidos arriba, se puede derivar los siguientes factores de escala.

Gasto

$$Q_R = L_R Y_R^{1.5}$$

Tiempo hidráulico

$$T_R = \frac{L_R}{U_R}$$

Tiempo sedimentológico

$$(T_S)_R = \frac{L_R Y_R \Delta_R}{(q_S)_R}$$

Donde:

T_S : Escala de tiempo del sedimento

Δ : Densidad relativa del sedimento sumergido

q_S : Gasto de sedimento de fondo por unidad de ancho

subíndice R: Indica la razón entre la variable del modelo al prototipo

2.2. Procesos de sedimentación y de barrido hidráulico

2.2.1. Generalidades

El proceso de sedimentación en embalses es complejo ya que depende de muchos factores como: a) las fluctuaciones hidrológicas en el caudal de entrada de agua y de sedimento, b) la variación del tamaño de la partícula de sedimento, c) el ciclo de funcionamiento del embalse y d) el control físico, o el tamaño y forma del embalse (Bureau of Reclamation).

Cuando se construye una presa, se cierra el curso natural del río y se produce un estancamiento, con lo cual el sedimento transportado presenta el siguiente comportamiento (**Figura 1**): al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por el efecto de ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando en la cola del vaso una acumulación de sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del vaso como una corriente de densidad, para posteriormente depositarse en el fondo. Existen embalses en los que tal corriente no llega a formarse, y se produce en el vaso, o en gran parte del mismo, una turbidez generalizada que evolucionará, según la dinámica particular del almacenamiento. (Gracia Sánchez, 1990)

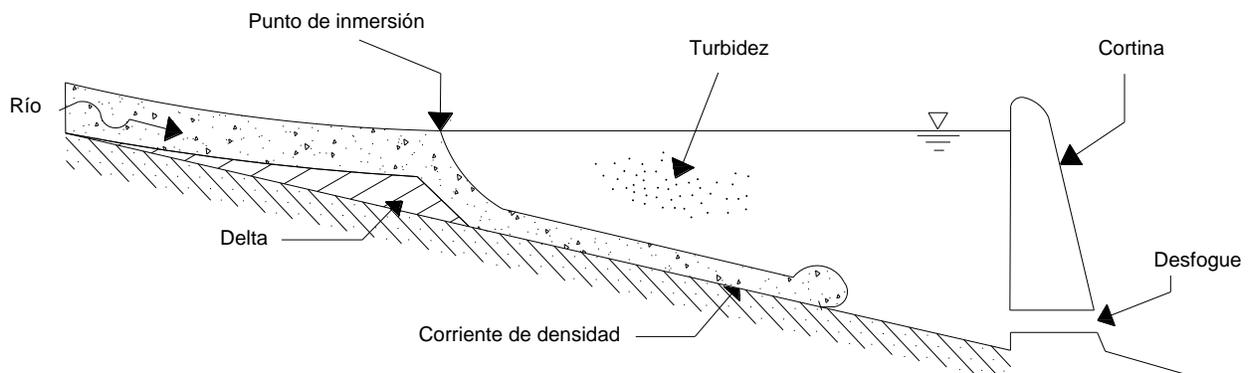


Figura 1. Esquema general del comportamiento del sedimento dentro de un embalse.

2.2.2. Propiedades del sedimento

Entre las propiedades físicas más importantes de los sedimentos están: la densidad, tamaño, gravedad específica. La densidad de una partícula de sedimento se define como el cociente entre la masa de la partícula y su volumen. La gravedad específica en cambio se define como la relación entre la densidad de la partícula y la densidad del agua. El tamaño de las partículas es la característica más importante y para formas irregulares no se puede definir fácilmente, sin embargo existen algunas definiciones para determinar el tamaño del sedimento, por ejemplo: diámetro de tamiz, diámetro de sedimentación, diámetro nominal. (Chanson H. , 2002)



2.2.3. Velocidad de sedimentación

Una relación simple para estimar la velocidad de sedimentación para partículas naturales de arena es la propuesta por Soulsby (1997) (García, 2008), la cual está expresada por:

$$W_0 = \frac{v}{D} \left[(10.36^2 + 1.049D_*^3)^{1/2} - 10.36 \right]$$

Ec. 10

Donde:

W_0 : Velocidad de sedimentación

$$D_* = \left[\frac{gR}{v^2} \right]^{1/3} D$$

Ec. 11

v : Viscosidad cinemática del agua

D : Diámetro medio de los granos

g : Aceleración debida a la gravedad

$R = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$: Peso específico sumergido de los granos

2.2.4. Formas de depósito de sedimento en un embalse

La mayoría de los sedimentos son transportados dentro de los embalses hacia las zonas de depósito mediante tres procesos (Morris & Fan, 2009):

- 1) Transporte de material grueso como carga de fondo a lo largo de la zona alta del delta.
- 2) Transporte de finos en corrientes de densidad.
- 3) Transporte de finos como corriente no estratificada.

- Zonas de depósito

Las zonas de depósito longitudinales en los embalses se pueden dividir en tres zonas principales (ver Figura 2):

- a) Zona alta.- corresponde al depósito en delta donde los sedimentos se depositan rápidamente.
- b) Zona media.- avanza en el embalse y se diferencia de la zona alta por un incremento en la pendiente y un decremento en el tamaño de la partícula.
- c) Zona baja.- formada por los sedimentos finos que se depositan más allá del delta mediante corrientes de densidad o flujo no estratificado

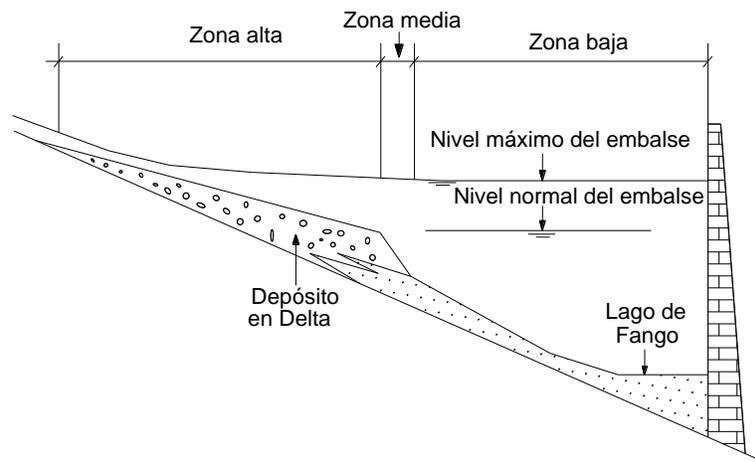


Figura 2. Zonas de depósito en un embalse.

- Geometría de depósito longitudinal

La geometría de depósito longitudinal puede variar mucho de un embalse a otro debido a la geometría del vaso, el gasto y tamaño de la partícula, las características de carga de entrada y la operación del embalse. Los depósitos pueden presentar cuatro esquemas básicos (ver Figura 3) dependiendo de las características de la entrada de sedimento y operación del embalse (Morris & Fan, 2009) :

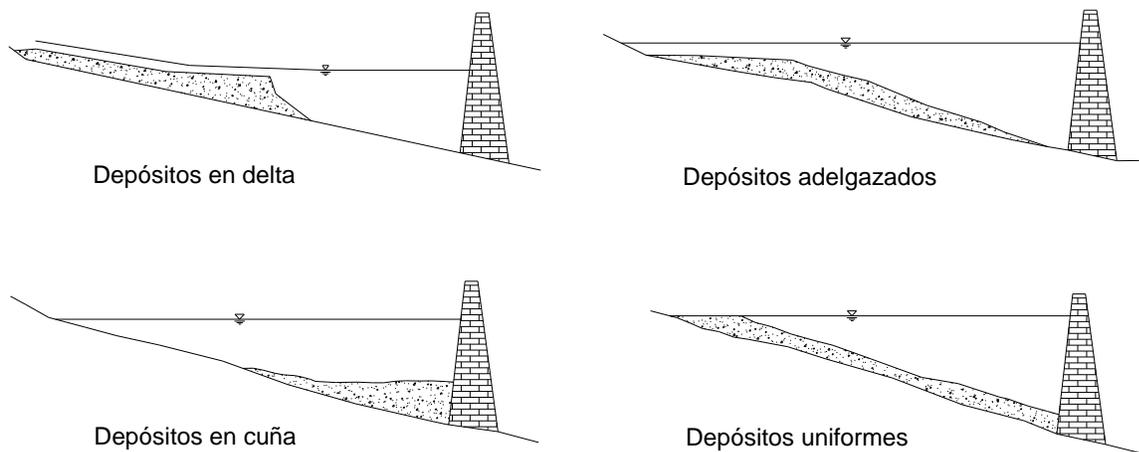


Figura 3. Esquemas longitudinales del depósito de sedimentos en embalses.

1) Depósito en delta

Contiene la fracción más gruesa de la carga de sedimento, que se deposita rápidamente en la zona de entrada.

2) Depósitos en cuña

Estos depósitos son más gruesos en la presa y se vuelven más delgados hacia aguas arriba.



3) Depósitos adelgazados

Ocurren cuando los depósitos se hacen cada vez más delgados conforme se acerca hacia la presa.

4) Depósitos uniformes

Los depósitos uniformes son poco comunes, pero ocurren. Embalses estrechos con la fluctuación frecuente del nivel de agua y una pequeña carga de sedimentos finos pueden producir profundidades de depósito casi uniformes.

- **Esquemas de depósito lateral**

La sedimentación se inicia en la parte más profunda de cada sección transversal, formando depósitos que tienen una superficie casi horizontal, independientemente de la forma de la sección transversal original.

Hay tres tipos de procesos que contribuyen a la concentración de los sedimentos en la parte más profunda de la sección transversal, estos son: Corrientes de densidad, el perfil vertical de concentraciones logarítmicas y la distribución propia de los sedimentos en la sección transversal. (Morris & Fan, 2009)

2.2.5. Transporte de sedimentos

El material transportado en los ríos y corrientes naturales conocido como carga de sedimentos comprende i) la carga de lecho que se caracteriza por granos que ruedan, saltan o se deslizan a lo largo del lecho, ii) la carga en suspensión referida al material de fondo que se mantiene en suspensión debido a la turbulencia del flujo, y iii) la carga de lavado que comprende las partículas finas suspendidas que no se encuentran representadas en el material del fondo del cauce.

- **Transporte de carga de lecho**

Para el estudio del transporte de carga de lecho un término muy importante es *umbral de movimiento de sedimentos*, el cual describe las condiciones de flujo y las condiciones de frontera para las cuales el transporte de sedimento empieza a ocurrir.

Los parámetros importantes para el análisis del umbral de transporte de sedimentos son (Chanson H. , 2002):

- El esfuerzo cortante del lecho (τ_0)
- La densidad del sedimento (ρ_s)
- La densidad del fluido (ρ)
- El diámetro del sedimento (d_s)
- La aceleración de la gravedad (g)
- La viscosidad del fluido (μ)



La acción del agua sobre el fondo se puede representar por la velocidad de corte (V_*) la misma que se puede definir a través del esfuerzo cortante del lecho

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

Ec. 12

Para un canal rectangular ancho, se tiene:

$$V_* = \sqrt{gdS}$$

Ec. 13

$$\tau_0 = \rho gdS$$

Ec. 14

Donde:

- d : Profundidad de flujo
- S : Pendiente del lecho
- ρ : Densidad del fluido
- g : Aceleración de la gravedad

El movimiento de la carga de lecho ocurre para

$$\tau_* > (\tau_*)_c$$

Ec. 15

Donde:

- τ_* : Parámetro de estabilidad o parámetro de Shields
- $(\tau_*)_c$: Parámetro crítico de Shields

El parámetro de Shields es una relación entre las fuerzas de arrastre de la partícula y las fuerzas de estabilización o peso (en este caso el peso sumergido) que mantienen a la partícula sólida en su sitio. Se expresa por la siguiente relación:

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho(s-1)gd_s}$$

Ec. 16

Donde:

- τ_0 : Esfuerzo cortante del lecho
- ρ : Densidad del fluido
- s : Densidad relativa de una partícula de sedimento
- d_s : Diámetro de la partícula

El parámetro crítico de Shields es una función del número de Reynolds de corte $V_* d_s / \nu$ y del parámetro de Shields, y se obtiene del diagrama de Shields Figura 4.

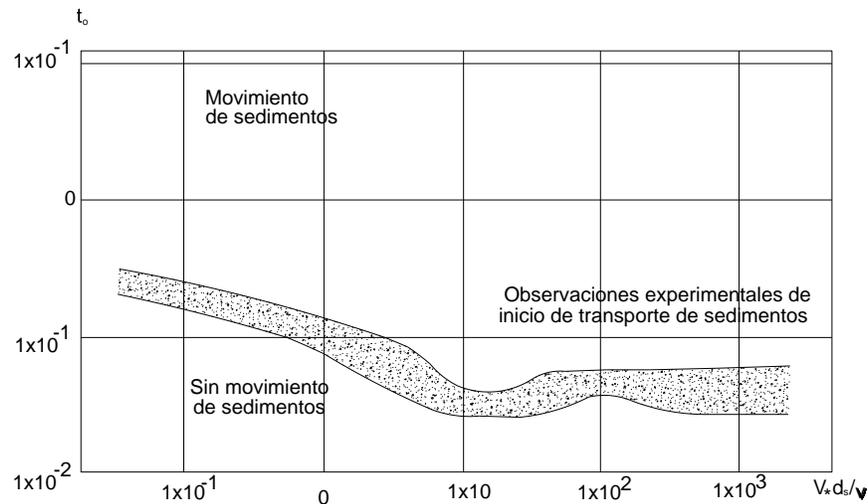


Figura 4. Diagrama de Shields.

2.2.6. Control de la sedimentación

Para evitar la sedimentación en un embalse existen diferentes alternativas, sin embargo en este estudio experimental se analiza la remoción del sedimento mediante el proceso de lavado.

Este procedimiento ha mostrado ser eficiente bajo ciertas condiciones tales como que el vaso de la presa no debe ser demasiado grande, debe existir una toma profunda de gran capacidad, además debe ser posible “desperdiciar” una cantidad importante de agua para efectuar el lavado. (Gracia Sánchez, 1990).

2.2.7. Barrido hidráulico

- Descripción general del lavado de sedimentos

El lavado es una técnica que, mediante el uso de una combinación adecuada del vaciado (disminución del nivel de agua) y el aumento del flujo en el embalse, permite descargar sedimentos depositados en el vaso de la presa. Este proceso se lleva a cabo en un período relativamente corto por lo general de unos pocos días o semanas, normalmente el intervalo entre dos operaciones de lavado suele ser un año aunque este depende de varios factores como la tasa de sedimento retenido en el embalse y de las condiciones de operación del mismo.

En los embalses amplios el canal de lavado erosionará sólo un canal estrecho a través de los depósitos, para producir un canal y geometría tipo llanura de inundación (ver Figura 5). Mientras que el sedimento depositado en el canal cada año puede ser erosionado durante el período de lavado posterior, el sedimento depositado en la

llanura de inundación durante períodos de embalsamiento se acumula continuamente. Los canales de lavado auxiliares pueden utilizarse además del canal principal de lavado para eliminar una parte del sedimento de la llanura de inundación. Generalmente, una gran descarga de lavado a través de desagües de fondo es necesaria para preservar la capacidad de almacenamiento a largo plazo. (Morris & Fan, 2009)

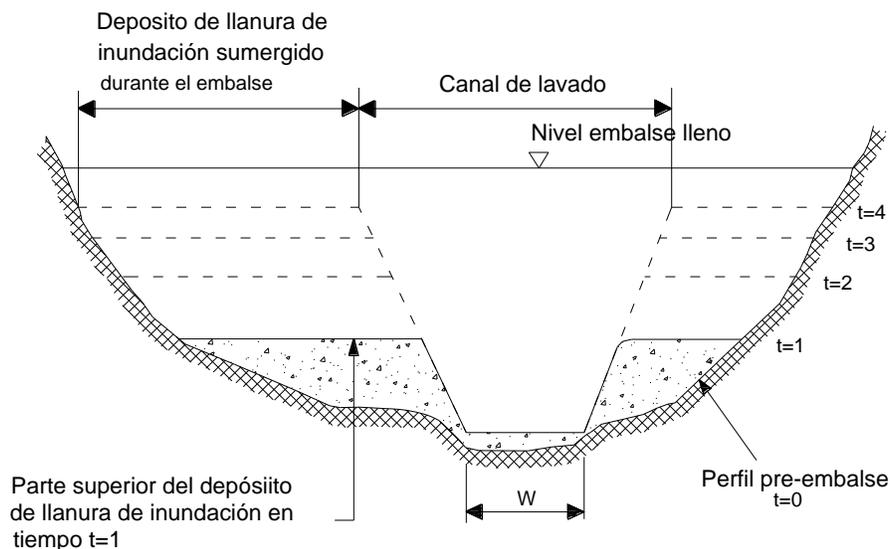


Figura 5. Esquema de una sección transversal de un embalse.

- **Clasificación de las técnicas de lavado de sedimentos**

Fan (1985) ha clasificado el lavado en dos categorías generales: (1) lavado con vaciado o a flujo libre, que consiste en el vaciado del embalse hasta el nivel de salida del lavado con flujo en el río a través del embalse y (2) lavado a presión, necesita menos vaciado, pero también es menos efectiva. El segundo método comúnmente no se usa.

El lavado con vaciado también puede clasificarse de acuerdo a si se presenta durante la temporada de crecidas o la temporada que no ocurren crecidas. Aunque las dos estrategias han sido empleadas con éxito, el lavado en temporada de crecidas es generalmente más efectivo porque proporciona descargas más grandes con más energía erosiva. (Morris & Fan, 2009)

- **Aplicaciones**

El lavado se puede utilizar para reducir o detener la acumulación de sedimentos y recuperar la capacidad del embalse y se ha aplicado con éxito en numerosas centrales hidroeléctricas y embalses de riego en los cuales el periodo de vaciado va desde días hasta meses. El tamaño de sedimentos removidos por lavado va desde arcilla hasta grava. (Morris & Fan, 2009)



- **Limitaciones**

Existen dos limitaciones principales que se deben tomar en cuenta para el lavado. En primer lugar, es necesario vaciar el embalse lo que limita el lavado para embalses hidrológicamente pequeños sin almacenamiento de arrastre, que se pueden retirar del servicio durante el período de lavado. En segundo lugar, el lavado hace que el sedimento salga del embalse en una concentración mucho más alta que la que se produce en el sistema fluvial natural.

- **Características de lavado**

Geometría del canal de lavado para sedimento fino

El lavado socava un solo canal principal a través de lechos de sedimento fino, mientras que los depósitos de llanura de inundación en cualquiera de los lados del canal no son afectados por la erosión. Durante el embalsamiento, tanto el canal y la llanura de inundación están sumergidos, y la continua sedimentación causa depósitos de llanura de inundación para aumentar en altura, mientras que el canal principal se mantiene por repetidos lavados como se muestra en la **Figura 5**. La anchura W del fondo del canal de lavado se determina por las condiciones hidráulicas, y la pendiente de la pared del canal está determinada por el ángulo de reposo de los depósitos. En las zonas de depósitos de sedimento fino, el canal principal por lo general sigue el curso original del río antes del embalsamiento (Morris & Fan, 2009).

Acumulación de depósitos de sedimento grueso durante el lavado

Los períodos de lavado no coinciden necesariamente con las grandes crecidas. La acumulación de sedimentos gruesos en forma de depósitos en delta puede convertirse en un problema grave, mientras que la acumulación de sedimentos finos es controlada con éxito mediante lavado.

La zona de acumulación de sedimentos gruesos dentro de un embalse que es lavado, depende del caudal utilizado durante el proceso. La zona de depósito de material del lecho también puede ser influenciada por el depósito en delta anterior que eleva el nivel de la corriente, reduciendo la pendiente de la corriente y causando el depósito aguas arriba del delta independientemente del nivel de agua durante un evento de crecida (Morris & Fan, 2009).

Canal de Formación y mantenimiento

Cuando se inicia el lavado en un embalse que se ha ido acumulando sedimentos por un número de años, se pueden identificar dos fases de lavado. Durante la primera fase, o canal de formación, los depósitos existentes se erosionan para crear el canal principal de lavado, además de los canales de lavado laterales o longitudinales



auxiliares. Durante esta fase se puede recuperar una parte de la capacidad de embalse. Durante la segunda fase o canal de mantenimiento, los canales de lavado ya han alcanzado su tamaño de equilibrio y sólo el sedimento depositado recientemente es lavado fuera de los canales. El lavado de mantenimiento debe continuar indefinidamente para mantener los beneficios de control de sedimentos.

Durante los períodos de embalsamiento gran parte de los sedimentos finos que entran en un embalse tienden a depositarse en la parte más baja de cada sección transversal, especialmente cuando existen corrientes de turbiedad. Hay cuatro mecanismos por los cuales el lavado reduce la acumulación de sedimento (Morris & Fan, 2009):

- 1) Elimina material previamente depositado.
- 2) El sedimento que entra en el embalse durante el período de lavado se dirige a lo largo del canal y pasa a través del desagüe de fondo.
- 3) Durante el embalsamiento el depósito de sedimentos se centra en el canal, del cual puede ser socavado durante el próximo evento de lavado.
- 4) La geometría del canal de lavado facilita la circulación de las corrientes de turbiedad hacia la presa donde pueden salir.

Procedimientos de lavado

Cada evento de lavado tiene tres etapas distintas: vaciado, erosión y recarga. Generalmente puede dividirse en dos partes la reducción del nivel de agua para iniciar el lavado, y la etapa de vaciado (Morris & Fan, 2009).

El **vaciado** preliminar lleva al embalse hasta el nivel mínimo operacional mediante la entrega de agua a los usuarios o turbinas hidroeléctricas y típicamente se produce durante un período de días o semanas. El vaciado final implica el vaciado rápido del embalse por debajo del nivel mínimo operacional utilizando los desagües de fondo y generalmente ocurre durante un corto período de tiempo, del orden de unas pocas horas en embalses pequeños.

Durante el vaciado, los sedimentos que se encuentran en el extremo aguas arriba del embalse pueden ser movilizados y transportados aguas abajo donde se vuelven a depositar en la parte baja del vaso, se puede formar una corriente de turbiedad por el sedimento erosionado. Las partículas individuales de sedimento pueden experimentar múltiples episodios de erosión y depósito durante el período de vaciado.

La etapa de la **erosión** se produce cuando el flujo del río se establece a lo largo de toda la longitud del embalse, produciendo altas velocidades de flujo que socavan sedimento fino del canal y transportan el sedimento erosionado a través de la presa.

La etapa de **recarga** comienza con el cierre del desagüe de fondo, y el incremento del remanso hace que el sedimento se deposite dentro del embalse. El agua con una baja



concentración de sedimento puede ser eliminada durante este período para ayudar a socavar sedimentos depositados fuera del canal del río abajo de la presa.

- **Eficiencia de lavado**

El término eficiencia de lavado (Fe) se define como la relación de volumen de sedimento lavado al volumen de agua usada durante el lavado a través de cualquier intervalo de tiempo especificado (Morris & Fan, 2009), y se representa con la siguiente expresión:

$$Fe = \frac{V_s}{Q_f * t}$$

Ec. 17

Donde:

V_s : Volumen de sedimento lavado (m^3)

Q_f : Caudal utilizado para el lavado (m^3/s)

t : Tiempo especificado para el lavado (s)

Una alta eficiencia de lavado no es necesariamente sinónimo de manejo deseable o efectivo de los sedimentos. Por ejemplo, la eficiencia de lavado para la eliminación de material grueso será necesariamente inferior que para los finos, y si un sitio es operado para maximizar la eficiencia de lavado se puede acumular continuamente sedimentos gruesos. Una eficiencia alta de lavado también puede generar concentraciones de sedimentos aguas abajo que son excesivos (Morris & Fan, 2009).

CAPÍTULO 3: Materiales y Métodos

3.1. Descripción general del proyecto Hidroeléctrico Minas San Francisco

El Proyecto Hidroeléctricos Minas – San Francisco está ubicado al sur del Ecuador, forma parte de las provincias del Azuay y El Oro.

A lo largo del trazado de las obras propuestas, el Proyecto atraviesa las parroquias de Pucará y San Rafael de Sharug, del Cantón Pucará (Prov. del Azuay), y en el sitio de Presa la parroquia Abañín del Cantón Zaruma (Prov. de El Oro). El proyecto se localiza en la cuenca Media y Media-Baja del río Jubones y siguen una trayectoria paralela al mismo. Geográficamente, el proyecto se enmarca entre las coordenadas 9°30.956 mN a 9°35.437 mN y 668.870 mW a 643.594 mW. Ver **Figura 6**.



Figura 6. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco.
(Unidad de Negocio Enerjubones, 2012)

El Proyecto Hidroeléctricos Minas – San Francisco está conformado por:

Un cierre en el río Jubones con una **Presa de tipo Gravedad** prevista en hormigón rodillado, en el sitio denominado San Francisco, de 54 m de altura medida desde la



cota actual del fondo río. El eje de la estructura se ubica aguas abajo de la confluencia del río San Francisco con el río Jubones.

La estructura principal de la presa tiene un cimacio de perfil tipo Creager, con desarrollo parabólico, para el vertido de los caudales de excedencias. La disipación de energía al pie está conformada por una estructura de salto en esquí y un cuenco preexcavado en el curso natural del río Jubones.

Para evacuar los sedimentos atrapados en el reservorio, se dispone de dos desagües de fondo, de: 4,00 m x 4,90 m, (B x H), cuyos cimacios se ubican en la elevación 765,30 m.s.n.m., que tienen la capacidad de vaciar el embalse en 11,90 horas (0,50 días), en caso de tener un aporte de 80,45 m³/s, que es el caudal medio mensual del mes de marzo que es el tiempo, donde se realizarían las limpiezas del embalse.

Obra de toma ubicada en la margen derecha del río Jubones. Está conformada por 1 rejilla cuya sección total es 11,48 X 7,20 m dispuesta de forma inclinada y se conecta directamente a la entrada de la cámara de compuerta y al túnel de carga de 4,50 m de diámetro.

Túnel de Conducción o de baja presión, se desarrolla a lo largo de la margen derecha del río Jubones con 13,9 km de longitud y se diseña para un caudal de 65,0 m³/s.

3.2. Descripción del modelo físico de escala reducida

El modelo físico para el Proyecto Hidroeléctrico Minas – San Francisco está ubicado en la Quinta de Balzay de la Universidad de Cuenca. El área aproximada de construcción es 795 m². El modelo físico es de escala reducida (1:60) no distorsionada de lecho móvil y construido a cielo abierto.

El modelo físico del Proyecto Hidroeléctrico Minas – San Francisco está compuesto por cuatro zonas:

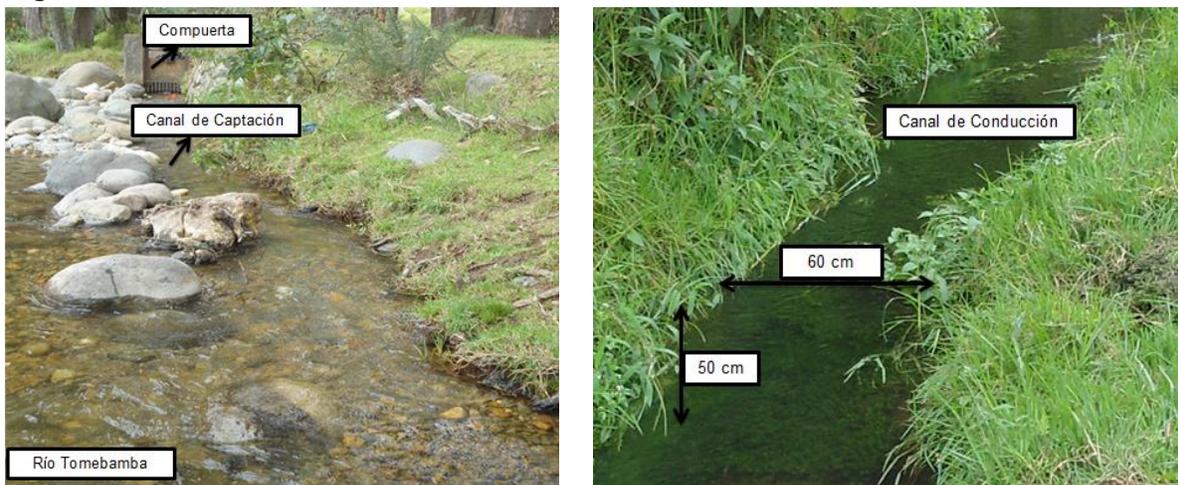
- 1) Zona de Captación
- 2) Zona de Ingreso
- 3) Modelo
- 4) Zona de Salida

1) Zona de Captación

El caudal necesario para alimentar al modelo físico son 58.2 l/s que en prototipo corresponde a un caudal de 1624 m³/s para un periodo de retorno de 10000 años, para cumplir con esta demanda se implementó una obra de derivación en el río Tomebamba que consta de i) un canal rectangular de material granular en la margen derecha del río de 70 cm de ancho, 30 cm de profundidad y una longitud aproximada de 12 m, y ii) una compuerta vertical la cual permite regular el ingreso de caudales de hasta 100l/s hacia un canal no revestido de sección rectangular de 60 cm de ancho y 50 cm de

profundidad que conduce el caudal a través de una longitud de 200 m hasta el modelo.

Fotografía 1.



Fotografía 1. Captación desde el río Tomebamba

2) Zona de Ingreso

La zona de ingreso permite el abastecimiento del caudal necesario para la realización de ensayos en el modelo físico. La zona de ingreso está conformada por:

- Sistema de tuberías
- Tanque de Almacenamiento

El ingreso de agua desde el canal no revestido al tanque de almacenamiento se realiza a través de tres tuberías de PVC-PRESIÓN de 160 mm de diámetro y 6 m de longitud. Se implementó una compuerta en el canal de conducción que permite mantener una carga de aproximadamente 20 cm por sobre las tuberías **Fotografía 2.**

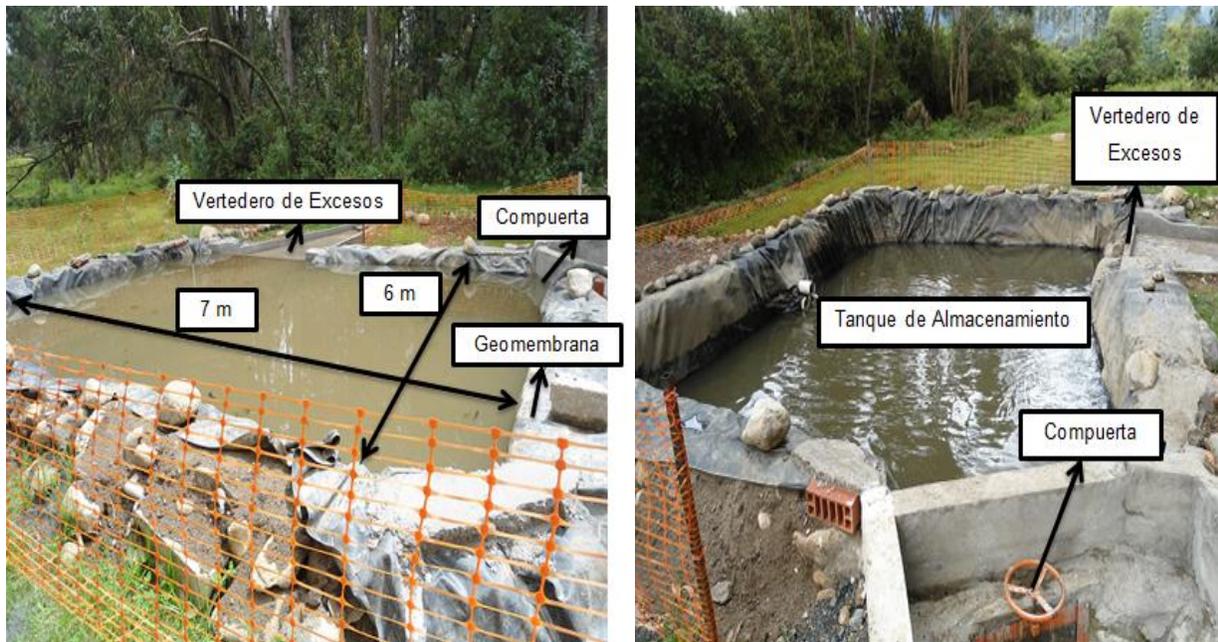


Fotografía 2. Ingreso de caudal al Tanque de Almacenamiento

El tanque de almacenamiento del modelo es pre-excavado cuyas dimensiones son 7mx6m y una profundidad de 0.9 m, tiene una capacidad de 30 m³, el mismo que está recubierto con geomembrana de 1mm de espesor. **Fotografía 3**

El tanque de almacenamiento tiene además dos estructuras:

- Un vertedero lateral de pared gruesa de 7 cm de espesor, 2.50 m de ancho con la cresta ubicada a 0.9 m desde el fondo del tanque de almacenamiento; cuya función será evacuar el caudal de excesos y mantener una carga constante en el tanque de almacenamiento para la realización de ensayos.
- Una compuerta plana de pared vertical que conecta con el modelo y permite la regulación de los caudales.



Fotografía 3. Tanque de Almacenamiento, caudal de ingreso al río Jubones

Aguas abajo de la compuerta de ingreso existe una zona de aquietamiento conformada por ladrillos panelados y mallas uniformizadoras que permiten mantener un flujo uniforme y libre de perturbaciones al momento de realizar las mediciones de las cargas sobre las estructuras de control de caudales de ingreso al tramo del río Jubones. Seguido de la zona de aquietamiento se dispone de dos vertederos triangulares en paralelo, que permiten medir caudales de hasta 58.2 l/s (1624 m³/s en prototipo). A continuación de los vertederos se implementó una segunda zona de aquietamiento cuya finalidad es permitir una distribución uniforme del flujo de entrada al modelo. **Fotografía 4**



Fotografía 4. Estructuras de control de caudales y zonas de aquietamiento. Ingreso al tramo del río Jubones

Para el ingreso de caudal al río San Francisco existe un pequeño embalse implementado en el canal de conducción derivado del río, el caudal ingresa al modelo a través de tubería PVC de 110 mm de diámetro y una válvula de media vuelta. A continuación de esta válvula se encuentra implementado un vertedero triangular para la medición de caudal de ingreso y seguido a este la zona de aquietamiento constituida por una malla uniformizadora que consigue la distribución uniforme del flujo de entrada al modelo. **Fotografía 5**



Fotografía 5. Zona de Ingreso al río San Francisco

3) Modelo

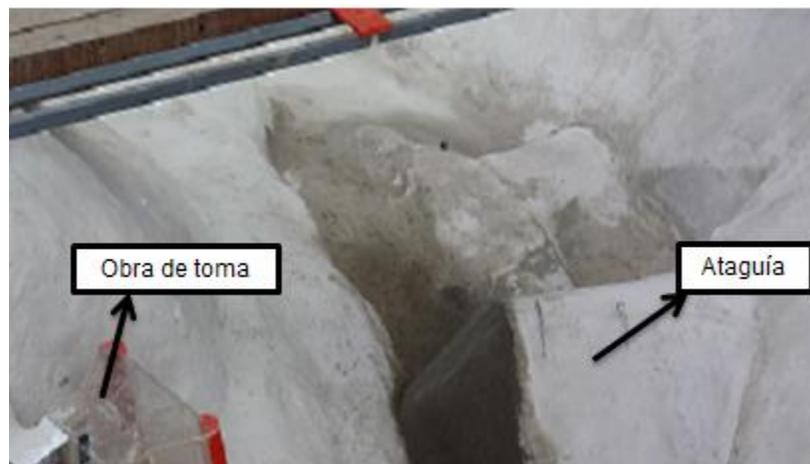
La zona del modelo está constituida por las siguientes estructuras:

- Embalse
- Presa
- Cuenco Amortiguador

La morfología del modelo fue excavada directamente en el terreno natural en base a la información topográfica entregada por parte de CELEC, posteriormente tanto los taludes como el fondo del cauce fueron cubiertos con una capa de hormigón e impermeabilizados con pintura especial para piscinas. El tramo modelado del río Jubones se extiende 16.67 m (1000 m en prototipo) aguas arriba y 20 m (1200 m en prototipo) aguas abajo de la zona de represamiento.

El modelo está constituido en su inicio por el embalse, la presa con sus estructuras de descarga, aguas abajo el Cuenco Amortiguador y termina en un tramo del río Jubones.

El embalse contiene a la Ataguía y la Obra de Toma. La Ataguía se ubica a 1.75 m (105 m en prototipo) aguas arriba de la presa y alcanza una altura de 31.6 cm desde el lecho del río (19 m msnm en prototipo). **Fotografía 6**



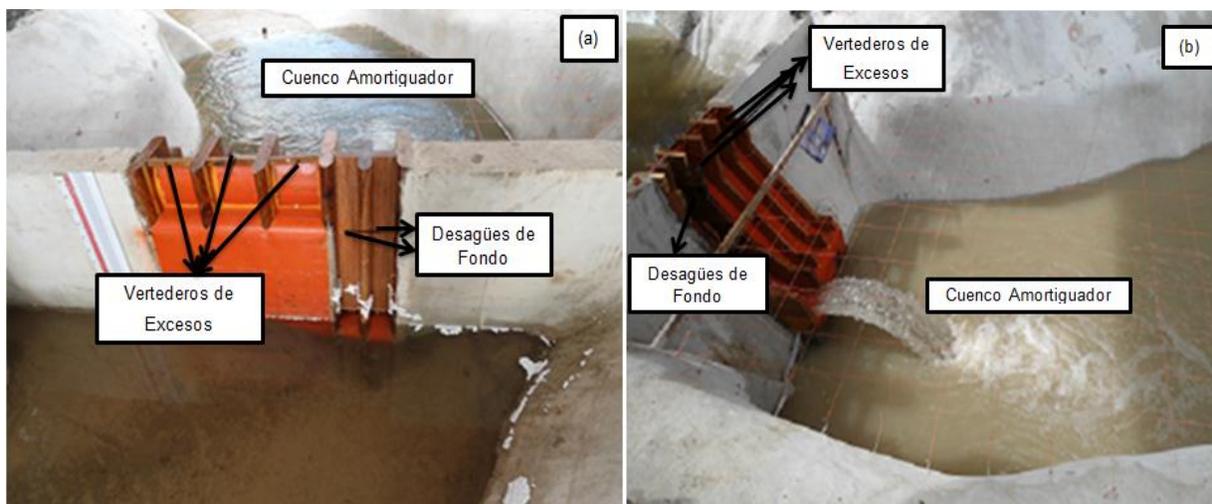
Fotografía 6. Embalse

La Obra de Toma está situada en la margen derecha a 1.27 m (76.23 m en prototipo) desde el eje de la presa, la parte superior de la Obra de Toma está en la cota 795 msnm (en prototipo). Esta obra está diseñada para un caudal de 2.33 l/s (65 m³/s en prototipo), el cual se controla por medio de una válvula de media vuelta. La descarga se realiza en un canal paralelo al modelo y se conduce a través de este hacia el canal de restitución al río Tomebamba. **Fotografía 7**



Fotografía 7. (a) Bocatoma. (b) Salida de la obra de toma

La presa está constituida por las estructuras de descarga, vertederos de excesos y desagües de fondo. Para la construcción de estas estructuras se emplearon: placas metálicas de 2 mm de espesor, madera y para las secciones laterales de la obra se utilizó hormigón. **Fotografía 8**



Fotografía 8. Vertederos de excesos, desagüe de fondo y cuenco amortiguador.
(a) Vista posterior. (b) Vista lateral.

El cuenco amortiguador está ubicado al pie de la presa, recibe los chorros provenientes de las estructuras de descarga, la cota del cuenco amortiguador es 716.5 msnm. **Fotografía 8**

4) Zona de Salida

En la salida del modelo existe una compuerta para regular los calados necesarios, consta también de un vertedero rectangular de pared delgada de 70 cm de ancho para verificar la continuidad de caudales. **Fotografía 9**



Fotografía 9. Zona de salida

3.3. Instrumentación para los Ensayos

➤ Limnímetros

Se utilizan para medir el calado de agua con precisión de 0.1 mm, 3 de estos instrumentos se encuentran distribuidos en los canales de ingreso y salida del modelo, además de otros dos ubicados aguas arriba de la presa que registran los niveles en el embalse. **Fotografía 10**



Fotografía 10. Limnómetro instalado en el ingreso al tramo del río Jubones

➤ Vertedero triangular de pared delgada

Sirve para establecer el caudal necesario en cada ensayo, estos se encuentran calibrados y disponen de una curva de descarga que fue obtenida a través de aforos volumétricos en función de las lecturas limnimétricas de la carga aguas arriba. **Fotografía 11**



Fotografía 11. Vertedero Triangular para el control de caudales de ingreso al (a) río Jubones (b) río San Francisco

➤ **Cintas métricas y reglas**

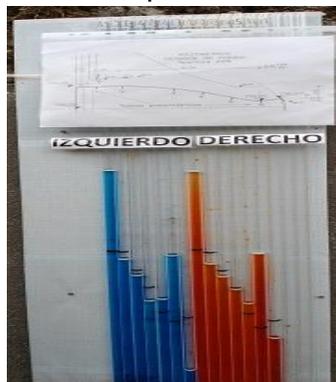
Sirven para medir calados en el embalse, alturas y anchos en el modelo. La precisión de medida es de 1 mm.

➤ **Trazadores**

Se utilizan para observar de manera más precisa la dirección de movimiento del flujo, en este caso se utilizó violeta de genciana.

➤ **Piezómetros**

Se utilizan para medir las presiones en el perfil de los desagües de fondo. **Fotografía 12**



Fotografía 12. Piezómetros

➤ **Equipo de nivelación**

Sirve para realizar los levantamientos topográficos al finalizar cada uno de los ensayos de lavado.

3.4. Diseño de la experimentación en modelo físico

El objetivo principal de esta investigación experimental es el estudio en modelo físico de escala reducida para los procesos de barrido hidráulico del proyecto de generación hidroeléctrica Minas - San Francisco, para lo cual es necesario contemplar los siguientes puntos:

- Calibración de las estructuras de control de caudales
- Escalamiento del sedimento
- Calibración de los desagües de fondo
- Ensayos de lavado
- Ensayos para conocer las Presiones en los perfiles de los desagües de fondo

3.4.1. Calibración de las estructuras de control de caudales

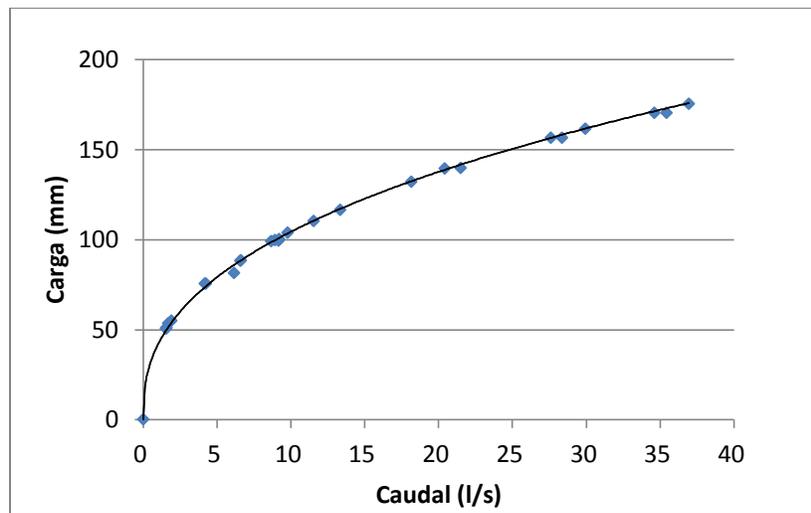
Un modelo no tiene ningún valor si no se puede usar para predecir el comportamiento del prototipo. Por lo tanto después de construido un modelo hidráulico, debe calibrarse y verificarse, se debe hacer una determinación que indique si los eventos del prototipo se reproducen precisamente en el modelo. Es necesario hacer ajuste hasta que se llegue a una concordancia adecuada entre el modelo y el prototipo. (French, 1991)

o Calibración de los Vertederos de ingreso al río Jubones

La estructura de ingreso al río Jubones consta de dos vertederos en paralelo cuyo ángulo central es 90° , que permiten controlar el caudal que ingresa desde el tanque de almacenamiento hacia el río Jubones. Se realizó aforos volumétricos de cada uno de los vertederos para una misma carga (H), con rangos de caudales entre 0.8 a 37 l/s. La manera como se realizó el aforo volumétrico se puede observar en la **Fotografía 13**. Luego de calibrar cada vertedero se obtuvo una curva de descarga para ambos vertederos, a partir de la cual se obtiene el caudal de ingreso al río Jubones, la cual se muestra en la **Gráfica 1**.



Fotografía 13. Aforo volumétrico de los vertederos de Ingreso al tramo del río Jubones



Gráfica 1. Curva de descarga de los vertedros de ingreso al río Jubones

La curva de descarga está representada por la siguiente ecuación:

$$Q = 8.766E - 5 * H^{2.505}$$

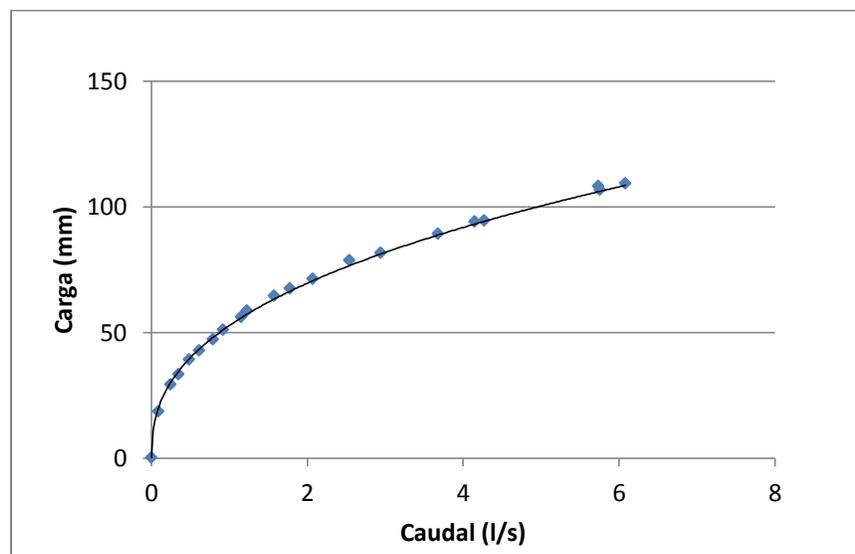
Donde:

Q : Caudal medido (lt/s)

H : Carga sobre el vertedero (mm)

○ **Vertedero de ingreso al río San Francisco**

Este se calibró para un rango de caudales de 0.085 a 5.75 l/s, su ángulo central es 90°, la curva de descarga adoptada para la operación se observa en la **Gráfica 2**.



Gráfica 2. Curva de descarga de los vertedros de ingreso al río San Francisco



La curva de descarga se representa por la ecuación:

$$Q = 4.849E - 5 * H^{2.504}$$

Donde:

Q : Caudal medido (lt/s)

H : Carga sobre el vertedero (mm)

3.4.2. Escalamiento del sedimento

Conocer el material que conforma el cauce del río es muy importante, por lo cual es necesario realizar el escalamiento del sedimento que se requiere para los ensayos de lavado en el modelo. Para poder determinar el sedimento a emplearse en el modelo es necesario saber que material existe en la zona donde se construye el prototipo, la curva granulométrica de este material se muestra en la **Gráfica 3**.

Basándonos en la teoría expuesta en la sección 2.1.2, que trata sobre similitud sedimentológica, para realizar el escalamiento del material del lecho, se cumple la siguiente relación:

$$\left(\frac{V_*}{W_0}\right)_m = \left(\frac{V_*}{W_0}\right)_p$$

Ec. 18

$$\frac{W_{0m}}{W_{0p}} = \frac{V_{*m}}{V_{*p}}$$

Ec. 19

Donde:

W_{0m} : Velocidad de sedimentación en modelo

W_{0p} : Velocidad de sedimentación en prototipo

V_{*m} : Velocidad de corte en modelo

V_{*p} : Velocidad de corte en prototipo

$$V_{*m} = \sqrt{g_m d_m S_m}$$

Ec. 20

$$V_{*p} = \sqrt{g_p d_p S_p}$$

Ec. 21

Por lo tanto

$$\frac{W_{0m}}{W_{0p}} = \sqrt{\frac{g_m d_m S_m}{g_p d_p S_p}}$$

Ec. 22



Donde:

S_m y S_p : Pendiente del lecho en modelo y en prototipo, respectivamente

g_m y g_p : Aceleración debida a la gravedad en modelo y en prototipo, respectivamente

d_m y d_p : Profundidad de flujo en modelo y en prototipo, respectivamente

Considerando que la aceleración debida a la gravedad y la pendiente del lecho son iguales en modelo y prototipo, y que $\frac{d_m}{d_p} = L_e$; la **Ec. 22** se simplifica a:

$$\frac{W_{0m}}{W_{0p}} = \sqrt{\frac{1}{L_e}}$$

Ec. 23

En este caso la escala de longitud L_e es 60, entonces:

$$\frac{W_{0m}}{W_{0p}} = \sqrt{\frac{1}{60}}$$

Ec. 24

Determinada la relación entre la velocidad de sedimentación del modelo y del prototipo, y utilizando la velocidad de sedimentación propuesta por Soulsby (1997) (**Ec. 10**) se obtiene la velocidad de sedimentación en el modelo y con la cual se puede conocer el diámetro del sedimento para el modelo. Para emplear la ecuación de la velocidad de sedimentación propuesta por Soulsby (1997) (**Ec. 10**) se utiliza los siguientes valores:

ν : Viscosidad cinemática del agua (0.00000106 m²/s)

g : Aceleración debida a la gravedad (9.81 m²/s)

$R = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$: Peso específico sumergido de los granos (1.637)

La **Tabla 1** muestra los resultados obtenidos del escalamiento del sedimento y el material en prototipo. En la **Gráfica 3** se observa la curva granulométrica del material en modelo.



% Pasa	D_p (mm)	D^*_p	W_{0p}	W_{0m}	D_m (mm)
97,61	50,8	1232,82	0,92	0,12	1,00
84,96	38,1	924,61	0,80	0,10	0,80
66,42	25,4	616,41	0,65	0,08	0,60
54,61	19	461,09	0,57	0,07	0,50
39,33	12,7	308,2	0,46	0,06	0,40
32,12	9,51	230,79	0,40	0,05	0,35
19,75	4,75	115,27	0,28	0,04	0,26
16,3	2,36	57,27	0,19	0,03	0,20
13,52	1,18	28,64	0,13	0,02	0,16
8,87	0,6	14,56	0,08	0,01	0,12
3,72	0,3	7,28	0,04	0,01	0,09
0,76	0,159	3,86	0,02	0,00	0,05

Tabla 1. Resultados del material escalado

Donde:

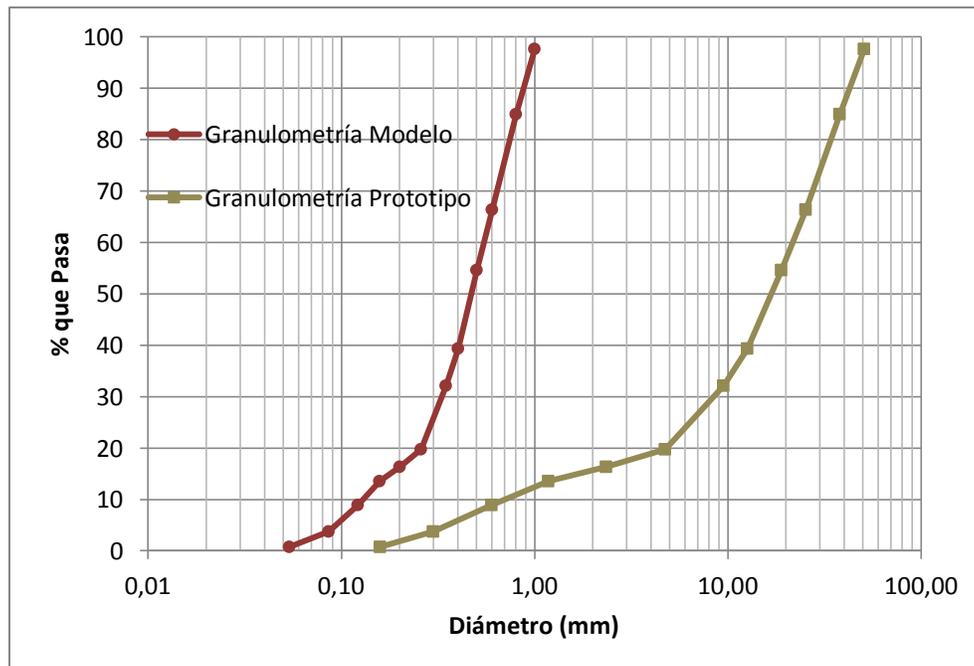
D_p : Diámetro del sedimento en prototipo

D^*_p : Parámetro calculado para prototipo y es utilizado en la ecuación de velocidad de sedimentación de Soulsby, se calcula con la Ec. 11

W_{0p} : Velocidad de sedimentación en prototipo

W_{0m} : Velocidad de sedimentación en modelo

D_m : Diámetro del sedimento en modelo



Gráfica 3. Curvas granulométricas del sedimento en Prototipo y del sedimento escalado (Modelo).



3.4.3. Calibración de los desagües de fondo

Se realizaron 6 ensayos con diferentes caudales, con las compuertas radiales abiertas completamente, la cota de la cresta de los desagües de fondo fue 756,30 m.s.n.m.

3.4.4. Ensayos de lavado

Con el objetivo de conocer el desempeño de los desagües de fondo en el proceso de lavado de sedimento en el embalse, se realizaron 8 ensayos en el modelo físico del Proyecto Hidroeléctrico Minas-San Francisco, para los cuales se tomaron diferentes consideraciones, las que se detallan a continuación:

- ✓ Diferentes niveles de colmatación de sedimento en el embalse, entre los cuales están: 761.3 msnm, 770 msnm, 761.2 msnm y 765.3 msnm.

En la cota 761.3 msnm, se trató de simular la colmatación de los desagües de fondo.

La cota 770 msnm, este nivel de sedimentación se simuló en el caso de que se baje el desagüe de fondo 10 m.

La cota 761.20 msnm corresponde a la cota de la cresta más la altura del desagüe de fondo (756.3 y 4.9, respectivamente).

La cota 765.3 msnm, corresponde a la cota de la cresta de la ataguía.

- ✓ Los caudales que se usaron para llevar a cabo los ensayos de lavado son: 80 m³/s, 120 m³/s, 100 m³/s y 200 m³/s; los cuales ingresaban por el río Jubones. Ya que se consideró que el caudal que aporta el río San Francisco (10 %) es despreciable con respecto al caudal que aporta el río Jubones.

El caudal de 80 m³/s es el caudal medio mensual del mes en cual están previstas las operaciones de lavado.

Según la literatura (White, 2001) y otros autores sugieren que el caudal de lavado debe ser entre 2 y 3 veces el caudal medio anual (48.33 m³/s), por lo que se tiene un caudal de 100 m³/s y 120 m³/s aproximadamente, que fueron usados en estos ensayos.

Se probó el lavado con el caudal de 200 m³/s con el objetivo de observar un mejor proceso de lavado, además este es el máximo caudal con el cual el desagüe de fondo trabaja a flujo libre.

- ✓ Se operan las compuertas de los desagües de fondo en tres etapas:
 - 1^a) Apertura total de las compuertas de los desagües de fondo cuando el embalse esté en el nivel máximo de operación 792.86 msnm.
 - 2^a) Cerrado completo de las compuertas de los desagües de fondo luego de 10 minutos de estar en flujo libre. Este cerrado completo se mantiene hasta que el nivel del embalse llegue a la cota de la plataforma de la obra de toma.
 - 3^a) Apertura total de las compuertas de los desagües de fondo hasta terminar el ensayo.

- ✓ El tiempo en el cual se realizó un ensayo de lavado es 4 horas, que representan el tiempo en el cual se tiene planificado realizar las operaciones de lavado en el prototipo.
- ✓ Cuando ya se tiene el sedimento en la cota deseada se procede a la construcción del canal de aproximación hacia los desagües de fondo, cuyas características son 16.7 cm (ancho de los desagües de fondo más la pila) de ancho y 10 cm de profundidad. El objetivo de construir el canal de aproximación es para acelerar el proceso de lavado.
- ✓ Algunos ensayos se realizan con ataguía para analizar como influye su presencia en la eficiencia de lavado.
- ✓ Para distinguir cada uno de los ensayos se utilizan las nomenclaturas: LESA y LECA, que significan Lavado del Embalse Sin Ataguía y Lavado del Embalse Con Ataguía, respectivamente.
- ✓ Al finalizar cada ensayo de lavado se realizó el levantamiento topográfico del embalse, el cual se observa en el Anexo 2 que se presenta en la versión digital, así como también se pueden observar los perfiles del eje del canal de lavado y de una sección transversal.

3.4.5. Ensayos para conocer las Presiones en los desagües de fondo

Para conocer la distribución de presiones en los perfiles de los desagües de fondo se colocaron 7 tomas piezométricas a lo largo de estos, en la **Figura 7** se muestra un esquema de su ubicación. La medición de presiones se llevó a cabo considerando 2 niveles diferentes de agua en el embalse, un nivel próximo al máximo nivel de operación (792.86 msnm) y un nivel próximo al mínimo nivel de operación (783.33 msnm), para lo cual fue necesario que se mantenga una carga constante en el embalse con la finalidad de que se establezca la lectura en el tablero piezométrico, las mediciones se realizaron con una cinta métrica.

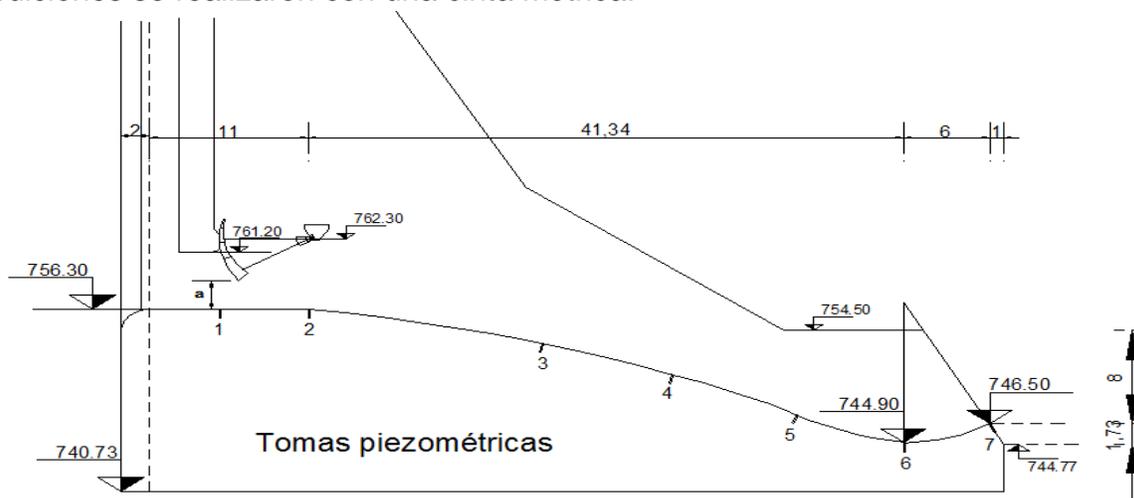


Figura 7. Ubicación de los piezómetros a lo largo del perfil de los desagües de fondo.

**CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN****4.1. Procesamiento y análisis****4.1.1. Calibración de los desagües de fondo**

Para esto se midió la carga en los limnímetros ubicados a la entrada del río Jubones, se esperó a que el nivel en el embalse se mantenga constante y luego se procedió a tomar las lecturas del nivel del embalse.

Los datos obtenidos en los 6 ensayos se detallan en la **Tabla 2**.

# de Ensayo	Vertederos de Ingreso al río Jubones		Nivel Embalse (msnm)
	h(mm)	Qp(m ³ /s)	
1	148	669.02	781.61
	148	669.02	782.36
2	156	763.34	792.74
	156	763.34	792.9
	156	763.34	792.89
3	137	551.32	776.89
4	109	310.91	765.36
5	154.6	746.29	792.00
	154.8	748.71	792.48
	154.7	747.50	792.48
6	140.3	585.20	782.20
	140	582.07	781.90
	140	582.07	781.90
	139.9	581.02	781.80
	140.2	584.15	781.90

Tabla 2. Datos de los ensayos con el 100% de la apertura de la compuerta

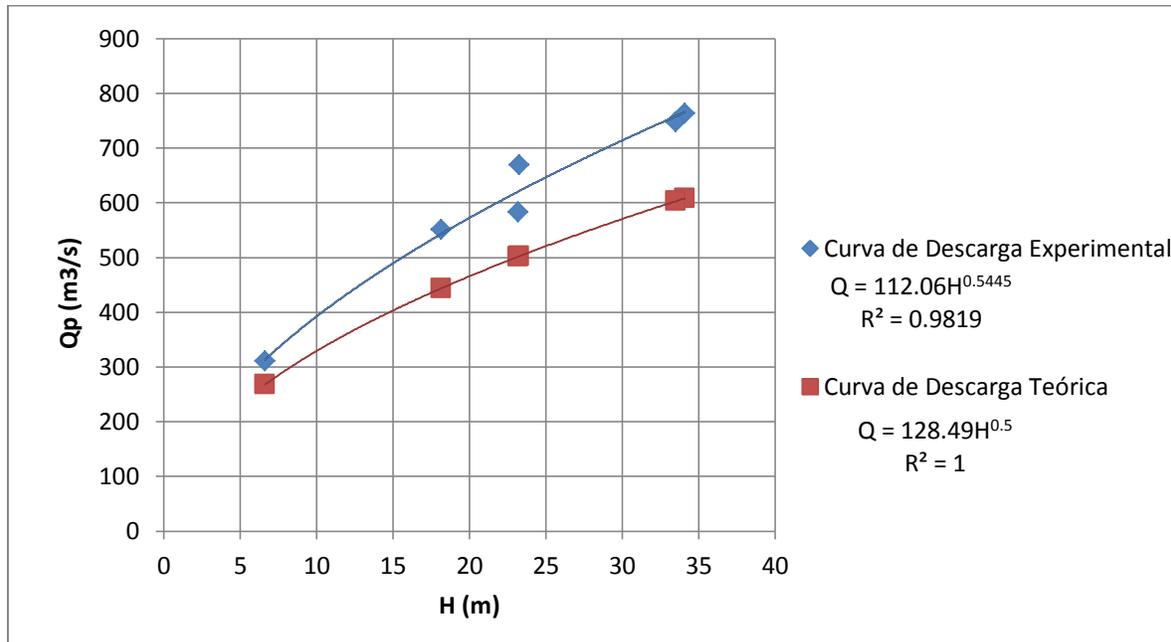
En la **Tabla 3** se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos, el caudal teórico calculado y el coeficiente de descarga.

Curva de Descarga del Desagüe de Fondo				
Flujo con Carga				
Q _p (m ³ /s)	Nivel(msnm)	Carga H (m)	Q _p teórico (m ³ /s)	Cd
669.02	781.99	23.24	502.19	0.8
763.34	792.84	34.09	608.29	0.75
551.32	776.89	18.14	443.74	0.75
310.91	765.36	6.61	267.85	0.7
747.5	792.24	33.49	602.9	0.74
582.59	781.94	23.19	501.69	0.7

Tabla 3. Resumen resultados experimentales, caudal teórico y Cd.



Las curvas de descarga, Experimental y Teórica de los desagües de fondo se muestran en la **Gráfica 4**.



Gráfica 4. Curvas de Descarga, Experimental y Teórica de los desagües de fondo.

La ecuación experimental obtenida para los desagües de fondo es:

$$Qp = 112.06H^{0.5445}$$

El coeficiente experimental de descarga promedio obtenido es 0.74, mayor que el valor de 0.60 considerado en diseño. Según los resultados experimentales esta estructura tiene una mayor capacidad de descarga que la de diseño.

4.1.2. Ensayos de lavado de sedimento

❖ Ensayo 1

Consideraciones iniciales:

- *Código del Ensayo: LESA 1*
- *Caudal: 80 m³/s*
- *Cota de sedimento: 761.3 msnm*
- *Nivel de agua en el embalse: 792.86 msnm (nivel máximo de operación)*
- *Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm*

Para este ensayo el sedimento se colocó en un mismo nivel en todo el embalse. Antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación hacia los desagües de fondo como se observa en la **Fotografía 14**. Luego se fue regulando el caudal de ingreso al río Jubones hasta que se estabilizó en el caudal requerido para este ensayo, que fue de $80 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fotografía 14. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 1

Estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse se encuentre en el nivel máximo de operación, y se procedió con el vaciado del embalse, para ello se abrieron completamente las compuertas de los desagües de fondo. Durante el vaciado se observó la formación del cono de lavado **Fotografía 15**, el cual mantuvo su forma hasta que el flujo se aproximaba a gravedad.



Fotografía 15. Vista superior del cono de lavado

Cerca de los 26 minutos de vaciado comenzó el flujo libre y el borde del cono de lavado empezó a erosionarse, teniendo como resultado un arrastre de material, dando inicio al proceso de lavado del embalse, donde se observó erosión de las márgenes y un ensanchamiento del canal.

Luego de 10 minutos de lavado, se cerraron lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma; esta operación corresponde a la segunda etapa.

En la tercera etapa se procedió a la apertura total de las compuertas radiales, y a los 2 minutos de esta empezó el flujo libre.

Aproximadamente a los 90 minutos de la segunda apertura se midió el ancho del canal frente a la bocatoma (ver **Fotografía 16**). El desagüe izquierdo lavó más material que el desagüe derecho.



Fotografía 16. Medición del ancho del canal a los 90 minutos de la segunda apertura

El ensayo terminó transcurridas 2:46:13 horas en modelo, desde el inicio del vaciado, donde se apreció que el canal de lavado se principalizó hacia la margen derecha, a pesar de esto no se consiguió limpiar los sedimentos que se encontraban junto al pie del talud de la obra de toma, el lavado fue menor en la margen izquierda. No se observó sedimento en la plataforma de la toma. En la **Fotografía 17** se muestra el escenario del embalse al finalizar el proceso de lavado de sedimento.



Fotografía 17. Condición del embalse al finalizar el ensayo

❖ **Ensayo 2**

Consideraciones iniciales:

- *Código del Ensayo: LESA 2*
- *Caudal: 80 m³/s*
- *Cota de sedimento: 770 msnm*
- *Nivel de agua en el embalse: 792.86 msnm (nivel máximo de operación)*
- *Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm*

El sedimento se colocó en un mismo nivel en todo el embalse. Al igual que en el ensayo anterior antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación hacia los desagües de fondo como se observa en la **Fotografía 18**. Luego se fue regulando el caudal de ingreso al río Jubones hasta que se estabilizó en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 80 m³/s.



Fotografía 18. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 2

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel máximo de operación, y se procedió con el vaciado del embalse, para ello se abrieron completamente las compuertas de los desagües de fondo. Al abrir las compuertas radiales se observó una gran descarga de sedimento (**Fotografía 19**).



Fotografía 19. Vista lateral de la Descarga de sedimento

A los 16.35 minutos de vaciado comenzó el lavado de sedimento del embalse, se observó erosión del canal de aproximación debido al arrastre de sedimentos, lo cual produjo un ensanchamiento del canal, existió acumulación de sedimento en las márgenes del río y en la plataforma de la toma. El canal presentaba una forma trapezoidal, cuyas dimensiones aguas arriba de la toma fueron 59 cm y 44 cm; y al inicio del canal 56 cm.

Luego de 10 minutos de lavado, se cerraron lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma. Se observó que la pendiente favorece al arrastre de material, moviendo material de aproximadamente 2 cm de diámetro.

A los 27.08 minutos se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, el desagüe izquierdo lavó más material que el desagüe derecho.

Se midió el ancho del canal aguas arriba de la toma y al inicio del canal, a los 90 minutos de la segunda apertura; estos valores se muestran en la **Tabla 4**.

Tiempo (minutos después de la segunda apertura)	Sección del canal en que se realizó la medición	Ancho B del canal (cm)	Ancho b del canal (cm)
90	Aguas arriba de la toma	92	74
	Al inicio del canal	82	82

Tabla 4. Valores del ancho del canal de lavado (segunda apertura)

El flujo se dirigía hacia la margen izquierda, llegando a erosionarla, debido a esto se observó un ensanchamiento del canal; el cual fue mayor en dirección de la confluencia de los ríos Jubones y San Francisco.

El ensayo terminó transcurridas 2:46:13 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. Finalizado el ensayo se observó un meandro en la confluencia de los ríos Jubones y San Francisco, en la parte del río San Francisco no existió movimiento de material. **Fotografía 20.**



Fotografía 20. Condición del embalse al finalizar el ensayo

No existió un lavado de sedimento en la plataforma de la bocatoma. **Fotografía 21.**



Fotografía 21. Escenario en la bocatoma al finalizar el ensayo

❖ **Ensayo 3**

Consideraciones iniciales:

- *Código del Ensayo: LESA 3*
- *Caudal: 120 m³/s*
- *Cota de sedimento: 761.2 msnm*
- *Nivel de agua en el embalse: 792.86 msnm (nivel máximo de operación)*
- *Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm*

El sedimento se colocó en el mismo nivel en todo el embalse. Antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación hacia los desagües de fondo como se observa en la **Fotografía 22**. Luego se reguló el caudal de ingreso al río Jubones hasta llegar a estabilizarlo, el caudal requerido para este ensayo fue 120 m³/s.



Fotografía 22. Vista posterior del embalse antes del ensayo LESA 3

Ya estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel máximo de operación, y se procedió con el vaciado del embalse, para ello se abrieron completamente las compuertas de los desagües de fondo. Durante el vaciado se observó la formación del cono de lavado **Fotografía 23**, el cual mantuvo su forma hasta que el flujo se aproximaba a gravedad.



Fotografía 23. Vista superior del cono de lavado

A los 37.27 minutos de vaciado comenzó el lavado de sedimento del embalse, donde se apreció que no existe mayor arrastre de sedimento, lo cual produce una acumulación de sedimento en las márgenes.

Luego de 10 minutos de lavado, se cerraron lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

A los 48.50 minutos se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, se apreció un lavado de sedimento aproximadamente a los 6 minutos de esta.

Aproximadamente a la hora quince minutos de empezar el vaciado no existía arrastre de material, el escenario del embalse luego de la segunda apertura fue igual que el observado en la primera apertura.

El ensayo terminó transcurridas 2:01:47 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. En la **Fotografía 24** se muestra el escenario del embalse al finalizar el proceso de lavado de sedimento, no se observó influencia de lavado al pie del talud de la bocatoma.



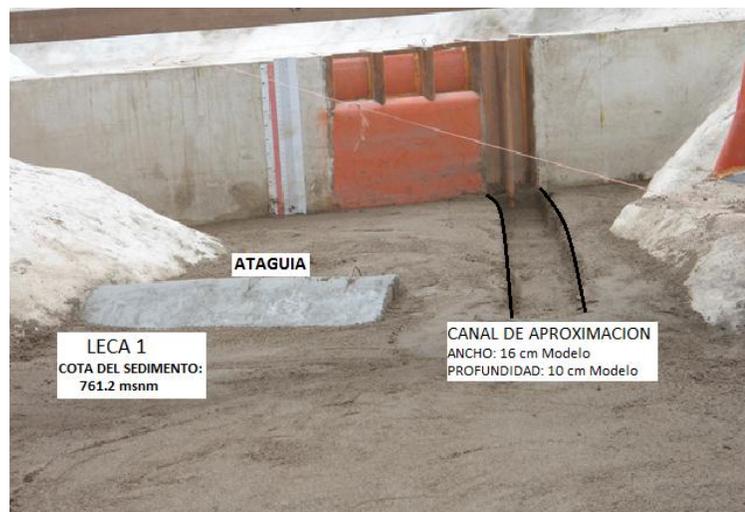
Fotografía 24. Condición del embalse al finalizar el ensayo

❖ **Ensayo 4**

Consideraciones iniciales:

- *Código del Ensayo: LECA 1*
- *Caudal: 80 m³/s*
- *Cota de sedimento: 761.2 msnm*
- *Nivel de agua en el embalse: 792.86 msnm (nivel máximo de operación)*
- *Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm*

Este ensayo se realizó con ataguía, previo a la realización del ensayo se colocó solo los dos tramos de la misma, el tramo izquierdo y el tramo central. El sedimento se colocó a un mismo nivel en todo el embalse, antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación desde la ataguía hacia los desagües de fondo; como se observa en la **Fotografía 25**. Luego se reguló el caudal de ingreso al río Jubones hasta estabilizarlo en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 80 m³/s.



Fotografía 25. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 1

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel máximo de operación, y se procedió al vaciado del embalse con las compuertas de los desagües de fondo abiertas completamente.

A los 27 minutos de vaciado comenzó el lavado de sedimento, durante esta operación se observó que el desagüe derecho lava más que el izquierdo, y una rápida configuración del canal.

Luego de 10 minutos de lavado, se procedió a cerrar lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

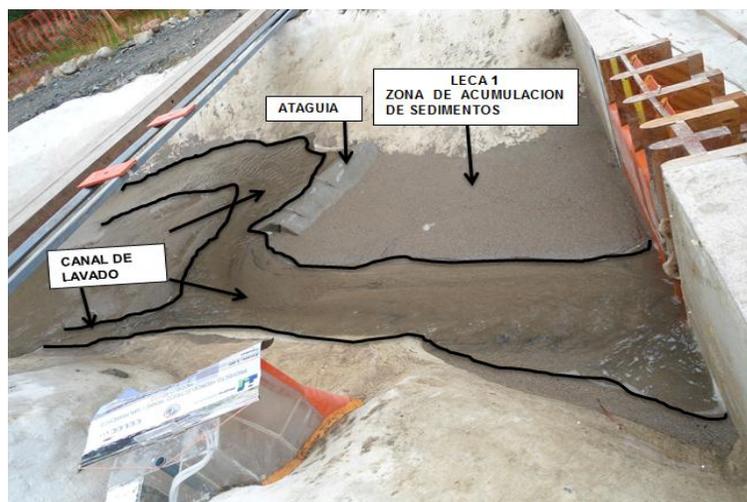
A los 50.02 minutos se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, a los 4 minutos de esta inició el lavado y a los 6 minutos el desagüe izquierdo lava más sedimento. Las líneas de flujo se apegaban hacia la margen derecha, se lavó el material del pie del talud de la plataforma de la toma; como se observa en la **Fotografía 26**. El flujo continuaba erosionando y socavando el canal.



Fotografía 26. Condición del embalse durante el desarrollo del ensayo

Se registró la velocidad media de aproximación hacia los desagües de fondo en una distancia de 1.86 m frente a la bocatoma, de 2.87 m/s en prototipo.

El ensayo terminó transcurridas 2:26:04 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. Finalizado el ensayo se observó que existía socavación en la cabeza de la ataguía, en la **Fotografía 27** se muestra el escenario del embalse al finalizar el proceso de lavado de sedimento.



Fotografía 27. Condición del embalse al finalizar el ensayo

❖ Ensayo 5

Consideraciones:

Consideraciones iniciales:

- Código del Ensayo: LECA 2
- Caudal: 80 m³/s
- Cota de sedimento: 761.2 msnm
- Nivel de agua en el embalse: 792.86 msnm (nivel máximo de operación)
- Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm

Para llevar a cabo este ensayo se cambió la configuración de la cabeza de la ataguía, a redondeada, con el objetivo de suavizar el flujo en esta parte, debido a que en el ensayo anterior justo en la zona de la cabeza se produjo socavación; además de cambiar la configuración de la cabeza de la ataguía, también se la reorientó.

El sedimento se colocó en un mismo nivel en todo el embalse, antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación desde la ataguía hacia los desagües de fondo; como se observa en la **Fotografía 28**. Luego se fue regulando el caudal de ingreso al tramo del río Jubones hasta estabilizarlo en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 80 m³/s.



Fotografía 28. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 2

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel máximo de operación, y se procedió con el vaciado del embalse con las compuertas abiertas completamente.

A los 24.14 minutos de vaciado comenzó el flujo libre y a los 24.35 minutos el arrastre de sedimento, se observó que el desagüe izquierdo lava más material.

Luego de 10 minutos de lavado, se procedió a cerrar lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

A los 46.18 minutos se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, a los 2 minutos de esta se produjo arrastre de material.

Existió una disminución de la socavación en la cabeza de la ataguía, comparada con el ensayo LECA 1, y arrastre de material de aproximadamente 2.5 cm de diámetro. El flujo se repartió uniformemente hacia la margen derecha y la margen izquierda, el arrastre de material fue desde la cola del embalse.

Se registró una velocidad media de aproximación hacia los desagües de fondo en una distancia de 2.77 m aguas arriba de la bocatoma, de 2.83 m/s en prototipo

El ensayo terminó transcurridas 2:55:16 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. Finalizado el ensayo se procedió a evaluar las condiciones del embalse luego del proceso de lavado, llegando a observarse que la nueva configuración de la ataguía mejoró el trabajo de lavado, el canal que se formó fue más ancho que el formado en el ensayo LECA 1, el flujo se principalizó hacia la margen derecha, no existió acumulación de sedimento al pie del talud de la entrada a la obra de toma. En la **Fotografía 29** se muestra el escenario del embalse al finalizar el proceso de lavado de sedimento.



Fotografía 29. Condición del embalse al finalizar el ensayo

❖ Ensayo 6

Consideraciones iniciales:

- Código del Ensayo: LECA 3
- Caudal: 100 m³/s
- Cota de sedimento: 765.3 msnm, esta es la cota de la cresta de la ataguía.
- Nivel de agua en el embalse: 783.33 msnm (nivel mínimo de operación)
- Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm

Las características de la ataguía empleada en este ensayo fueron iguales que las del ensayo 5. El sedimento se colocó en forma horizontal desde la presa hasta la ataguía y desde esta hacia aguas arriba tenía una pendiente del 2 %, en la **Fotografía 30** se muestra una vista superior del embalse antes del llenado. Luego se regulaba el caudal de ingreso al río Jubones, hasta estabilizarlo en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 100 m³/s.



Fotografía 30. Vista lateral del embalse antes del ensayo LECA 3

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel mínimo de operación, y se procedió al vaciado del embalse con las compuertas de los desagües de fondo abiertas completamente.

A los 13 minutos de vaciado, comenzó el lavado de sedimento, y a los 15.08 minutos se formó el canal de lavado.

Conforme avanzaba el lavado se deslizaba el material de la margen derecha, junto a la bocatoma, existió arrastre de piedras de aproximadamente 2 cm de diámetro.

Luego de 10 minutos de lavado, se procedió a cerrar lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

Se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, a los 2 minutos de esta comenzó el flujo libre y a los 10 minutos se registró el ancho del canal aguas arriba de la toma, cuyo valor fue 37 cm; el flujo se principalizó hacia la margen derecha. Se registró una velocidad media de aproximación hacia los desagües de fondo en una longitud de 2.60 m, de 3.98 m/s en prototipo.

A los 22 minutos de la segunda apertura se realizaron mediciones del ancho del canal en 3 secciones en frente de la bocatoma, siendo estas 64, 55 y 53 cm, como se muestra en la **Fotografía 31**.



Fotografía 31. Medición del ancho del canal frente a la bocatoma

El ensayo terminó transcurridas 3:51:09 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. Finalizado el ensayo se procedió a evaluar las condiciones del embalse luego del proceso de lavado, se observó aguas arriba de la bocatoma dos canales de lavado, luego estos se unieron en frente de la bocatoma y formaron un solo canal de lavado hacia los desagües de fondo, había sedimento al pie del talud de ingreso a la bocatoma, y acumulación de sedimento aguas abajo de la ataguía. **Fotografía 32**



Fotografía 32. Condición del embalse al finalizar el ensayo.

❖ Ensayo 7

Consideraciones iniciales:

- Código del Ensayo: LECA 4
- Caudal: 100 m³/s
- Cota de sedimento: 765.3 msnm, esta es la cota de la cresta de la ataguía.
- Nivel de agua en el embalse: 783.33 msnm (nivel mínimo de operación)
- Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm

Las características de la ataguía empleada en este ensayo fueron iguales que en los ensayos 5 y 6. El sedimento se colocó en forma horizontal desde la presa hasta la ataguía y desde esta hacia aguas arriba tenía una pendiente del 2 %. Antes de empezar con el llenado del embalse se construyó el canal de aproximación hacia los desagües de fondo, como se observa en la **Fotografía 33**. Luego se fue regulando el caudal de ingreso al río Jubones hasta estabilizarlo en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 100 m³/s.



Fotografía 33. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 4

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel mínimo de operación, y se procedió al vaciado del embalse con las compuertas de los desagües de fondo abiertas completamente.

A los 11 minutos de vaciado comenzó el flujo libre y enseguida el lavado de sedimento, el flujo estaba mejor encaminado hacia los desagües de fondo que en ensayos anteriores.

Luego de 10 minutos de lavado, se procedió a cerrar lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

Se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, a los 2 minutos de esta comenzó el flujo libre y a los 6 minutos se observó que lavaba más el desagüe derecho, existió gran arrastre de material aguas abajo de la ataguía. **Fotografía 34.**



Fotografía 34. Arrastre de sedimento aguas abajo de la ataguía

El ensayo terminó transcurridas 3:24:21 horas en modelo, desde que inició el vaciado. Finalizado el ensayo se procedió a evaluar las condiciones del embalse luego del proceso de lavado, se observó que la zona de la presa quedó limpia, y que se había producido socavación en los alrededores de la ataguía. **Fotografía 35**



Fotografía 35. Condición del embalse al finalizar el ensayo

❖ **Ensayo 8**

Consideraciones:

Consideraciones iniciales:

- *Código del Ensayo: LECA 5*
- *Caudal: 200 m³/s*
- *Cota de sedimento: 765.3 msnm, esta es la cota de la cresta de la ataguía.*
- *Nivel de agua en el embalse: 783.33 msnm (nivel mínimo de operación)*
- *Cota de los desagües de fondo: 756.3 msnm*

La ataguía fue igual que para los ensayos 5, 6 y 7. El sedimento se colocó en un mismo nivel desde la presa hasta la ataguía y desde esta hacia aguas arriba tenía una pendiente del 2 %, **Fotografía 36**. Luego se fue regulando el caudal de ingreso al tramo del río Jubones hasta estabilizarlo en el caudal requerido para este ensayo, que fue de 200 m³/s.



Fotografía 36. Vista posterior del embalse antes del ensayo LECA 3

Una vez estabilizado el caudal de ingreso, se esperó hasta que el nivel de agua en el embalse llegue al nivel mínimo de operación, y se procedió al vaciado del embalse con las compuertas abiertas completamente.

A los 10 minutos de iniciado el vaciado comenzó el flujo libre y enseguida el lavado de sedimento, se observó el lavado del material que se encontraba en la margen derecha próxima a la bocatoma; a los 2 minutos del flujo libre comenzó a conformarse el canal hacia la izquierda.

Luego de 10 minutos de lavado, se cerraron lentamente las compuertas de los desagües de fondo y se llenó el embalse hasta el nivel de la plataforma de la toma.

Se procedió a la segunda apertura total de las compuertas radiales, a los 4 minutos de esta se iba modificando la morfología del lecho poco a poco, y a los 15 minutos la ataguía se encontraba descubierta, comparada con los ensayos anteriores en los cuales la ataguía quedaba cubierta por el sedimento, existió un mayor lavado aguas abajo de la ataguía. **Fotografía 37.**



Fotografía 37. Situación del embalse durante el desarrollo del ensayo

Se registró la velocidad media de aproximación hacia los desagües de fondo frente a la bocatoma en una longitud de 1.70 m, de 3.82 m/s en prototipo; y también desde aguas arriba de la confluencia de los ríos Jubones y San Francisco en una longitud de 4.73 m, de 3.28 m/s en prototipo.

El flujo preferencial se encontraba hacia la margen derecha, aguas arriba de la bocatoma hacia la margen derecha existió una tendencia a acumularse sedimento.

Fotografía 38.



Fotografía 38. Condición del embalse durante el desarrollo del ensayo

Se procedió a registrar la velocidad media de aproximación hacia los desagües de fondo frente a la bocatoma en una longitud de 2.8 m, la cual fue 3.54 m/s en prototipo. El ensayo terminó transcurridas 3:30:06 horas en modelo, desde que se inició el vaciado. Finalizado el ensayo se procedió a evaluar las condiciones del embalse luego del proceso de lavado, existió socavación en los alrededores de la ataguía. En la **Fotografía 39** se observa la condición del embalse al finalizar el proceso de lavado de sedimento.



Fotografía 39. Condición del embalse al finalizar el ensayo

4.1.2.1. Cálculo de la eficiencia de lavado

Con el objetivo de comparar la eficiencia de lavado en los diferentes ensayos, el cálculo se realizó en todos los casos para una sección determinada del cauce, como se indica en el Anexo 2 que se presenta en la versión digital. Para el cálculo de la eficiencia de lavado en el embalse se utilizó la ecuación Ec. 17, los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 5**.



Código de ensayo	Caudal de lavado (m ³ /s)	Tiempo de Lavado (s)		Volumen Líquido (m ³)	Volumen Sólido (m ³)	Eficiencia de Lavado (Fe)
		Modelo	Prototipo			
LESA 1	80.70	9973	77250.53	6234382.43	15514.17	0.25
LESA 2	80.39	9324	72223.39	5805805.69	35430.83	0.61
LESA 3	120.95	7307	56599.78	6845470.00	7583.62	0.11
LECA 1	80.86	8764	67885.65	5489410.58	5672.84	0.10
LECA 2	80.47	10516	81456.59	6554568.63	9541.85	0.15
LECA 3	101.19	13869	107428.81	10870743.76	44721.54	0.41
LECA 4	100.90	12261	94973.30	9582591.26	21067.41	0.22
LECA 5	202.83	12606	97645.66	19805459.59	15320.52	0.08

Tabla 5. Resultados del cálculo de la Eficiencia de Lavado

Comparando las eficiencias de lavado de cada uno de los ensayos mostrados en la **Tabla 5**, se puede concluir que la mayor eficiencia se presenta en el ensayo LESA 2, debido a que en este ensayo se colocó el sedimento en una cota más alta comparada con los demás ensayos, con la finalidad de simular la cota del desagüe de fondo 10 m más abajo de su posición actual; este caso no será comparado con los demás puesto que fue el único en el que se pretendió simular lo descrito, entonces el ensayo que presenta la mayor eficiencia es el ensayo LECA 3.

4.1.3. Ensayos para conocer las Presiones en los desagües de fondo

Para conocer la distribución de presiones a lo largo de los perfiles de los desagües de fondo se realizaron 5 paquetes de prueba, cada uno corresponde a las aperturas parciales de 12%, 24%, 37%, 50% y 100% de las compuertas. Las lecturas obtenidas tanto para modelo como para prototipo en los ensayos realizados, se muestran en el Anexo 1.

❖ Paquete de prueba 1

En este paquete de prueba se realizaron 2 ensayos, con las compuertas abiertas el 12 %. En la **Tabla 6** se muestra un análisis adimensional de las cargas piezométricas de presión.



# de Ensayo	Caudal: 134.01 (m ³ /s)			Apertura: 0.6 m		Nivel Embalse: 791.4 msnm		
1	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.07	-0.02	-0.08	0	0.16	-0.3
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.06	-0.02	0	0.01	0.22	-0.12
2	Caudal: 79.11 (m ³ /s)			Apertura: 0.6 m		Nivel Embalse: 776.90 msnm		
	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.03	-0.02	-0.08	0.03	0.17	-0.4
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.04	-0.03	-0.01	0.00	0.03	-0.22

Tabla 6. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 1

❖ **Paquete de prueba 2**

En este paquete de prueba se realizaron 2 ensayos, con las compuertas abiertas el 24 %. En la **Tabla 7** se muestra un análisis adimensional de las cargas piezométricas de presión.

# de Ensayo	Caudal: 189.11 (m ³ /s)			Apertura: 1.2 m		Nivel Embalse: 788.75 msnm		
1	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.1	-0.04	-0.13	0.04	0.34	-0.54
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.06	-0.03	-0.01	0.01	0.28	-0.33
2	Caudal: 154.54 (m ³ /s)			Apertura: 1.2 m		Nivel Embalse: 775.76 msnm		
	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.02	-0.02	-0.13	0.06	0.39	-0.62
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.02	-0.01	0.01	0.02	0.25	-0.39

Tabla 7. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 2



❖ *Paquete de prueba 3*

En este paquete de prueba se realizaron 2 ensayos, con las compuertas abiertas el 37 %. En la **Tabla 8** se muestra un análisis adimensional de las cargas piezométricas de presión.

# de Ensayo	Caudal: 258.52 (m ³ /s)			Apertura: 1.8 m		Nivel Embalse: 790.24 msnm		
1	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.07	-0.02	-0.08	0	0.16	-0.3
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.06	-0.02	0	0.01	0.22	-0.12
2	Caudal: 229.38 (m ³ /s)			Apertura: 1.8 m		Nivel Embalse: 779.80 msnm		
	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.03	-0.02	-0.08	0.03	0.17	-0.4
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.04	-0.03	-0.01	0.00	0.03	-0.22	

Tabla 8. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 3

❖ *Paquete de prueba 4*

En este paquete de prueba se realizaron 2 ensayos, con las compuertas abiertas el 50 %. En la **Tabla 9** se muestra un análisis adimensional de las cargas piezométricas de presión.



# de Ensayo	Caudal: 404.60 (m ³ /s)			Apertura: 2.5 m		Nivel Embalse: 792.00 msnm		
1	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.09	-0.07	-0.17	0.17	0.82	-0.68
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.14	-0.08	-0.01	0.13	0.95	-0.23
2	Caudal: 306.50 (m ³ /s)			Apertura: 2.5 m		Nivel Embalse: 779.86 msnm		
	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.02	-0.04	-0.14	0.18	0.93	-0.77
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.02	-0.03	-0.02	0.12	0.74	-0.59	

Tabla 9. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 4

❖ **Paquete de prueba 5**

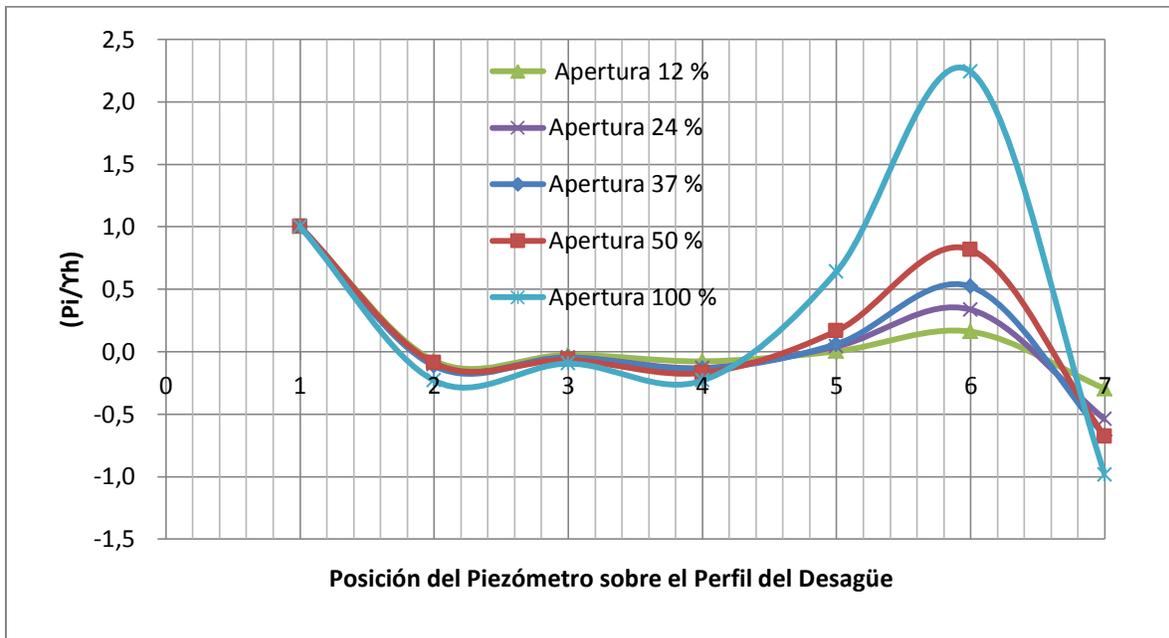
En este paquete de prueba se realizaron 2 ensayos, con las compuertas abiertas el 100 %. En la **Tabla 10** se muestra un análisis adimensional de las cargas piezométricas de presión.

# de Ensayo	Caudal: 747.50 (m ³ /s)			Apertura: 4.9 m		Nivel Embalse: 792.24 msnm		
1	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.23	-0.09	-0.23	0.64	2.24	-0.98
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	-0.22	-0.1	0.02	1.43	2.22	-0.2
2	Caudal: 582.59 (m ³ /s)			Apertura: 4.9 m		Nivel Embalse: 781.94 msnm		
	IZQUIERDO	I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	0.02	0.01	-0.13	0.6	2.12	-0.87
	DERECHO	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Parámetro adimensional (Pi/Yh)	1	0.02	0.03	0.06	0.6	2.07	-0.68	

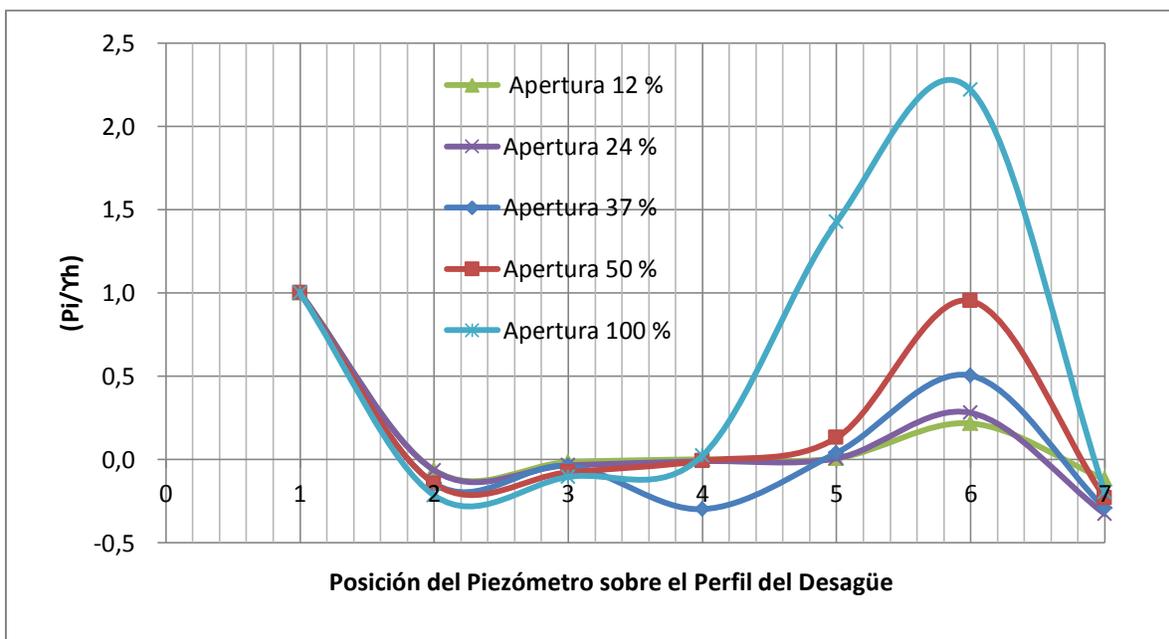
Tabla 10. Parámetro Adimensional Paquete de prueba 5



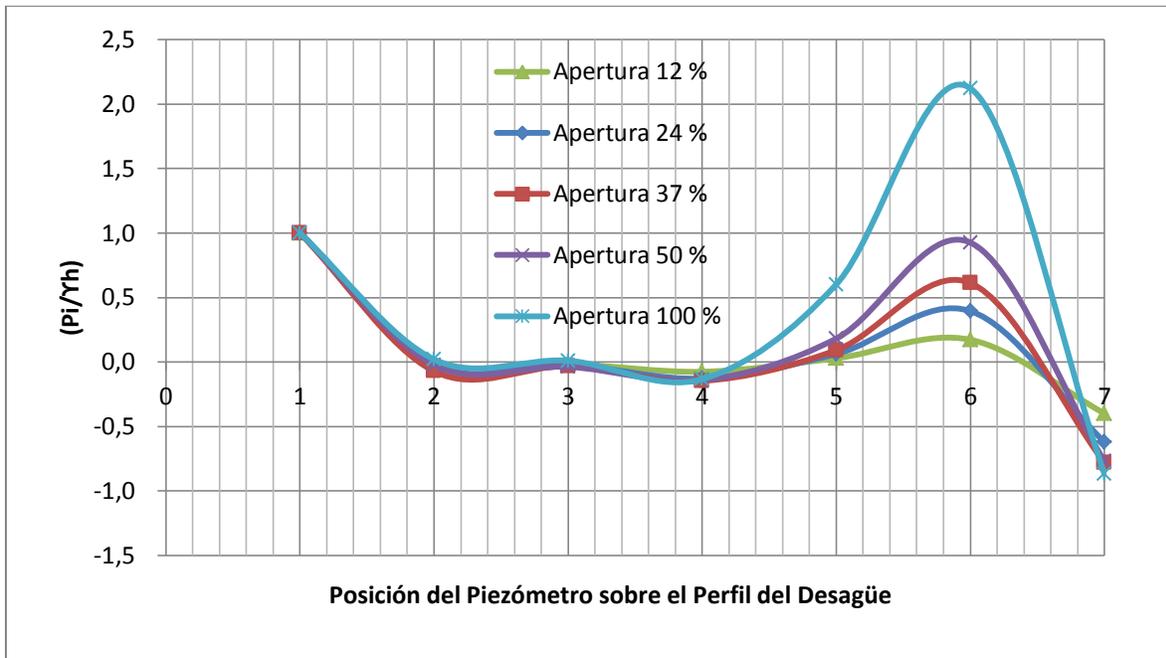
La distribución gráfica a lo largo del eje de los perfiles de los desagües de fondo para todos los paquetes, se muestran en la Gráfica 5, Gráfica 6, Gráfica 7 y Gráfica 8.



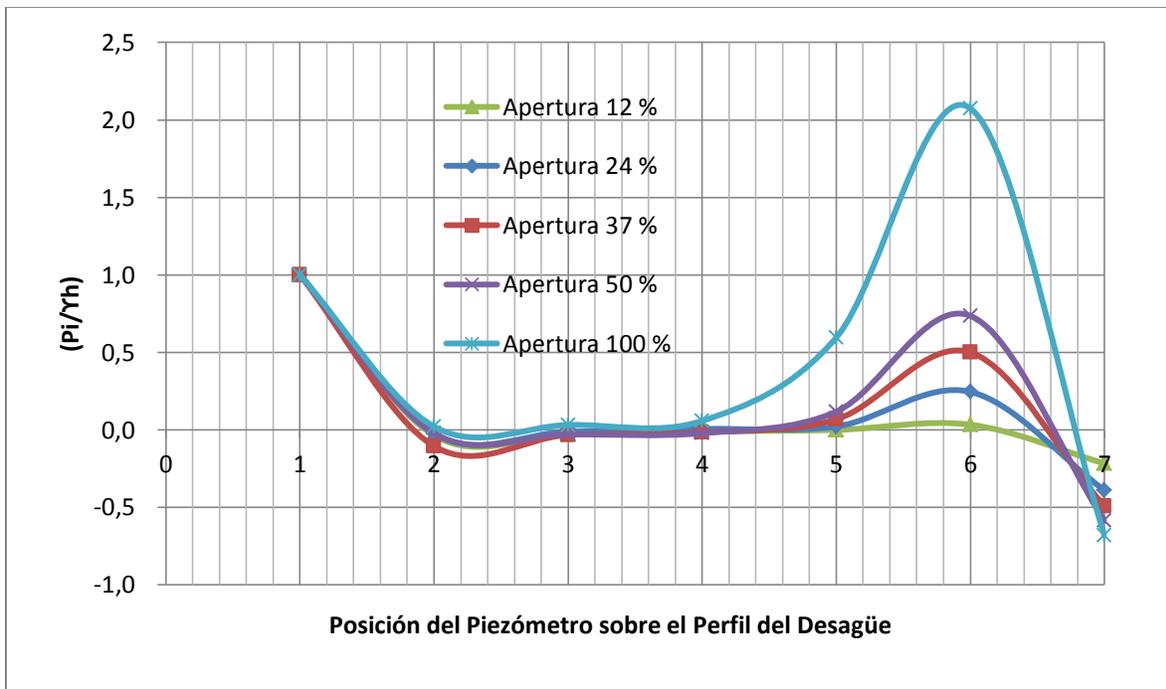
Gráfica 5. Esquema de las cargas piezométricas en el desagüe de fondo izquierdo, para diferentes aperturas de las compuertas radiales. Nivel máximo



Gráfica 6. Esquema de las cargas piezométricas en el desagüe de fondo derecho, para diferentes aperturas de las compuertas radiales. Nivel máximo



Gráfica 7. Esquema de las cargas piezométricas en el desagüe de fondo izquierdo, para diferentes aperturas de las compuertas radiales. Nivel mínimo



Gráfica 8. Esquema de las cargas piezométricas en el desagüe de fondo derecho, para diferentes aperturas de las compuertas radiales. Nivel mínimo



En las gráficas se observan que tanto para el desagüe izquierdo como para el desagüe derecho en cada una de las aperturas parciales de las compuertas radiales las presiones positivas se presentan en la cresta de los desagües de fondo (puntos I1 y D1) y en el salto en esquí (puntos I6 y D6).

Las subpresiones máximas se presentan en el labio del salto en esquí (puntos I7 y D7).

4.2. Establecimiento de alternativas de rediseño

- ✓ Debido a las subpresiones que existe en el labio del esquí se recomienda revisar la geometría de los saltos en esquí.
- ✓ Redirigir el flujo hacia la margen derecha, con la finalidad de que el canal de lavado se principalice hacia esta y que se laven los sedimentos ubicados al pie del talud de la obra de toma, que es donde interesa el lavado.
- ✓ Debido a la socavación local relativamente fuerte que existe en los alrededores de la ataguía se debería reforzar la cimentación de la misma.



CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

Conclusiones acerca de la modelación hidráulica

- ✓ El diámetro medio del sedimento en el modelo físico obtenido del escalamiento es de 0.47 mm.

Conclusiones acerca del desempeño hidráulico de los desagües de fondo

- ✓ El coeficiente experimental de descarga promedio obtenido es 0.74, mayor que el valor de 0.60 considerado en diseño. Según los resultados experimentales esta estructura tiene una mayor capacidad de descarga que la de diseño.
- ✓ Existen presiones bajas considerables en el labio del salto en esquí cuyo valor está alrededor de 7 m para el nivel máximo y 5 m en el nivel mínimo, con la apertura de la compuerta del 100%.

Conclusiones acerca de los ensayos de lavado

- ✓ En los ensayos LESA 1 Y LESA 3 los caudales con los que se realizaron los ensayos fueron 80 m³/s y 120 m³/s, respectivamente; en los cuales las dimensiones del canal de lavado presentaron características similares, lo cual indicó que el aumento de caudal no mejoró las condiciones de lavado.
- ✓ En los ensayos LESA 1, LESA 2 Y LESA 3 el flujo se principalizó hacia la margen derecha, pero no se lavaban los sedimentos ubicados bajo la obra de toma; en la margen izquierda el lavado no es significativo.
- ✓ En el ensayo LESA 2 se produjo un mayor arrastre de material y ensanchamiento del canal, puesto que la pendiente fue mayor en este caso, comparada con los ensayos LESA 1 y LESA 3.
- ✓ En el ensayo LECA 1 se observó que el colocar la ataguía ayuda a incrementar la velocidad de flujo, con lo cual aumenta la capacidad de arrastre del sedimento; la ataguía favorece a la pronta principalización del flujo, comparada con los ensayos sin ataguía. Con este ensayo mejora notablemente la capacidad de lavado limpiando la zona que se encuentra frente a la bocatoma, sin embargo



el flujo impacta directamente en el talud de esta, lo cual podría ocasionar daños, también se observó socavación en la cabeza de la ataguía.

- ✓ En el ensayo LECA 2 con la modificación de la cabeza de la ataguía y su reorientación, disminuye la energía con la que el flujo choca en el talud de la obra de toma; la capacidad de lavado en este ensayo es la misma que en el ensayo LECA 1.
- ✓ Se observa una semejanza entre el lavado producido en el ensayo LECA 3 y el ensayo LECA 4, aunque existe una diferencia, en el ensayo LECA 4 la ataguía queda prácticamente descubierta de sedimento comparada con el ensayo LECA 3.
- ✓ En los ensayos LECA 3 y LECA 4 el flujo se concentró en la margen derecha, el lavado del material de la izquierda fue poco, durante los primeros 10 minutos de flujo libre.
- ✓ El ensayo LECA 5 tiene una gran diferencia con los ensayos anteriores, ya que en los primeros 10 minutos de flujo libre el canal se empieza a conformar casi a la altura del eje de la bocatoma, desde el eje de la bocatoma hacia aguas arriba se observó bastante material. El flujo era demasiado erosivo, y se concentraba en la cabeza de la ataguía; además se apreció que un mayor caudal no precisamente significa mayor lavado, ya que existe una mayor capacidad de arrastre de sedimento.
- ✓ Comparando las eficiencias de lavado de cada uno de los ensayos se puede concluir que la mayor eficiencia se presenta en el ensayo LECA 3.



REFERENCIAS

- Bureau of Reclamation. (s.f.). *Diseño de Pequeñas Presas*. Bellisco.
- Canizalez Casillas, R. (1988). *Apuntes sobre teoría de modelos de obras hidráulicas a superficie libre*. Universidad de Sonora.
- Čedomil Josip Jugović, S. S. (2009). Hydraulic Flushing of Alpine Reservoirs – Model Study . *International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering* , 12.
- Chanson, H. (2002). *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. McGraw-Hill.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. ELSEVIER.
- Felices, A. R. (2003). *Los Modelos como Herramienta valiosa para el Diseño Hidráulico*.
- French, R. (1991). *Hidráulica de Canales Abiertos*. México: McGraw-Hill.
- García, M. H. (2008). *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110 - Sedimentation Engineering Processes, Measurements, Modeling, and Practice*.
- Gracia Sánchez, J. (1990). *Sedimentación en Embalses*. México DF.
- Martin Vide, J. P. (2003). *Ingeniería de Ríos*. Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya.
- Maza Alvarez, J. A., & García Flores, M. (1990). *Transporte de Sedimentos*.
- Morris, G., & Fan, J. (2009). *Reservoir Sedimentation Handbook*. McGraw-Hill.
- Novak, P., Moffat, A., & Nalluri, C. (2001). *Estructuras Hidráulicas*. McGraw-HILL.
- Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima.
- Unidad de Negocio Enerjubones. (2012). http://www.celec.com.ec/enerjubones/index.php?option=com_content&view=article&id=18&Itemid=113.
- Ven Te Chow. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGRAW-HILL.
- Vischer, D., & HAGER, W. (1998). *Dam Hydraulics*. New York: John Wiley & Sons.
- White, R. (2001). *Evacuation of Sediments from Reservoirs*.
- Wohl, E. (1962). *Mountain Rivers*. Washington, DC: American Geophysical Union.



ANEXOS



Anexo 1. Lecturas de presiones en los desagües de fondo

❖ **Paquete de prueba 1**

# de Ensayo	Lecturas de presiones-Desagües de Fondo								
1	Caudal: 134.01 (m ³ /s)			Apertura: 0.6 m				Nivel Embalse: 791.4 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	41.3	-3	-1	-3.15	0.15	6.65	-12.2
		Prototipo (m)	24.78	-1.8	-0.6	-1.89	0.09	3.99	-7.32
	Derecho		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	45.95	-2.9	-0.7	0.1	0.4	10	-5.4
Prototipo (m)		27.57	-1.74	-0.42	0.06	0.24	6	-3.24	
2	Caudal: 79.11 (m ³ /s)			Apertura: 0.6 m				Nivel Embalse: 776.90 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	23.8	-0.7	-0.4	-1.8	0.7	4.1	-9.5
		Prototipo (m)	14.28	-0.42	-0.24	-1.08	0.42	2.46	-5.7
	Derecho		D1	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	25.4	-0.9	-0.65	-0.25	0	0.85	-5.5
Prototipo (m)		15.24	-0.54	-0.39	-0.15	0	0.51	-3.3	

Tabla 11. Lecturas de las presiones paquete de prueba 1

❖ **Paquete de prueba 2**

# de Ensayo	Lecturas de presiones-Desagües de Fondo								
1	Caudal: 189.11 (m ³ /s)			Apertura: 1.2m				Nivel Embalse: 788.75 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	24.6	-2.45	-1.1	-3.2	1.05	8.3	-13.3
		Prototipo (m)	14.76	-1.47	-0.66	-1.92	0.63	4.98	-7.98
	Derecho		D1	D1	D1	D2	D3	D4	D5
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	26.35	-1.7	-0.9	-0.25	0.2	7.4	-8.6
Prototipo (m)		15.81	-1.02	-0.54	-0.15	0.12	4.44	-5.16	
2	Caudal: 154.54 (m ³ /s)			Apertura: 1.2m				Nivel Embalse: 775.76 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	15.2	-0.32	-0.3	-1.95	0.95	6	-9.45
		Prototipo (m)	9.12	-0.192	-0.18	-1.17	0.57	3.6	-5.67
	Derecho		D1	D1	D2	D2	D3	D4	D5
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	16.3	-0.4	-0.2	0.1	0.36	4	-6.35
Prototipo (m)		9.78	-0.24	-0.12	0.06	0.216	2.4	-3.81	

Tabla 12. Lecturas de las presiones paquete de prueba 2



❖ **Paquete de prueba 3**

# de Ensayo	Lecturas de presiones-Desagües de Fondo								
1	Caudal: 258.52 (m ³ /s)			Apertura: 1.8 m				Nivel Embalse: 790.24 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	22.9	-2.6	-1.1	-3.15	1.4	11.95	-15.45
		Prototipo (m)	13.74	-1.56	-0.66	-1.89	0.84	7.17	-9.27
	Derecho		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	22.2	-3.15	-0.85	-6.6	0.9	11.2	-6.5
Prototipo (m)		13.32	-1.89	-0.51	-3.96	0.54	6.72	-3.9	
2	Caudal: 229.38 (m ³ /s)			Apertura: 1.8 m				Nivel Embalse: 779.80 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	14.7	-1.05	-0.5	-2.15	1.35	9	-11.5
		Prototipo (m)	8.82	-0.63	-0.3	-1.29	0.81	5.4	-6.9
	Derecho		D1	D1	D2	D2	D3	D4	D5
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	15.4	-1.62	-0.5	-0.25	1.05	7.7	-7.6
Prototipo (m)		9.24	-0.972	-0.3	-0.15	0.63	4.62	-4.56	

Tabla 13. Lecturas de las presiones paquete de prueba 3

❖ **Paquete de prueba 4**

# de Ensayo	Lecturas de presiones-Desagües de Fondo								
1	Caudal: 404.60 (m ³ /s)			Apertura: 2.5 m				Nivel Embalse: 792.00 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	19.85	-1.8	-1.3	-3.35	3.3	16.2	-13.45
		Prototipo (m)	11.91	-1.08	-0.78	-2.01	1.98	9.72	-8.07
	Derecho		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	19.1	-2.75	-1.45	-0.15	2.5	18.2	-4.4
Prototipo (m)		11.46	-1.65	-0.87	-0.09	1.5	10.92	-2.64	
2	Caudal: 306.50 (m ³ /s)			Apertura: 2.5 m				Nivel Embalse: 779.86 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	13.5	-0.3	-0.5	-1.9	2.45	12.5	-10.4
		Prototipo (m)	8.1	-0.18	-0.3	-1.14	1.47	7.5	-6.24
	Derecho		D1	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	14	-0.3	-0.4	-0.3	1.65	10.3	-8.2
Prototipo (m)		8.4	-0.18	-0.24	-0.18	0.99	6.18	-4.92	

Tabla 14. Lecturas de las presiones paquete de prueba 4

❖ **Paquete de prueba 5**

# de Ensayo	Lecturas de presiones-Desagües de Fondo								
1	Caudal: 747.50 (m ³ /s)			Apertura: 4.9 m				Nivel Embalse: 792.24 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	12.15	-2.8	-1.15	-2.8	7.8	27.25	-11.95
		Prototipo (m)	7.29	-1.68	-0.69	-1.68	4.68	16.35	-7.17
	Derecho		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	12.55	-2.7	-1.3	0.3	17.9	27.85	-2.45
Prototipo (m)		7.53	-1.62	-0.78	0.18	10.74	16.71	-1.47	
2	Caudal: 582.59 (m ³ /s)			Apertura: 4.9 m				Nivel Embalse: 781.94 msnm	
	Izquierdo		I1	I2	I3	I4	I5	I6	I7
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	9.8	0.2	0.1	-1.3	5.9	20.8	-8.5
		Prototipo (m)	5.88	0.12	0.06	-0.78	3.54	12.48	-5.1
	Derecho		D1	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	Lectura Piezómetro	Modelo (cm)	9.4	0.2	0.3	0.55	5.6	19.5	-6.4
Prototipo (m)		5.64	0.12	0.18	0.33	3.36	11.7	-3.84	

Tabla 15. Lecturas de las presiones paquete de prueba 5