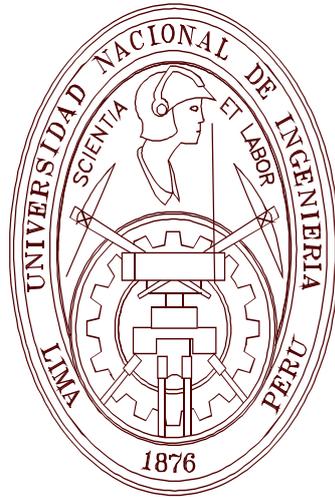


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO Y MODELAMIENTO MATEMATICO DE LOS
PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN Y PURGA DE UN
RESERVORIO**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA HIDRAULICA**

ELABORADO POR

MARISA ROSANA SILVA DAVILA

ASESOR

Dr. Ing. JULIO KUROIWA ZEVALLOS

LIMA-PERÚ

2012

ESTUDIO Y MODELAMIENTO MATEMATICO DE LOS PROCESOS
DE SEDIMENTACIÓN Y PURGA DE UN RESERVORIO

Ing^o Marisa Rosana Silva Dávila

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA HIDRAULICA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2012

Autor : Ing. Marisa Rosana Silva Dávila

Recomendado : Dr. Ing. Julio Kuroiwa Zevallos
Asesor de la Tesis

Aceptado por : CE.Ing. Francisco Coronado del Aguila
Jefe de la Sección de Posgrado

@ Año 2012; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados
La autora autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

RESUMEN

Esta investigación está orientada a lograr que el volumen útil de los reservorios no disminuya significativamente a lo largo del tiempo mediante operaciones de compuertas que permitan usar las crecientes para retirar del embalse parte de los sedimentos aportados. Para ello, se investiga los procesos de sedimentación y purga de sedimentos de los embalses y se estudia su representación mediante modelos físicos y matemáticos. Se desarrolló un modelo matemático bidimensional impermanente usando un algoritmo no acoplado que incluye el esquema explícito de MacCormack para resolver las ecuaciones hidrodinámicas y la ecuación de transporte de fondo de Aguirre – Pe.

Como aplicación se estudió el pulmón de regulación diaria de la Central Hidroeléctrica Chimay, ubicada en Junín y que cuenta con un volumen útil de 1,5 hm³. Se consideraron las características morfológicas y sedimentológicas del vaso; las características hidráulicas de la presa y elementos de purga y las condiciones de operación del reservorio. Se analizaron los resultados obtenidos de un modelo físico de fondo móvil de este embalse realizado en el Laboratorio Nacional de Hidráulica en escala 1:40 para estudiar la purga de sedimentos. Se demostró que es posible lograr la evacuación efectiva de los sedimentos depositados cerca de la presa mediante reglas de operación de las compuertas de fondo. Además, que para lograr arrastrar los sedimentos desde la cola del embalse hasta la salida es necesario realizar purgas intermitentes con desembalse total.

Las conclusiones de esta investigación incluyen consideraciones de la representatividad de los modelos físicos y matemáticos y el listado de sus factores limitantes así como la formulación de las reglas de operación encaminadas a la conservación del volumen útil de un modo compatible con las necesidades de generación de energía eléctrica.

ABSTRACT

This research aims to ensure the useful volume of the reservoirs does not decrease significantly over time by using sluice-gate operations that allow the flooding to remove part of the sediments deposited by the river. For this, the reservoir processes of sedimentation and sediment purge and their representation were studied by physical and mathematical models. A two-dimensional impermanent mathematical model was developed using an uncoupled algorithm that includes the MacCormack explicit scheme and the method proposed by Aguirre – Pe to calculate bed load transport rate.

As an application, the daily regulation reservoir of the Hydroelectric Power Chimay, located in Junín, with a usable storage volume of 1,5 hm³ was studied. The bed morphological and sediment characteristics, the dam hydraulic characteristics and purge elements and, the reservoir operating conditions were considered. The results of a physical model of mobile bed of this reservoir made in a 1:40 scale at the Laboratorio Nacional de Hidraulica to study the hydraulic flushing for reservoir desiltation were analyzed. This study proved that by using operating rules of the sluice-gates is possible to achieve the effective evacuation of sediments deposited near the dam. In addition, intermittent hydraulic flushing operations with total discharge are needed to ensure that sediments are dragged from the reservoir tail to the outlet.

The conclusions of this research include considerations of the representativeness of physical and mathematical models and the listing of its limiting factors as well as the formulation of the operating rules for the conservation of useful volume in a manner consistent with the needs of power generation.

Con mucho amor y agradecimiento dedico esta investigación:

A la memoria de mi mamá Viviana.

A mi papá José.

A mis hijos Marisú y Javier José.

LISTA DE CONTENIDO

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivos Generales	2
1.2.2 Objetivos Específicos.....	2
1.3 Organización de la Tesis	2
CAPITULO 2.- REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1 Modelos matemáticos disponibles	4
2.1.1 Modelos unidimensionales.....	5
2.1.2 Modelos Bidimensionales.....	6
2.1.3 Modelos tridimensionales.....	7
2.2 Procesos de erosión y sedimentación dentro del vaso	9
2.3 Movimiento de los sedimentos a través del vaso	10
2.3.1 Sedimentación durante el llenado y operación del reservorio.....	10
2.3.2 Purga de sedimentos del reservorio por desembalse	11
2.4 Evacuación de los sedimentos a través de los elementos de purga	14
2.5 Restricciones de índole ambiental, técnica y económica.....	16
2.5.1 Restricciones de índole ambiental.....	16
2.5.2 Restricciones de índole técnica.....	16
2.5.3 Restricciones de índole económica	17
CAPITULO 3.- FORMULACION DEL MODELO MATEMATICO.....	18
3.1 Planteamiento de las ecuaciones básicas	18
3.1.1 Ecuaciones de conservación	18
3.2 Parámetros del modelo, condiciones iniciales y de frontera.....	20
3.2.1 Parámetros del modelo.....	20
3.2.2 Condiciones de frontera.....	21
3.2.3 Condiciones iniciales.....	21
3.3 Método Numérico de Solución	21
3.3.1 Forma vectorial de las ecuaciones gobernantes.....	22
3.3.2 Esquema explícito de MacCormack	24
3.4 Datos de ingreso al modelo y resultados.....	26
3.4.1 Preprocesamiento de la información.....	26
3.4.2 Introducción de información al modelo.....	26
3.4.3 Calibración del modelo.....	27
3.4.4 Simulación de la operación	27
3.5 Construcción y experimentación del programa de computadora	28

CAPITULO 4.- PROBLEMA FÍSICO A REPRESENTAR: EMBALSE DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA CHIMAY.....	30
4.1 Características hidrológicas y sedimentológicas de la corriente	30
4.2 Características morfológicas y sedimentológicas del vaso	32
4.3 Características hidráulicas de la presa y elementos de purga	33
4.4 Adquisición de datos para el modelo matemático.....	33
CAPITULO 5.- DESCRIPCION DEL MODELO FISICO.....	35
5.1 Descripción resumida de la representación con modelo fisico	35
5.2 Limitaciones del modelo fisico	39
5.3 Pruebas de simulación en el modelo físico	40
5.3.1 Generalidades	41
5.3.2 Ensayos realizados.....	41
CAPITULO 6.- APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO	52
6.1 Introduccion.....	52
6.1.1 Modelamiento de la sedimentación.....	52
6.1.2 Modelamiento de la evacuación de sedimentos.....	53
6.2 Condiciones batimétricas disponibles	56
6.3 Reglas de operación para la purga de sedimentos	57
6.3.1 Formulación de las reglas de operación.....	57
6.3.2 Estudio de las reglas de operación en el modelo hidráulico.....	58
6.4 Ensayo de las condiciones de sedimentación y purga en el prototipo	59
CAPITULO 7.- ANALISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	63
7.1 Discusión Comparativa de los resultados de los modelos físico y matemático....	63
7.2 Virtudes del modelo matemático	65
7.3 Limitaciones y factores limitantes del modelo matemático	65
7.4 Validación del modelo matemático como herramienta general	67
CAPITULO 8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	69
8.1 Conclusiones	69
8.2 Recomendaciones para futuras investigaciones	71
BIBLIOGRAFIA	72

LISTA DE CUADROS

Cuadro 2.4.1	Valores del factor de erodibilidad propuestos por la Univ. de Tsinghua	12
Cuadro 5.1	Granulometría de los sedimentos del cauce	36
Cuadro 5.3.2.1	Resumen de los resultados obtenidos	51
Cuadro 6.1.1	Sedimentación después de 100 años (método de Meyer-Peter)	53
Cuadro 6.1.2.1	Eficiencia de purga y volúmenes evacuados para la corrida 7	56
Cuadro 6.3.1.	Ensayos seleccionados.....	60
Cuadro 6.3.2	Volumen de Erosión y Sedimentación totalizados al Final del Ensayo.....	60
Cuadro 6.3.3	Pérdida de volumen útil al final del ensayo 14 D	62
Cuadro 7.1.1	Análisis comparativo	63

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.4.1	Resultados experimentales (Lai y Shen, 1996).....	13
Figura 3.3.2.1	Malla de diferencias finitas (Chaudhry, 1993).....	24
Figura 3.2.1.3	Secuencias de diferenciación (Chaudhry, 1993).....	25
Figura 3.5.1	Diagrama de flujo del programa PURRES	29
Figura 4.1	Ubicación nacional y regional de la cuenca.....	30
Figura 4.1.1	Relación caudal líquido – caudal sólido en el río Tulumayo	31
Figura 4.2.1	Perfil longitudinal del río Tulumayo	32
Figura 4.2.2	Granulometría del cauce	32
Figura 4.3.1	Presa derivadora y obra de toma.....	33
Figura 4.4.1	Batimetría inicial del vaso antes de la construcción	34
Figura 5.1.2	Vista en planta del modelo físico del embalse	37
Figura 5.1.3	Condiciones topográficas y batimétricas iniciales.....	37
Figura 5.1.4	Condiciones topográficas y batimétricas iniciales.....	38
Figura 6.1.2.1	Malla bidimensional para representar el canal experimental (Lai, 1994) ...	54
Figura 6.1.2.2	Resultados simulados para la corrida 7 (Lai, 1994).....	55
Figura 6.2.1	Sección transversal en la progresiva 0+700, indicando el nivel del agua y los niveles del terreno al inicio y al final del ensayo.	57
Figura 6.2.2	Comparación de las batimetrías al final de tres ensayos.....	57
Figura 6.3.1	Áreas de erosión y sedimentación en las secciones de control	61

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 5.1	Instalaciones del modelo	35
Fotografía 5.2	Avance de la barra de sedimentación en el embalse	41
Fotografía 5.3	Sedimentos en las inmediaciones con pendiente de fondo nula	42
Fotografía 5.4	Apertura de las compuertas F2 y F3 para iniciar el vaciado del embalse..	42
Fotografía 5.5	Descarga con flujo presurizado	43
Fotografía 5.6	El flujo descarga con superficie libre (42 minutos desde el inicio, Q=300 m ³ /s).....	43
Fotografía 5.7	Erosión producida por el flujo en la descarga inicial.....	44
Fotografía 5.8	El caudal de salida es igual al caudal de ingreso y se tiene flujo con superficie libre	44
Fotografía 5.9	El flujo con superficie libre continúa arrastrando sedimentos	45
Fotografía 5.10	Descarga de flujo con sedimentos a través de las compuertas de fondo	45
Fotografía 5.11	Canal de lavado.....	46
Fotografía 5.12	Ancho del canal de lavado.....	47
Fotografía 5.13	Evacuación de sedimentos primeras tres horas.....	47
Fotografía 5.14	Agua limpia aguas abajo de la presa	50

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país, el carácter estacional de las lluvias ha marcado periodos claramente diferenciados de avenida y estiaje. Esto aunado a la mayor concentración poblacional en las zonas áridas del territorio nacional ha conllevado a la construcción de grandes reservorios para aprovechar los excedentes del periodo húmedo y utilizarlo en el periodo seco.

Sin embargo, en muchos de los reservorios construidos se han presentado graves problemas de sedimentación, particularmente después de la ocurrencia del fenómeno El Niño de 1997-1998. La presencia del embalse motiva la disminución de velocidad de la corriente, lo que produce la decantación de las partículas sólidas. La acumulación de sedimentos puede originar problemas de diversa índole, llegando incluso a colmatar totalmente el reservorio, inutilizándolo.

Los factores relacionados con la sedimentación en el interior del reservorio incluyen factores relacionados con la producción y transporte de sedimentos hasta el reservorio, el movimiento de los sedimentos en el interior y la salida de los mismos a través de las estructuras de evacuación. White y Bettes (1984) definen, entre los factores existentes, la geología y la hidrología de la cuenca de drenaje, las prácticas de uso de tierra y la naturaleza de los propósitos ingenieriles.

Una práctica de diseño de reservorios postula mantener una zona de su volumen destinada al almacenamiento de los sedimentos durante toda su vida útil, llamada volumen muerto. Esto tiene como inconveniente el encarecer el costo de la estructura. Además la decantación de los sedimentos no se realiza necesariamente en esta zona, llegando a involucrar el volumen útil del reservorio. En añadidura, se produce un proceso de acumulación de sedimentos y de nutrientes en el embalse, con consecuencias negativas para el tramo de aguas abajo del cauce.

Por estas razones, se considera más recomendable lograr la evacuación de los sedimentos de los reservorios mediante operaciones de compuertas. La efectividad del proceso de purga de sedimentos del embalse depende de muchos factores, cuyo conocimiento es requerido para plantear medidas de manejo tendientes a asegurar su operación. Estas medidas deben estar basadas en el conocimiento de los procesos de sedimentación y purga de sedimentos del reservorio.

La presente investigación permitirá formular reglas de operación para el mantenimiento de la vida útil de los embalses utilizando procedimientos hidráulicos de purga de sedimentos. Esto se logrará mediante la profundización en el conocimiento de los factores involucrados en los procesos de sedimentación y purga de sedimentos del embalse.

Otra posible alternativa es demostrar que no existen procedimientos adecuados para la purga hidráulica de sedimentos del reservorio.

Además, se planteará una herramienta de análisis que es el modelo matemático para la representación de dichos procesos, lo que permitirá plantear los procedimientos de operación recomendables para optimizar la eficiencia de los elementos de purga del reservorio. Se estudiará particularmente el uso de compuertas de fondo.

Un mejor conocimiento del fenómeno estudiado permitirá prevenir y evitar la disminución de la vida útil de los embalses, además de contribuir con el estado del conocimiento de los

procesos de sedimentación y purga de sedimentos de los reservorios en el Perú, ya que existen muchas variantes a ser estudiadas para lograr plantear medidas con fines de previsión y control.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Generales

Asegurar el mantenimiento de la vida útil del embalse que puede verse afectada por la acumulación de sedimentos, mediante la formulación de reglas de operación de compuertas para lograr la purga de sedimentos del embalse.

El estudio se ha aplicado al reservorio Chimay ubicado en el departamento de Junín con capacidad de 1,5 hm³ para regulación horaria.

1.2.2 Objetivos Específicos

- i) Estudiar los procesos de sedimentación y purga de sedimentos del reservorio.
- ii) Desarrollar un modelo matemático, general y de aplicación sencilla, para representar los procesos de sedimentación y de purga de sedimentos del reservorio.
- iii) Analizar las condiciones del modelamiento en modelo físico y matemático para representar las condiciones del prototipo.
- iv) Determinar si el modelo matemático puede representar adecuadamente las condiciones de purga de sedimentos del reservorio.
- v) Determinar si es posible lograr la evacuación efectiva de los sedimentos mediante reglas de operación de compuertas.
- vi) Formular y probar el efecto de reglas de operación adecuadas.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se ha organizado en ocho capítulos.

En el primer capítulo se hace una presentación de la problemática y de los objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo se hace una revisión de la literatura técnica, examinando los modelos matemáticos disponibles, y las condiciones de erosión y sedimentación así como el movimiento de sedimentos en el vaso. Se evalúa las condiciones de evacuación a través de los elementos de purga y se establece las restricciones de índole técnica, ambiental y económica.

En el tercer capítulo se hace la selección y formulación del modelo matemático, estableciendo los parámetros del modelo, el método numérico de solución, los datos de ingreso al modelo y los resultados esperados. Se describe la elaboración y experimentación del programa de computadora.

En el capítulo 4 se describe el problema físico a representar, el embalse de la C.H. Chimay, ubicado en el departamento de Junín. Se establece las características hidrológicas y sedimentológicas de la corriente, así como las características morfológicas y sedimentológicas del vaso y las características hidráulicas de la presa y los elementos de purga. Se describe también el proceso de adquisición de datos para el modelo matemático.

En el capítulo 5 se hace una descripción del modelo físico estableciendo sus limitaciones y describiendo las pruebas de simulación correspondientes.

En el capítulo 6 se hace la aplicación del modelo matemático, se establecen las condiciones batimétricas iniciales y las reglas de operación para la purga de sedimentos, procediendo al ensayo de las condiciones de sedimentación y purga del prototipo. Posteriormente se calibra el modelo con los datos disponibles y se procede a la simulación de los escenarios de interés.

En el capítulo 7 se hace un análisis y discusión de los resultados. En primer lugar, se compara los resultados de los modelos físico y matemático. Luego se establecen los factores limitantes del modelo matemático, haciendo la validación del modelo matemático como una herramienta general. Como aplicación del modelamiento se establece las reglas de operación recomendadas.

En el capítulo 8 se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 2.- REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 MODELOS MATEMÁTICOS DISPONIBLES

Las ecuaciones que gobiernan el flujo fluido en los reservorios son las mismas que las que gobiernan el flujo en los ríos y otros cuerpos de aguas y su solución está comúnmente basada en los procesos dominantes que actúan en el reservorio.

Los modelos matemáticos disponibles para la representación de los procesos de sedimentación y purga de sedimentos se pueden clasificar según distintos criterios. Aquí se considera dos de ellos. La primera clasificación se refiere al modelamiento en tiempo, la segunda, al modelamiento en espacio. Según la primera clasificación pueden ser permanentes, casi permanentes o impermanentes. Según la segunda, pueden ser unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales.

El modelamiento en tiempo se refiere al estado del flujo. Los modelos permanentes no incluyen los términos de derivadas respecto al tiempo en las ecuaciones de flujo y transporte de sedimentos, pero consideran cambios temporales en la elevación del lecho y la gradación del material que lo conforma. Los modelos casi permanentes dividen un hidrograma impermanente en muchos intervalos de tiempo, en el que cada cual es representado por una descarga constante. Los modelos casi permanentes son usados a menudo en la simulación de procesos fluviales de largo plazo en ríos, pero no pueden ser usados en caso que presentan gran variabilidad en el tiempo, tales como el flujo de mareas en estuarios o las avenidas instantáneas es cuencas pequeñas. Los modelos impermanentes son más generales y se pueden usar para simular procesos fluviales impermanentes así como procesos permanentes y casi permanentes (Wu, 2007).

Para el estudio de los efectos de la propagación de avenidas en ríos y, en concreto, para la obtención de los valores de velocidad y niveles de agua, se han usado en el pasado, y todavía se usan mayoritariamente en la actualidad, modelos unidimensionales en régimen permanente gradualmente variado y fondo fijo. Estos pueden ser una herramienta suficiente para estudios donde la evolución temporal no sea un factor a tener en cuenta y el flujo sea eminentemente unidimensional. Este tipo de modelos se basan en esquemas numéricos relativamente simples pero eficaces, pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y con llanuras de inundación, y singularidades tales como azudes, puentes, pasos bajo vía, etc. (Bladé, 2005).

Los modelos uni y bidimensionales son ampliamente usados para aplicaciones ingenieriles. Los modelos unidimensionales son apropiados en reservorios en el cauce del río, donde el flujo está fuertemente canalizado y sigue cercanamente el talweg y donde la mezcla transversal es efectiva. De otro lado, cuando el reservorio es ancho y sin una dirección de flujo clara y única, se deben usar los modelos bidimensionales ó tridimensionales. En un reservorio largo y estrecho, típico de las regiones montañosas, el flujo se produce virtualmente como en un río unidimensional. En este caso, el reservorio está definido por el área del río donde los efectos del agua de retorno de la presa determinan una elevación de la superficie libre nivelada. En cambio, un reservorio con configuración de un lago superficial y ancho, típico de las regiones bajas y planas, tiene circulación del flujo esencialmente bidimensional. (Yang et al., 2006).

El tipo de modelo matemático escogido para cada aplicación particular debe reflejar las características físicas del reservorio. Por ejemplo, en la ecuación de Saint Venant algunos de los términos correspondientes a las distintas fuerzas que gobiernan el movimiento de la onda son significativos y los otros pueden ser despreciados. Como consecuencia, diferentes tipos de modelamiento de ondas pueden ser usados. Las ondas inerciales o las

pequeñas de gravedad son dominadas por las fuerzas inerciales y de presión. Ondas en las cuales la fricción, gravedad y las fuerzas de presión dominan -donde los términos inerciales son despreciables- son llamadas ondas de difusión. Cuando solamente las fuerzas de gravedad y de fricción están presentes, las ondas se denominan ondas cinemáticas. Cuando todas las fuerzas son importantes, se habla de ondas dinámicas. Las ondas dinámicas son los tipos de ondas más generales en el flujo de canales abiertos y se puede decir que se establecen cuando el término de aceleración local se puede despreciar. (Yang et al. ,2006).

Según Spasojevic y Holly (2007), para resolver problemas de sedimentación en reservorios se requiere el modelamiento de la mezcla de sedimentos y, a menudo, es suficiente un modelo bidimensional (promediado en profundidad) con la distribución hidrostática de presiones en todas las direcciones y usualmente es correcto estudiarlo como una secuencia de flujos permanentes. Solamente se requiere el modelamiento tridimensional y/o una mayor precisión en la distribución de presiones si se estudia el arrastre de sólidos a través de las estructuras de salida. Se requiere hacer una distinción entre los procesos de carga de fondo y de carga suspendida a menos que el ingreso de sedimentos sea totalmente como carga de lecho.

Se desarrolla a continuación una breve descripción de las características y modelos representativos de los modelos uni, bi y tridimensionales describiendo particularmente aquellos aplicados a la sedimentación y purga de sedimentos de los embalses.

2.1.1 Modelos unidimensionales

La mayoría de los modelos de transporte de sedimentos usados en ingeniería fluvial son unidimensionales, especialmente aquellos usados para simulación de largo plazo de un tramo largo de un río. Los modelos unidimensionales generalmente requieren la mínima cantidad de datos de campo para la calibración y el muestreo. Las soluciones numéricas son más estables y requieren menos cantidad de tiempo de cómputo y capacidad. Los modelos unidimensionales no son adecuados, sin embargo, para una simulación completa de fenómenos locales de dos o tres dimensiones.

Los modelos unidimensionales están usualmente basados en los principios de conservación de la masa y del momento. Las ecuaciones resultantes son conocidas como ecuaciones de Saint Venant. Ellas asumen que todas las variables principales son uniformes en la sección transversal, que la pendiente de fondo es pequeña, y que todos los efectos de curvatura son despreciables. (Yang et al. ,2006).

Se asume que la pendiente de la línea de energía es una función del caudal usando una ecuación de resistencia, tal como la de Manning o la de Chezy. Las condiciones de frontera interna especiales deben ser consideradas en los casos donde el flujo no está bien representado por las ecuaciones de flujo unidimensional. Tales situaciones se pueden encontrar en flujo sobre vertederos o a través de compuertas.

En la mayoría de modelos usualmente se ignora el hecho que la coordenada física x no es la misma que la coordenada local que sigue (es tangente a) la dirección de las líneas de corriente, s : x es una distancia en un sistema de coordenadas que no cambia, mientras s es la verdadera distancia recorrida por el agua. En efecto, las ecuaciones son correctas solamente si $dx=ds$ (esto es si la relación entre la longitud del canal (s) a la distancias aguas abajo(x) es igual a 1). Este no es el caso de la mayoría de los flujos en ríos, especialmente en el caso de grandes incrementos en la descarga sobre cauces altamente sinuosos. A medida que el caudal se incrementa y los niveles crecen, la masa principal de agua tiende a asumir diferentes cauces, especialmente en canales con secciones transversales compuestas. (Yang et al. ,2006).

La mayoría de modelos de tránsito para simulación de largo plazo de tramos largos de un río son unidimensionales. Hay muchos modelos de transporte de sedimentos unidimensionales, y cada modelo tiene sus fortalezas y sus debilidades. La revisión comprensiva de sus capacidades y desempeño ha sido realizada en los reportes por el National Research Council (1983) y Fan (1998), entre otros. Quince agencias federales de USA participaron en un taller de restauración de corrientes en 1998 para producir un manual (Federal Interagency, 1998). Ellos seleccionaron los siguientes ocho modelos para comparación: CHARIMA (Holly et al., 1990), FLUVIAL-1 2 (Chang, 1990), HEC-6 (USACE, 1993), TAS-2 (McAnally y Thomas, 1985) MEYER (Johannesson y Parker, 1985), USGS (Nelson y Smith, 1989), D-O-T (Darby y Thorne, 1996, y Osman y Thorne, 1988), y GSTARS (Molinas y Yang, 1986). El U.S.Bureau of Reclamation ha reemplazado GSTARS with GSTARS 2.1 y GSTARS3 (Yang y Simties, 2000 and 2002). HEC-6, TABS-2, USGS, y GSTARS 2.1 and GSTARS3 son modelos federales de dominio público; CHARIMA, FLUVIAL-12, MEANDER, and D-O-T son modelos académicos o de propietarios privados. (Yang et al., 2006).

De la lista anterior solamente los modelos HEC-6, FLUVIAL-12 Y GSTARS 3 comprenden el modelamiento en reservorios, mientras GSTARS 2.1 enfatiza la sedimentación en ríos.

El modelo HEC-6 puede ser bueno para simulaciones de largo plazo pero no para eventos de desembalse (Lai, 1994). Esto significa que no puede reproducir el flujo rápidamente variado que se produce al abrir las compuertas para el desembalse que inicia el proceso de purga de sedimentos.

2.1.2 Modelos Bidimensionales

El uso de los modelos bidimensionales para flujo y transporte de sedimentos se ha generalizado debido al advenimiento de computadoras personales rápidas y a la existencia de un número significativo de modelos disponibles comercialmente.

Los modelos bidimensionales pueden ser clasificados en bidimensionales verticalmente promediados y en bidimensionales horizontalmente promediados. Los primeros esquemas son usados donde la velocidad promediada en la profundidad u otros parámetros hidráulicos pueden describir adecuadamente la variación de las condiciones hidráulicas a lo largo del canal. Los últimos esquemas son usados con los parámetros hidráulicos promediados en el ancho y pueden describir adecuadamente la variación de las condiciones hidráulicas en la dirección vertical.

Se detallan a continuación los modelos de transporte de sedimentos bidimensionales promediados en la profundidad ya que constituyen la mayoría. Al desprestigiar la componente vertical de la velocidad podrían no ser adecuados para los problemas en los cuales la velocidad vertical no es despreciable, debido a un frente agudo o con pendiente fuerte. Sin embargo, se ha alcanzado muy buenos resultados aun cuando no se cumplen algunas de las hipótesis. (Peña et al. ,2008).

Los modelos bidimensionales promediados en la profundidad resultan del promedio en la vertical de las ecuaciones gobernantes: Navier-Stokes y de conservación de la masa. Primero, se integra la ecuación de continuidad, haciendo uso de la condición cinemática de la superficie libre y el hecho de que la componente normal de la velocidad puede desprestigiar en el lecho sólido, se obtiene una ecuación diferencial de las velocidades promediadas en la profundidad con respecto al tiempo y a las dos coordenadas espaciales. (Yang et al., 2006)

Segundo, se promedia la ecuación de momento incluyendo los términos de Coriolis y de presión, y se obtiene las ecuaciones de Navier-Stokes de agua de poca profundidad o promediadas en la profundidad. Los esfuerzos de corte transversales τ_{ij} incluyen la fricción viscosa, la fricción turbulenta y los términos no lineales resultantes de los procesos de promediación vertical, que son usualmente llamados los esfuerzos de radiación.

En la mayoría de los cuerpos de agua naturales, los términos de viscosidad molecular pueden ser despreciados con seguridad en comparación con los términos turbulentos. Los esfuerzos de radiación se desprecian a menudo, pero representan importantes fenómenos físicos. En general, estos esfuerzos de radiación se pueden expresar usando los coeficientes de difusión y las variaciones de las velocidades en las direcciones fundamentales. (Yang et al., 2006)

En flujo turbulento, los coeficientes de difusión pueden ser calculados usando alguno de los muchos modelos de turbulencia existentes y se asume que los esfuerzos de corte de fondo tienen la misma dirección de la velocidad media en la profundidad y son proporcionales al cuadrado de su magnitud. Las fuerzas motrices consideradas en las ecuaciones de Navier-Stokes promediadas en la profundidad incluyen los efectos de gradientes de presión atmosférica, esfuerzos del viento, gradientes de densidad y esfuerzos de marea. Finalmente, se expresa en forma promediadas en la vertical las ecuaciones del transporte de constituyentes (partículas muy finas) disueltas o suspendidas usando los coeficientes de difusión en las direcciones fundamentales y la concentración promedio en la profundidad. (Yang et al., 2006)

Las ecuaciones de agua de poca profundidad pueden ser escritas en muchas formas posibles.

Los modelos bidimensionales promediados en la profundidad de los que se encuentra más bibliografía son: CCHE2D, RMA-2 y FESWMS-2DH pero ninguno de ellos reporta aplicaciones en el modelamiento de reservorios.

También está disponible el modelo IBER que es un modelo matemático bidimensional para la simulación de flujos en ríos, desarrollado en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE). Consta de un módulo hidrodinámico que permite la simulación bidimensional de cauces (y en consecuencia posibilita la definición de zonas inundables, la delimitación de vías de intenso desagüe o en general la zonificación del Dominio Público Hidráulico), un segundo módulo de turbulencia y un tercer módulo de transporte de sedimentos para la cuantificación de la evolución de la carga sólida, tanto por arrastre de fondo como en suspensión.

En 1994, Lai presentó en su Tesis de Doctorado un modelo bidimensional para la representación del proceso de purga de sedimentos, que se aplicará en la presente tesis. El método de solución planteado por Lai fue el de volúmenes finitos mientras que en la presente investigación se usa el método de diferencias finitas. Además se ha incluido otras ecuaciones de cálculo de transporte de fondo, conforme se explica en el siguiente capítulo.

2.1.3 Modelos tridimensionales

Los fenómenos de flujo en ríos naturales son tridimensionales, especialmente cerca de un codo de un meandro, en contracciones y expansiones locales, o en una estructura hidráulica. La turbulencia es un fenómeno esencialmente tridimensional y los modelos

tridimensionales son particularmente útiles para la simulación del transporte turbulento de calor y de masa. Estos modelos están usualmente basados en la forma promedio de Reynolds de las ecuaciones de Navier - Stokes, usando ecuaciones adicionales de grado de complejidad diverso para explicar la turbulencia.

En flujos de superficie libre, se requiere una ecuación adicional para resolver la posición de la superficie libre. Una técnica común es usar una aproximación de cubierta rígida en la cual el flujo es resuelto en la misma manera de un flujo a presión pero asumiendo una frontera rígida sin fricción en la posición aproximada donde la superficie libre está localizada. Esto elimina la necesidad de usar una ecuación diferencial adicional para calcular la posición de la superficie libre. La posición de la superficie libre puede ser calculada desde la presión del flujo extrapolando (o interpolando) a la localización donde la presión es igual a la presión atmosférica. Se pierde precisión cuando la posición de la superficie libre difiere significativamente de la localización de la pantalla rígida (digamos, por 10% o más de la profundidad del flujo), lo cual puede ocurrir en codos y alrededor de obstáculos.

Alternativamente, la elevación de la superficie libre puede ser calculada ya sea resolviendo la condición cinemática en la superficie libre ó usando la ecuación de continuidad integrada en la profundidad. Esta se refiere a las componentes del vector velocidad promediado en la profundidad y ofrece la ventaja de usar el principio de conservación de la masa, y por tanto ayuda a hacer cumplir la restricción de incompresibilidad.

Una simplificación importante del sistema de ecuaciones tridimensional se logra cuando los términos de aceleración vertical pueden ser despreciados con respecto a la presión y las fuerzas de cuerpo. En este caso, la tercera ecuación de momento (2-momentum) se reduce a la ley de distribución hidrostática de la presión. Es usada frecuentemente en los flujos de superficie libre, que es válida cuando las líneas de corriente están solo débilmente curvadas en el plano vertical (esto es, son casi paralelas al fondo del canal).

Usando la ley de distribución hidrostática, el gradiente de presión puede ser remplazado por la pendiente de la superficie libre en los flujos neutralmente estratificados. Esto permite la eliminación de una incógnita (la presión p). La tercera ecuación de momento no requiere ser resuelta. En su lugar, la componente vertical de la velocidad en cualquier nivel vertical es calculada directamente de la ecuación integrante a lo largo de la dirección vertical.

El modelamiento tridimensional es una herramienta poderosa en la ingeniería fluvial, pero tiene también una gran demanda computacional (esto es, se necesitan computadoras más rápidas con gran capacidad de memoria). También requieren una gran cantidad de datos para hacer el ajuste de modelo adecuado, cuya obtención toma tiempo y es costoso.

Estos requerimientos hasta hace poco han limitado su uso, pero computadoras más nuevas, más rápidas y más asequibles, junto con nueva instrumentación para la toma de datos, permiten en la actualidad superar estas limitaciones.

El Dr. Nils Olsen (2010) ha desarrollado un modelo tridimensional SSIIM en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Noruega, que ha sido aplicado para representar el proceso de sedimentación y purga de sedimentos del reservorio de Angostura en Costa Rica. El programa puede modelar el transporte de sedimentos en un reservorio con lecho móvil y nivel de agua variable, por lo que es adecuado para modelar la deposición y purga de sedimentos. SSIIM es un programa no comercial de descarga libre en Internet realizado con propósitos de enseñanza e investigación. Resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes en una malla tridimensional no ortogonal, usando el modelo de turbulencia $k-\epsilon$, el método

SIMPLE para la presión y resuelve la ecuación de convección-difusión para varios parámetros incluyendo sedimentos.

Según el reporte de Lisa Hoven (2010) en su tesis de maestría, para el modelamiento del embalse Angostura con el modelo SSIIM se realizaron las siguientes simplificaciones:

- Carga constante de sedimentos.
- Descarga constante de 350 m³/s.
- Nivel de agua constante, sin desembalse.
- No se modeló la erosión.
- Se representó la granulometría de los sedimentos con tres fracciones.
- Se usó pasos de tiempo mayores de 1 año.

Los resultados obtenidos mostraron que el modelo no manejó bien la deposición ni reprodujo la erosión. Por ello, en la actualidad se ha mejorado SSIIM para trabajar con menores intervalos de tiempo y representar mejor las celdas húmedas y secas resultantes del desembalse. (Hoven, 2010).

2.2 PROCESOS DE EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN DENTRO DEL VASO

Los procesos de erosión y sedimentación dentro del vaso están directamente relacionados con el vector velocidad y principalmente con la granulometría del cauce. Si el esfuerzo de corte actuante excede el esfuerzo de corte crítico de movimiento de la partícula y/o la velocidad excede la velocidad crítica de movimiento de la partícula entonces se produce erosión y si la velocidad es inferior a la velocidad de caída entonces se produce sedimentación. En cada sección puede producirse erosión y sedimentación a lo largo de sus subsecciones. Estos procesos por tanto están ligados a la circulación del agua en el reservorio.

La circulación en reservorios es generalmente multidimensional, no uniforme, e impermanente. Está influenciada por las condiciones hidrológicas del reservorio y su cuenca, por el clima, por la fisiografía, por la morfología del reservorio, y por la operación de la represa, entre otros parámetros. Algunos movimientos de agua son periódicos (por ejemplo el movimiento turbulento superficial causado por las tormentas), y algunos son permanentes (causado por el ingreso de los subafluentes y río principal). Existe usualmente estratificación de densidad debido a la temperatura, salinidad, turbidez y densidad del agua del reservorio. (Yang et al., 2006).

Todos estos efectos tienen un impacto directo en los procesos de sedimentación en un reservorio, en su eficiencia de retención de sedimentos y en la distribución de los depósitos de sedimentos dentro del reservorio. Así, todos los procesos físicos dominantes deben ser incluidos en un modelo exitoso.

Las ecuaciones básicas que gobiernan los procesos de sedimentación del reservorio son las mismas que en el caso de otras extensiones de agua; sin embargo, otros factores pueden aumentar su complejidad. Entre ellos se puede mencionar:

- Carga de sedimentos transportada por el río que ingresa al reservorio.
- Deslizamientos de rocas.
- Remoción de sedimentos (por dragado o sifonamiento)
- Fuerzas de corte por olas y viento.
- Hielo y escombros.
- Carga de sedimentos de los tributarios.
- Desvío de los sedimentos mediante un bypass.

Adicionalmente, las variables limnológicas pueden jugar un papel significativo. Por ejemplo, hay una relación entre el desarrollo del fitoplancton y la hidrodinámica del reservorio: cantidades incrementadas de fitoplancton dan lugar a termoclinas más superficiales, capas superficiales más calientes, y sus correspondientes diferencias en hidrodinámica. El impacto de los procesos limnológicos en la circulación del depósito es un campo que está pobremente estudiado. (Yang et al. , 2006).

2.3 MOVIMIENTO DE LOS SEDIMENTOS A TRAVÉS DEL VASO

El movimiento de los sedimentos a través del vaso será explicado a continuación considerando las dos etapas de interés en la presente investigación: proceso de sedimentación durante el llenado y operación del reservorio y el proceso de purga de sedimentos por desembalse parcial o total del reservorio.

2.3.1 Sedimentación durante el llenado y operación del reservorio

Un factor importante ligado con la colmatación de sedimentos del reservorio es la relación entre el volumen del reservorio y la escorrentía anual de la cuenca de drenaje. Los problemas de sedimentación se incrementan a medida que esta relación disminuye. (White y Bettes, 1984).

La mayoría de los estudios de sedimentación en reservorios están relacionados con los procesos de azolve, esto es, la cantidad de sedimentos atrapados en el reservorio y su distribución dentro del reservorio. El movimiento de sedimentos dentro del reservorio es también importante debido a la presencia de contaminantes que afectan la calidad del agua del reservorio. Los movimientos de sedimentos en el reservorio están gobernados por las mismas ecuaciones de flujo y de transporte de sedimentos para ríos. A continuación se presenta brevemente algunos aspectos específicos de interés en la sedimentación del reservorio. (Yang et al., 2006).

Los depósitos de sedimentos en reservorios generalmente contienen materiales mucho más finos (tanto en diámetro de partículas como en porcentajes relativos) que los encontrados en sus tributarios. Los sedimentos finos conforman la carga de lavado y encuentran su camino en el reservorio donde son atrapados. Consecuentemente, los limos y finos cohesivos son a menudo dominantes en los reservorios. Para reservorios en Sudáfrica, Rooseboom (1975) encontró que la concentración total de sedimentos en el reservorio depende de la velocidad media del flujo y la pendiente de la línea de energía cuyo producto se denomina promedio de la potencia unitaria de la corriente. Esta a su vez puede ser expresada en función de la descarga del flujo, el perímetro mojado y el área de la sección transversal así como del coeficiente de rugosidad. (Yang et al. 2006).

Experimentalmente para partículas que tienen una velocidad de asentamiento variable de 0,6 a 9 mm/s, representativo de limos, se encontró que la concentración de sedimentos depende del esfuerzo de corte del lecho, la velocidad media del flujo, la gravedad específica del sedimento, la densidad del fluido, la profundidad de agua y la velocidad de caída. Sin embargo, la mayoría de ecuaciones de transporte de sedimentos han sido derivadas para tamaños de arenas y gravas. Atkinson (1992) incluyó las mezclas de sedimentos suspendidos, incluyendo los efectos que la presencia de cada tamaño de partícula tiene en la velocidad de caída de las otros tamaños de partículas. (Yang et al. 2006).

Las corrientes de densidad son flujos de fluidos con diferentes densidades y normalmente ocurren en los ambientes estratificados de lagos y reservorios. Ellos son flujos de gravedad causados primariamente para diferencias en densidad $\Delta\rho$ de los fluidos involucrados. En un reservorio pueden ocurrir principalmente debido a las diferencias de densidad entre las

aguas embalsadas y las que ingresan. Las corrientes de densidad pueden ser causadas por diferencias en temperatura ($\Delta\rho\approx 2\text{kg/m}^3$), salinidad ($\Delta\rho\approx 20\text{ kg/m}^3$), turbidez ($\Delta\rho\approx 20$ a 200 kg/m^3), o una combinación de estos factores. Las corrientes de turbidez son corrientes de densidad causadas primariamente por la presencia de turbidez (ellas transportan material granular), y ocurren como flujos de fondo, esto es, ellos se escurren bajo las capas de menor densidad del embalse. Las corrientes de densidad de turbidez son importantes porque pueden influenciar significativamente la distribución de sedimentos dentro del reservorio. Si alcanzan la presa, pueden ser eliminadas, permitiendo la remoción de sedimentos sin una disminución significativa del nivel del embalse. (Yang et al., 2006).

A medida que el agua ingresa en el reservorio transportando sedimentos, desciende bajo las aguas claras y viaja aguas abajo a lo largo del talweg sumergido. El punto donde las aguas turbias de ingreso descienden bajo el agua ambiental es llamado el punto de descenso súbito o línea de descenso súbito. Su ubicación está determinada por el balance entre el momento de la corriente, el gradiente de presión a lo largo de la interface agua clara-agua turbia, y las fuerzas de corte resistentes. También está influenciada por los factores morfológicos, tales como la pendiente del fondo, la rugosidad del lecho y la forma y área de la sección transversal. (Yang et al., 2006).

2.3.2 Purga de sedimentos del reservorio por desembalse

La evacuación de los sedimentos se realiza a través de compuertas ubicadas en el fondo del reservorio. Asumiendo que la capacidad de descarga de la compuerta es suficientemente grande para disminuir el nivel de agua del reservorio, se abre dicha compuerta de descarga para bajar el nivel de agua para la operación de vaciado.

La zona en la cual se espera que el material del lecho sea erosionado y evacuado se ubica inmediatamente aguas arriba de las estructuras de descarga y su longitud se incrementa a medida que la altura de agua disminuye y el caudal de salida aumenta. Se puede ver, sin embargo, que en todos los casos dichas longitudes son muy modestas, lo cual sugiere que el incremento local de las velocidades del flujo en la vecindad de las salidas de fondo puede contribuir poco a la purga de sedimentos en todo el reservorio. (White y Bettes, 1984).

Para que la purga de sedimentos por desembalse sea efectiva debe generalizarse el movimiento de agua y sedimento en el reservorio, causado por el flujo a través de las salidas de fondo y el flujo de ingreso al reservorio, de manera de acarrear los sedimentos hasta la distancia de alcance de las estructuras de salida. (White y Bettes, 1984).

Durante el proceso de vaciado, las áreas influenciadas por el remolino de vaciado pueden disminuir desde la zona de aguas arriba del reservorio, y la erosión progresiva en el tramo de cola puede ocurrir para cargar los depósitos previos o los sedimentos que ingresan hacia la presa. Si el nivel de agua del reservorio es suficientemente bajo para erosionar la cumbre de la deposición deltaica, la cumbre del delta puede moverse regresivamente y se puede desarrollar un canal de lavado cortando los depósitos. Este patrón de erosión es llamado erosión regresiva y se propaga desde aguas abajo hacia aguas arriba. Debido a la erosión regresiva actuando a lo largo del canal de lavado, el canal desarrollado se hace más profundo y se ensancha como resultado de la erosión de gran escala en el reservorio. Así ocurre un proceso efectivo de limpieza. Sin embargo, los sedimentos erosionados desde el tramo de cola pueden moverse hacia la zona muerta de almacenamiento cerca a la presa y consolidarse antes de que puedan ser arrastrados hacia afuera del reservorio. Bajo esta circunstancia, la operación de lavado podría no ser efectiva (Lai y Shen, 1996). Para explicar este fenómeno se realiza un análisis dimensional. Durante el lavado por vaciado, la concentración volumétrica de sedimentos a la salida, C_s , es una función de las siguientes variables (Lai y Shen, 1996):

$$C_s = f(u, h, S, g, G, G_s - G, w) \quad [2.1]$$

En la cual: u = velocidad media del flujo; h = tirante de agua; S = pendiente de energía; g = aceleración de la gravedad; G = peso específico del agua, G_s = peso específico de sedimento; w = velocidad de caída de las partículas. Por análisis dimensional se define que la concentración volumétrica de sedimentos de salida puede ser calculada en función de parámetros adimensionales usados a menudo en las fórmulas de transporte de sedimentos. Así, usando la ecuación de Chezy y teniendo en cuenta que para un canal casi rectangular con descarga por unidad de ancho igual q ($= hu$), la ec. (2.1) puede ser expresada como:

$$Cs = k_0 \frac{G}{G_s - G} \left(\frac{u^3}{gwh} \right)^m = \frac{k_0}{s-1} \left(\frac{u^4}{g w q} \right)^m \quad [2.2]$$

Donde:

$$s = \frac{G_s}{G} \quad [2.3]$$

En la cual, k_0 y m son coeficientes a ser determinados, s es la gravedad específica relativa de los sedimentos. El valor de m determinado de los datos de campo en la China fue cercano a 1 (Chien, 1992) (Zhang y Chien, 1985). Para propósitos prácticos, se considerará m como 1. Asumiendo que el flujo se aproxima a la condición de flujo uniforme durante la descarga, puede aplicarse la ecuación de Manning (esto es $u = h^{2/3} S^{1/2} / n$; $S = S_w$, pendiente de la superficie de agua = S_0 , pendiente del lecho). Basado en la ec. (2.2), la descarga de sedimentos de salida por unidad de peso está dada por:

$$Q_{0s} = GsCsQ_0 = \frac{k_0 Gs}{(s-1)gwn^{2.4}} \left(\frac{Q_0}{B} \right)^{0.6} S_w^{1.2} Q_0 = E \frac{Q_0^{1.6} S_w^{1.2}}{B^{0.6}} \quad [2.4]$$

Donde Q_0 = descarga de salida, n = rugosidad de Manning; B = ancho del canal de lavado; E = coeficiente de erodibilidad:

$$E = \frac{k_0 Gs}{(s-1)gwn^{2.4}} \quad [2.5]$$

La ecuación 2.4 fue presentada por la Universidad de Tsinghua en 1985 recomendando los valores del coeficiente de erodibilidad mostrados en el cuadro 2.4.1, que fueron obtenidos usando datos de purga de sedimentos de reservorios en China. Es una práctica común en China realizar esta operación anualmente por lo que la consolidación no tiene influencia.

Cuadro 2.4.1 Valores del factor de erodibilidad propuestos por la Universidad de Tsinghua

Valor del coeficiente de erodibilidad, E	Tipo de sedimentos
160	Loess
180	Para purga de sedimentos con desembalse con baja descarga
300	Sedimentos con tamaño medio mayor a 0,1 mm
650	Sedimentos con tamaño medio menor a 0,1 mm distintos a loess

Referencia: Manual de erosión y sedimentación, (Yang, 2006).

El análisis dimensional, que ha permitido obtener la ecuación 2.4, permite concluir que las variables predominantes para el caso de caudal constante de ingreso al embalse son la descarga líquida a través de las compuertas, la pendiente de la superficie de agua y el ancho del canal. Los resultados experimentales de las investigaciones en China muestran que a medida que disminuye E existe mayor resistencia del flujo, es decir a igualdad de las otras variables la descarga sólida disminuye. Sin embargo, la ecuación no puede ser aplicada a condiciones presurizadas de flujo (Lai y Shen, 1996), ver figura 2.4.1. Las curvas I y III mostradas corresponden a los resultados experimentales en China con $E = 650$ y $E = 180$, respectivamente (Sediment Research Laboratory of Tsinghua University, China, 1979).

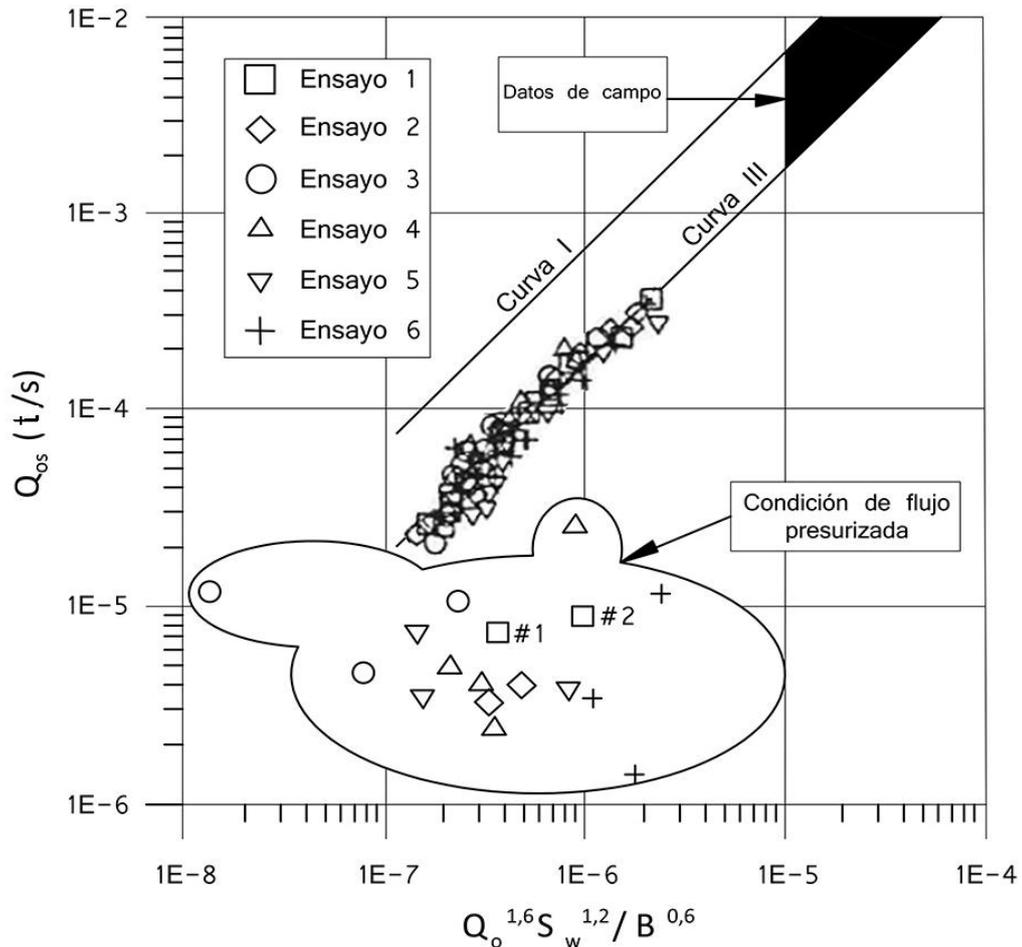


Figura 2.4.1.- Resultados experimentales (Lai y Shen, 1996)

El ancho del canal de lavado se incrementa suavemente con el tiempo y alcanza un estado dinámicamente estable en el tramo completo. El ancho de equilibrio, Be , ha sido correlacionado con su correspondiente descarga dominante, Q_d , y se ha planteado la expresión:

$$Be = 10,91Q_d^{0,5} \quad [2.6]$$

Debido a que la efectividad de las operaciones de purga depende del tamaño de los canales formados durante el descenso de nivel, es importante predecir los taludes laterales de dichos canales. En las operaciones de desembalse se ha observado que los taludes naturales dependen de las propiedades del sedimento, el grado de consolidación, la profundidad de los depósitos y el rango de fluctuaciones del nivel de agua durante la

purga. Los valores observados varían entre 1,4° para material pobremente consolidado hasta 90° en sedimentos altamente consolidados. Atkinson (1996) planteó dos métodos de predicción basados en observaciones de todo el mundo incluyendo conceptos teóricos y observaciones de laboratorio. Uno de los métodos que permite calcular el ángulo en que el talud se mantiene estable se muestra en la ecuación 2.7.

$$\tan\alpha = 6,3\rho_d^{4,7} \quad [2.7]$$

Donde ρ_d es la densidad seca de los sedimentos en t /m³, donde t es tonelada métrica.

2.4 EVACUACIÓN DE LOS SEDIMENTOS A TRAVÉS DE LOS ELEMENTOS DE PURGA

Los elementos de purga recomendados son las compuertas de fondo ya que permiten eliminar también la carga de sedimentos del lecho. La evacuación de los sedimentos se puede lograr con un desembalse parcial. Sin embargo, la cantidad de sedimentos evacuados se incrementa cuando el desembalse es total.

Hay que tener en cuenta que las partículas son movilizadas con la velocidad de la corriente de salida, de manera que para pequeñas velocidades se movilizan los granos de menor diámetro, como por ejemplo los limos y arcillas. En un desembalse parcial con flujo presurizado se evacuarán principalmente estos sólidos de menor tamaño. Sin embargo, para movilizar el material de mayor tamaño depositado y el que se arrastra por el fondo se debe incrementar la velocidad mediante el desembalse total.

Un aspecto importante a tener en cuenta es la distribución granulométrica de los sedimentos que se encuentran en el embalse, ya sea depositados, moviéndose por corrientes de turbidez o como carga en suspensión.

En los modelos físico y matemático estudiados en la presente investigación no se ha estudiado la evacuación del material fino, ya sea en suspensión o como corriente de turbidez, ya que solamente se ha estudiado el movimiento de la carga de fondo.

Según Lai (1994) las principales preocupaciones en las operaciones de purga de sedimentos por desembalse consisten de tres aspectos físicos:

- La descarga de sedimentos a la salida (concentración),
- La eficiencia de purga y
- La variación de la elevación del lecho del reservorio a lo largo del tiempo.

En vista de estas preocupaciones, algunos de los criterios recomendados para la efectividad de las operaciones de purga son los siguientes:

- La operación de purga será más efectiva mientras más bajo sea el nivel de salida (esto es, el nivel del reservorio cerca de la presa) y mientras más rápidamente se realice el desembalse (Lai, 1994).
- Las operaciones de purga deben ser realizadas bajo condiciones de flujo en superficie libre (Wu, 1989).
- Las operaciones de purga deben ser intermitentes (Wu, 1989; Cavor y Slavic, 1983).
- La purga es más efectiva para reservorios de poco ancho de tipo garganta (Mahmood, 1987).
- Es preferible una deposición de cuña aguda con una altura significativa a una deposición deltaica (Lai, 1994).

- La capacidad de diseño de las compuertas de salida deben ser suficientemente grandes para disminuir el nivel del reservorio durante el periodo de purga (Fan y Morris, 1992).
- La operación de purga será más eficiente cuando la compuerta de salida se encuentra más profunda y sea más ancha (Paul y Dhillon, 1988).

Cuantitativamente, la eficiencia de purga puede ser determinada por el volumen erosionado, la cantidad de agua usada y la duración de purga o en términos de costos y beneficios. Se muestra a continuación una expresión para calcular la eficiencia de la operación de purga en un reservorio para cada intervalo de tiempo:

$$E_p = \frac{V_{ss} - V_{si}}{V_w} \quad [2.8]$$

Donde:

- V_{ss} = Volumen de sedimentos evacuados del reservorio en el intervalo de tiempo
- V_{si} = Volumen de sedimentos que ingresaron al reservorio en el intervalo de tiempo
- V_w = Volumen de agua utilizado en el intervalo de tiempo.

La eficiencia se puede calcular en intervalos de tiempo, por ejemplo de 2 min, con el siguiente procedimiento:

- 1) Se calcula ó se mide el caudal líquido Q, el caudal sólido de entrada Q_{oe} y el caudal sólido de salida Q_{os} ,
- 2) Se calcula el peso de sedimentos evacuados, W_s , en un intervalo en el intervalo de tiempo:

$$W_s = \frac{[Q_{os}^t + Q_{os}^{t-1}] \Delta t}{2} \quad [2.9]$$

Los superíndices t y t-1 se refieren a los valores al final y al inicio del intervalo, respectivamente.

De manera similar se puede calcular el peso de sedimentos que ingresa en el intervalo de tiempo utilizando los valores de los caudales sólidos de entrada al inicio y fin del intervalo.

- 3) Se calcula el volumen de sedimentos evacuados en el intervalo de tiempo:

$$V_s = \frac{W_s}{\text{densidad de sedimento} * (1-p)} \quad [2.10]$$

Donde p es la porosidad del material, por lo que el cociente $1/(1-p)$ es el coeficiente de esponjamiento que permite obtener el volumen esponjado.

Para aplicar esta ecuación, el valor de W_s se calcula usando la ecuación 2.9.

- 4) El volumen de agua utilizado se calcula con:

$$V_w = \frac{[Q^t + Q^{t-1}] \Delta t}{2} \quad [2.11]$$

- 5) Se calcula la eficiencia con la ecuación con la ecuación 2.8.

Un parámetro importante es la concentración de sólidos a la salida que es el cociente del caudal sólido de salida entre el caudal líquido. Este valor puede ser medido o calculado y es un elemento de control para definir las reglas de operación de la purga.

2.5 RESTRICCIONES DE ÍNDOLE AMBIENTAL, TÉCNICA Y ECONOMICA

En la presente tesis no se ha incluido detalladamente este aspecto porque no forma parte de los alcances de la investigación, por lo que se recomienda profundizar el tema en investigaciones futuras.

2.5.1 Restricciones de índole ambiental

La purga de sedimentos de un reservorio tiene restricciones de índole ambiental relacionadas principalmente con el cambio brusco del régimen de la corriente producido por la operación de apertura y cierre de las compuertas.

Por ejemplo, si la limpieza hidráulica del flujo se realiza una sola vez al año, la concentración de los sedimentos podría ser altísima y esto aunado con la descarga de avenida utilizada puede producir incrementos de nivel e inundaciones con un alto contenido de sedimentos en las zonas de aguas abajo.

Estas acciones además de producir destrozos a la infraestructura de regadío o a las poblaciones humanas pueden producir graves daños a la flora y fauna existente en el cauce y en la llanura de inundación.

Crosa et al. (2010) realizaron una investigación de las consecuencias ecológicas aguas abajo por los efectos de purga de sedimentos en reservorios alpinos con los siguientes objetivos:

- Verificar en qué extensión la concentración de sólidos en suspensión (CSS) en el cauce receptor puede ser controlada por los procesos de purga de sedimentos por desembalse.
- Determinar las consecuencias biológicas de estas operaciones de purga y
- Producir guías técnicas para el planeamiento futuro y monitoreo de estas actividades.

Los resultados de la investigación mostraron:

- El desembalse de grandes volúmenes de sedimentos acumulados tiene claros efectos en el ecosistema fluvial debido a la falta de control de los picos de corta duración de CSS (70 – 80 g/l) y los valores altos promedios de CSS (4 – 5 g/l) dentro del periodo de desembalse.
- Los principales impactos fueron la disminución de las densidades de peces (hasta 73%) y biomasa (hasta 66%). Además, una gran mortandad juvenil registrada podría producir a largo plazo el deterioro de las estructuras de edad de las poblaciones de peces futuras.
- Se recomienda realizar purgas de sedimentos por lo menos una vez al año, durante el periodo de avenidas, para evitar los picos CSS y para facilitar el control de los efectos erosivos causados por el agua usada en el lavado de sedimentos. También se recomienda mantener CSS máximos permisibles de 10 g/l (promedio diario) y 5 g/l (promedio total) de las operaciones de desembalse llevadas a cabo en contextos ambientales similares.

2.5.2 Restricciones de índole técnica

Estas restricciones están relacionadas con el diseño de las compuertas de limpia, las cuales deben tener el ancho y la altura suficiente para generar descargas de alta velocidad que arrastren los sedimentos de fondo. En muchos proyectos es necesarios realizar

investigaciones en modelo hidráulico reducido para determinar el número de compuertas óptimo.

Es necesario, en la medida de lo posible, mantener limpio el cauce en la cola del embalse para facilitar que en época de avenidas los sedimentos de fondo transiten con mayor velocidad hacia la descarga y en consecuencia se facilite el flujo de sedimentos en suspensión.

2.5.3 Restricciones de índole económica

Las restricciones de índole económica están relacionadas con la actividad principal del reservorio ya que la operación de purga de sedimentos implica vaciar el reservorio lo que significa dejar de operar y por tanto perder los ingresos correspondientes.

En un reservorio se pueden considerar los usos individuales o múltiples de abastecimiento de agua a poblaciones, generación de energía, protección de inundaciones y recreación, entre otros. De manera que en la mayoría de los casos la regulación es estacional, esto es, se almacena el agua en el periodo húmedo y se descarga en el periodo seco. Sin embargo, la purga hidráulica de sedimentos debe realizarse en el periodo húmedo para aprovechar el mayor caudal por lo que se produce una contradicción entre la condición de vaciar el reservorio cuando debería estar en proceso de llenado.

El efecto de las pérdidas económicas derivadas del cese de operación dependerá grandemente de la forma de operación del reservorio y de sus condiciones de operación por lo que se concluye que las reglas de operación deben estar ligadas a estas variables para optimizar los resultados.

CAPITULO 3.- FORMULACION DEL MODELO MATEMATICO

El proceso de purga de sedimentos por desembalse es complejo debido a las siguientes características (Lai, 1994):

- a) Los movimientos de flujo líquido y de sedimentos no ocurren solamente en la dirección longitudinal, sino también en dirección lateral.
- b) El dominio de flujo presenta ciclos de secado y mojado en los casos de formar un canal de lavado o por la elevación rápida del nivel de agua debido al hidrograma de ingreso al reservorio.
- c) Cambios abruptos tales como:
 - la disminución súbita del nivel de agua cerca a la salida,
 - la disminución rápida en la elevación del lecho debido a la erosión retrogresiva originada por la salida del agua y
 - el incremento rápido en la elevación del lecho debido a la deposición de sedimentos de mayor tamaño en la cola del embalse (barra de sedimentos).

El modelo matemático a ser usado debe ser capaz de manejar las características de agua y sedimentos mencionadas. Por ello, Lai (1994) planteó un modelo bidimensional promediado en profundidad basado en un modelo hidrodinámico planteado por Zhao et al. en 1993 con un componente de sedimentos que fue desarrollado y probado con los datos experimentales por Lai. Este modelo se usa en la presente tesis y se describe a continuación.

3.1 PLANTEAMIENTO DE LAS ECUACIONES BÁSICAS

El modelo matemático utilizado es bidimensional promediado en la profundidad. Esto es, resuelve las ecuaciones diferenciales que resultan del promedio en la vertical de las ecuaciones gobernantes: ecuación de continuidad y ecuación de momento.

Es impermanente para representar los resultados de un proceso de purga después de un intervalo dado de tiempo.

3.1.1 Ecuaciones de conservación

Las ecuaciones de conservación integradas en la profundidad presentadas por Lai (1994) se presentan a continuación:

- Conservación de la masa expresada por la ecuación de continuidad para fluidos incompresibles

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q_a \quad [3.1]$$

- Conservación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + \frac{g}{2}h^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = gh(S_{0x} - S_{fx}) + \tau_{\epsilon x} - q_a u \quad [3.2]$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2 + \frac{g}{2}h^2)}{\partial y} = gh(S_{0y} - S_{fy}) + \tau_{\epsilon y} - q_a v \quad [3.3]$$

- Continuidad de carga suspendida:

$$\frac{\partial(hC)}{\partial t} + \frac{\partial(huC)}{\partial x} + \frac{\partial(hvC)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x h \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y h \frac{\partial C}{\partial y} \right) - \alpha_0 w(C - \varphi_0) \quad [3.4]$$

- Continuidad de sedimento:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-p)} \left[\frac{\partial(hC)}{\partial t} + \frac{\partial(q_{bx})}{\partial x} + \frac{\partial(q_{by})}{\partial y} \right] = 0 \quad [3.5]$$

Donde:

- h = altura de agua,
- u, v = componentes de la velocidad en las direcciones x y en y y promediadas en profundidad,
- q_a = Flujo lateral por unidad de área en la vertical,
- g = aceleración de la gravedad,
- S_{ox} y S_{oy} = pendientes del fondo en las direcciones x y en y,
- S_{fx} y S_{fy} = pendientes de la línea de energía en las direcciones x y en y,
- τ_{εx} y τ_{εy} = términos debidos a la turbulencia del flujo horizontal,
- C = concentración del sedimento suspendido promediado en la profundidad,
- α₀w(C - φ₀) = tasa de intercambio entre los sedimentos suspendidos y los sedimentos de la carga del lecho,
- α₀ = coeficiente a ser calibrado,
- w = velocidad de caída del sedimento,
- φ₀ = concentración de carga suspendida en las condiciones de equilibrio,
- K_x y K_y = coeficientes de difusión de sedimentos en las direcciones x y en y, se puede considerar que son iguales entre sí e iguales a K y están directamente relacionadas a la profundidad.
- z_b = elevación del lecho,
- p = porosidad
- q_{bx} y q_{by} = transporte de sedimentos del lecho en condición de equilibrio en cada dirección expresado como volumen por unidad de tiempo y por unidad de ancho.

- Se desprecian los esfuerzos del viento, gradientes de densidad, esfuerzos de marea y la fuerza de Coriolis, además no se considera el flujo lateral ni los términos de turbulencia inducida.
- En flujo turbulento, los coeficientes de difusión pueden ser prescritos o calculados desde cualquiera de los muchos modelos de turbulencia existentes, Rodi (1993), y se asume que los esfuerzos de corte de fondo tienen la misma dirección de la velocidad media en la profundidad y son proporcionales al cuadrado de su magnitud:

$$\frac{\tau_{\epsilon x}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \text{y} \quad \frac{\tau_{\epsilon y}}{\rho} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} v \sqrt{u^2 + v^2} \quad [3.6]$$

Donde:

- n = coeficiente de rugosidad de Manning, que también está sujeto a calibración.

- Las pendientes de la línea de energía en x y en y pueden ser calculadas usando las fórmulas para régimen estacionario:

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1.33}} \quad ; \quad S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1.33}} \quad [3.7]$$

- Para el cálculo del transporte de sedimentos del lecho se ha elegido la ecuación de Aguirre-Pe et al., (2000 y 2004) que se explica a continuación:

$$q_b = 1,5D_{50}(g\Delta D_{50})^{1/2} \frac{F^{*6} S^{1/2}}{C^{*4}} \quad [3.8]$$

$$F^* = \frac{U}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} \quad [3.9]$$

$$C^* = \frac{r_b^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad [3.10]$$

$$q_{bx} = \alpha_{bx}q_b \quad y \quad q_{by} = \alpha_{by}q_b \quad [3.11]$$

En las cuales:

D_{50}	= diámetro significativo de las partículas de sedimentos,
Δ	= peso específico relativo sumergido, igual a 1,65 para arena,
F^*	= número de Froude de las partículas,
C^*	= coeficiente adimensional de Chezy
U	= velocidad media del flujo,
r_b	= radio hidráulico correspondiente al efecto del lecho,
α_{bx} y α_{by}	= cosenos direccionales.

Según el reporte de Aguirre-Pe et al. (2004) esta ecuación da muy buenos resultados comparada con datos de 10 canales de laboratorio y de 10 ríos. Una de las principales bondades de este método es que se obtienen aproximaciones mucho mejores en los casos de ríos y canales de fuerte pendiente. En las futuras investigaciones se implementará otras ecuaciones para el cálculo de transporte de fondo alternativas.

3.2 PARÁMETROS DEL MODELO, CONDICIONES INICIALES Y DE FRONTERA

Además de los parámetros del modelo, se necesita establecer las condiciones de borde y las condiciones iniciales para obtener los valores de la profundidad, las componentes del vector velocidad tanto en x como en y , además del perfil del lecho en cada instante de tiempo mediante la solución de las ecuaciones diferenciales involucradas. Estos se detallan a continuación.

3.2.1 Parámetros del modelo

Se denomina parámetros del modelo a los valores que representan condiciones físicas factibles de calibración, esto es, al ser modificadas permiten cubrir todas las condiciones requeridas.

Se pueden listar los siguientes:

- Coeficiente de fricción para el cálculo de los esfuerzos de corte en las dos direcciones.
- Altura crítica para definir las condiciones de secado y mojado. El cauce seco puede ser simulado considerando un tirante muy pequeño.
- Concentración de los sedimentos.
- Coeficientes α_0 y φ_0 de la tasa de intercambio de sedimentos suspendidos y de fondo.
- Difusividad base K que se puede considerar constante para sedimentos uniformes no cohesivos.

Debido a la falta de mediciones de la concentración de sedimentos en el reservorio, en los experimentos las variables K , φ_0 y α_0 no han podido ser calibradas; por tanto la carga total se calcula globalmente incluyendo la carga suspendida y la carga de fondo juntas. Los

parámetros de flujo serán usados para estimar el flujo saliente de carga total en las interfaces de los alrededores de un elemento.

3.2.2 Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera representan valores conocidos de la función en los límites del espacio en estudio y son funciones dadas del tiempo.

Se consideran dos tipos de frontera en este modelo: fronteras cerradas y fronteras abiertas.

En las fronteras cerradas, por ejemplo las fronteras externas del dominio y bancos e islas, no hay flujo a través de la interface, por tanto la carga de fondo es nula, la componente de la velocidad y el gradiente de la concentración de la carga suspendida normales a la frontera son cero.

En la frontera abierta se debe aplicar una condición conocida que puede ser un hidrograma, el nivel de agua conocida o una curva de calibración. La condición de borde de aguas arriba está dada por los flujos de ingreso de agua conocidos. En el modelo de simulación de transporte de sedimento, la descarga de sedimentos debe ser dada en cada punto de la frontera de entrada. En el caso impermanente, se puede requerir también la distribución de tamaño del sedimento de ingreso. En el modelo de la presente investigación se considera que el tamaño del sedimento de ingreso se mantiene constante y lo que varía con el caudal líquido es la concentración de la carga de sedimentos.

La condición de borde de aguas abajo podría estar dada por la descarga de agua y sedimentos a través de las compuertas. Sin embargo, para calcular la carga de lecho no se requiere ninguna condición, en principio. El gradiente de la concentración de la carga suspendida en la dirección del flujo es igual a cero. (Wu, 2007).

3.2.3 Condiciones iniciales

Las condiciones de valor inicial son aquellas para las cuales la distribución inicial de las variables de interés a través del espacio de trabajo es conocida.

La condición inicial está dada por el perfil del flujo de los sedimentos previamente depositados en el reservorio, es decir la geometría del canal. Además se requiere la concentración de la carga suspendida y la tasa de transporte de la carga de fondo. En la simulación del transporte de sedimentos no uniforme se requiere conocer también la gradación del material del cauce inicial en todo el dominio estudiado. Esta condición de gradación no se considera en el modelo de la presente investigación.

3.3 MÉTODO NUMÉRICO DE SOLUCIÓN

Se ha planteado en este modelo una solución por diferencias finitas. Para llevar a cabo una solución numérica, la región de interés en el plano x-y se divide usando una malla formada por líneas entrecruzadas con espaciamiento constante en x como en y. La dependencia respecto al tiempo se estudia dividiendo el intervalo de tiempo en estudio en incrementos que no requieren ser iguales.

La ecuación diferencial es remplazada por ecuaciones de diferencias finitas expresada en términos de los valores de las funciones desconocidas en los puntos de intersección de la malla. El valor de las funciones desconocidas en un punto dado para un tiempo dado, se calcula a partir de la ecuación de diferencias finitas en función de los puntos aledaños en tiempo y en espacio.

El esquema se denomina explícito si la forma utilizada de la ecuación involucra una sola incógnita: la función en el punto para el intervalo de tiempo siguiente. La solución en este nuevo tiempo se calcula un punto a la vez a partir de valores conocidos en el tiempo actual. La solución explícita empieza con la condición inicial y se propaga en el tiempo obteniendo los valores de la función en el tiempo siguiente a partir de los valores conocidos en el tiempo actual.

Se puede demostrar que el esquema explícito es inestable a menos que el cociente del intervalo de tiempo y el cuadrado del intervalo de espacio, cumplan una condición característica. A menos que esta condición sea satisfecha, los errores pequeños (que pueden ser causados por redondeo en la computadora) se incrementan en el desarrollo de los cálculos haciendo que la solución oscile y se desvíe más y más de la solución verdadera.

De manera similar, se demuestra que el esquema implícito es incondicionalmente estable. Por ello, los pequeños errores pueden ser ignorados.

Una ecuación incondicionalmente estable no garantiza la convergencia del esquema, ya que ésta depende de la forma de la ecuación y de algunos parámetros que son funciones de los coeficientes en la ecuación diferencial y del tamaño de la malla en tiempo y espacio.

3.3.1 Forma vectorial de las ecuaciones gobernantes

Para la solución numérica que será presentada en el numeral 3.3.2 se expresan las ecuaciones de conservación mostradas en el numeral 3.1 en forma vectorial de la siguiente manera:

$$\frac{\partial \vec{U}}{\partial t} + \frac{\partial \vec{E}(\vec{U})}{\partial x} + \frac{\partial \vec{F}(\vec{U})}{\partial y} = \vec{S}(\vec{U}, x, y, z, t) \quad [3.12]$$

En la cual x, y, z son las variables independientes. \vec{U} es el vector de variables de flujos. $\vec{E}(\vec{U})$ es el vector de la función de flujo en la dirección x . $\vec{F}(\vec{U})$ es el vector de la función de flujo en la dirección y . $\vec{S}(\vec{U}, x, y, z, t)$ es el vector de los términos fuentes. Todos estos vectores tienen cinco componentes como se muestra a continuación:

$$\vec{U} = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \\ hC \\ z_b \end{bmatrix} \quad [3.13]$$

$$\vec{E}(\vec{U}) = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{g}{2}h^2 \\ huv \\ huC \\ 0 \end{bmatrix} \quad [3.14]$$

$$\vec{F}(\vec{U}) = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + \frac{g}{2}h^2 \\ hvC \\ 0 \end{bmatrix} \quad [3.15]$$

$$\vec{S}(\vec{U}, x, y, z) = \begin{bmatrix} q_a \\ gh(S_{ox} - S_{fx}) + \tau_{ex} - q_a u \\ gh(S_{oy} - S_{fy}) + \tau_{ey} - q_a v \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x h \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y h \frac{\partial C}{\partial y} \right) - \alpha_0 w (C - \varphi_0) \\ - \frac{1}{(1-p)} \left[\frac{\partial(hC)}{\partial t} + \frac{\partial(S_{t,x})}{\partial x} + \frac{\partial(S_{t,y})}{\partial y} \right] \end{bmatrix} \quad [3.16]$$

A continuación se usará las variables vectoriales, $\vec{U}, \vec{E}(\vec{U}), \vec{F}(\vec{U})$ y $\vec{S}(\vec{U}, x, y, z)$ sin su énfasis vectorial y sin indicar las variables de las que dependen.

El método seleccionado se denomina no acoplado porque para la solución numérica no se ha considerado la solución simultánea de todas las ecuaciones gobernantes.

En primer lugar, se ha resuelto las ecuaciones hidrodinámicas que consisten en las tres primeras filas de los vectores mostrados en la ecuación 3.16, para calcular los valores de u, v y h simultáneamente para cada elemento en cada intervalo de tiempo.

Debido a la falta de datos medidos de concentración de sedimentos en el interior del reservorio se ha calculado la carga total de sedimentos agrupando la carga de fondo y la carga de suspensión. Por ello, no se incluye en la solución la ecuación 3.4 y se trabaja solamente con la ecuación 3.5. Asimismo, no se considera la cuarta fila de los vectores mostrados en las ecuaciones 3.13 a 3.16.

Los parámetros simulados de flujo son aplicados para estimar el flujo total de sedimentos en las paredes de cada elemento. En forma no acoplada se discretiza la ecuación 3.5 de continuidad de sedimento. Se asume que la concentración se mantiene constante por lo que $\frac{\partial(hC)}{\partial t}$ es igual a cero.

Para discretizar la ecuación diferencial de continuidad de sedimento 3.5 se utiliza las diferencias finitas de manera que:

$$z_b^{k+1} = z_b^k - \frac{\Delta t}{1-p} \left[\frac{(\alpha_{bx}q_b)_{i+1,j} - (\alpha_{bx}q_b)_{i,j}}{\Delta x} + \frac{(\alpha_{by}q_b)_{i,j+1} - (\alpha_{by}q_b)_{i,j}}{\Delta y} \right]^k \quad [3.17]$$

En la cual q_b se calcula usando las ecuaciones 3.8 a 3.10.

En el intervalo de tiempo modelado, alguna parte del dominio puede secarse o humedecerse. Para manejar este problema se ha considerado que la malla se mantiene fija tanto en x como en y incluyendo los nudos secos como parte del dominio de solución. Además se ha usado la técnica de la "profundidad mínima imaginaria" que usa un valor bajo como umbral para juzgar el secado o humedecimiento en cada intervalo de tiempo. Se ha usado valores del umbral iguales a 0,02 m en cauces naturales y 0,001 m en canales experimentales. Si la profundidad de flujo en un nudo es mayor que el valor umbral, se considera que el nudo está mojado, y si la profundidad del flujo es menor que el valor umbral este nudo está seco. A los nudos secos se les asigna velocidad cero. Los límites de agua entre las áreas secas y mojadas son tratadas como fronteras internas, en las cuales se aplica el análisis de la función pared. Estos nudos secos pueden ser excluidos del cálculo en un algoritmo explícito. (Wu, 2007).

3.3.2 Esquema explícito de MacCormack

Para resolver las ecuaciones hidrodinámicas, en las tres primeras filas de los vectores de las ecuaciones 3.13 a 3.16, se usa el modelo de MacCormack en su esquema explícito en diferencias finitas para resolver el modelo hidrodinámico. Se describe a continuación según la descripción de Salajeldin, Imran y Chaudhry (2000).

La notación utilizada se muestra en la figura 3.3.2.1. El número total de nudos en (x,y,t) son N+1, M+1 y K+1, respectivamente.

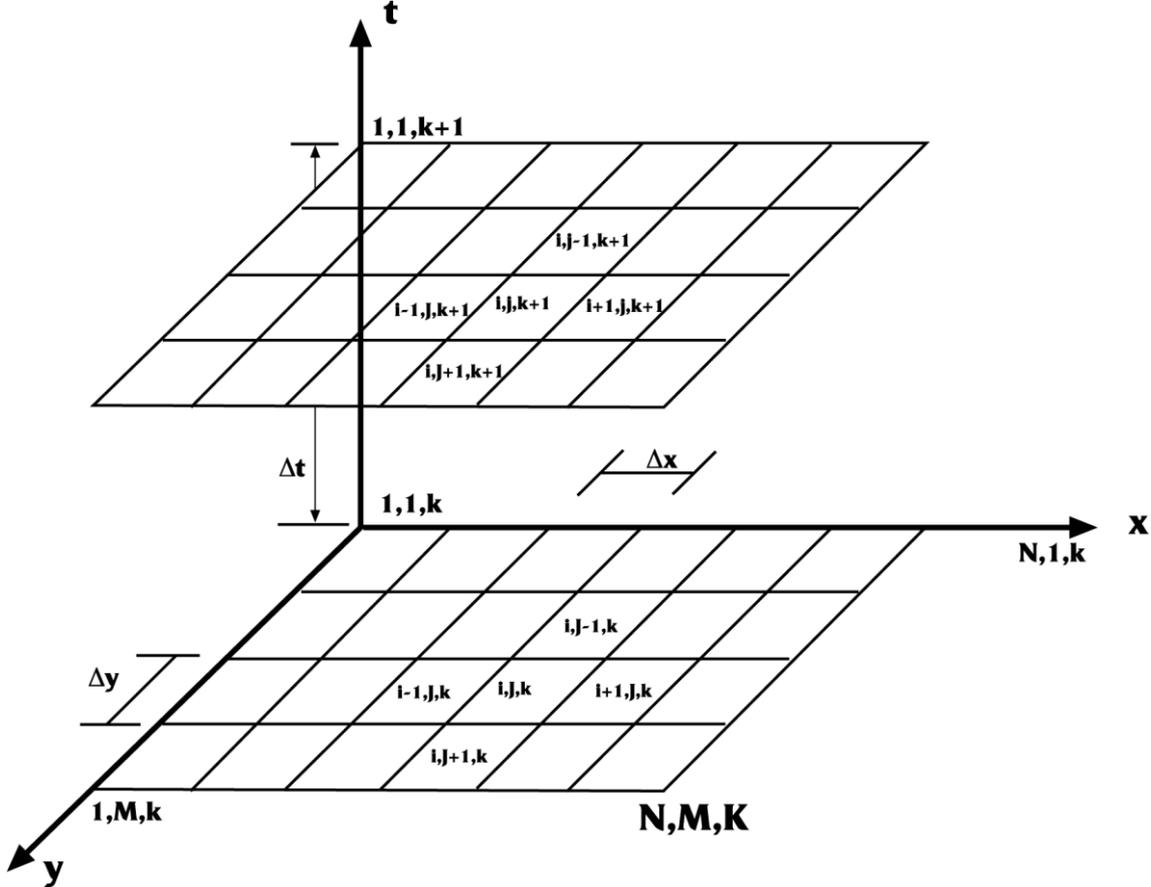


Figura 3.3.2.1 Malla de diferencias finitas (Chaudhry, 1993)

Consiste en una secuencia de predicción-corrección de dos pasos. Las siguientes ecuaciones en diferencias pueden ser aplicadas para aproximar las ecuaciones diferenciales promediadas verticalmente. Los términos de predicción-corrección están definidos del siguiente modo:

$$U_{i,j}^* = U_{i,j}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \nabla_x E_{i,j}^k - \frac{\Delta t}{\Delta y} \nabla_y F_{i,j}^k - \Delta t \cdot S_{i,j}^k \quad \begin{cases} 2 \leq i \leq N \\ 2 \leq j \leq M \end{cases} \quad [3.15]$$

$$U_{i,j}^{**} = U_{i,j}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \Delta_x E_{i,j}^* - \frac{\Delta t}{\Delta y} \Delta_y F_{i,j}^* - \Delta t S_{i,j}^* \quad \begin{cases} 1 \leq i \leq N-1 \\ 1 \leq j \leq M-1 \end{cases} \quad [3.16]$$

El valor final del vector de variables dependientes U en el nuevo instante k+1 puede calcularse a partir de:

$$U_{i,j}^{k+1} = \frac{1}{2} (U_{i,j}^* + U_{i,j}^{**}) \quad [3.17]$$

El esquema usa las diferencias espaciales previas (∇_x, ∇_y) en el término de predicción, y diferencias espaciales posteriores (Δ_x, Δ_y) en el término de corrección. Los operadores de diferencia previa y posterior se definen como:

$$\begin{aligned} \Delta_x U_{i,j} &= U_{i+1,j} - U_{i,j} & \Delta_y U_{i,j} &= U_{i,j+1} - U_{i,j} \\ \nabla_x U_{i,j} &= U_{i,j} - U_{i-1,j} & \nabla_y U_{i,j} &= U_{i,j} - U_{i,j-1} \end{aligned} \quad [3.18]$$

El término de corrección usa incrementos hacia el lado opuesto que los utilizados por el término de predicción, debiendo ser alternados en cada incremento de tiempo, (Chaudhry, 1993). La figura 3.2.1.3 muestra las secuencias de incrementos. Con esta secuencia se reducen la mayoría de las desviaciones direccionales del esquema.

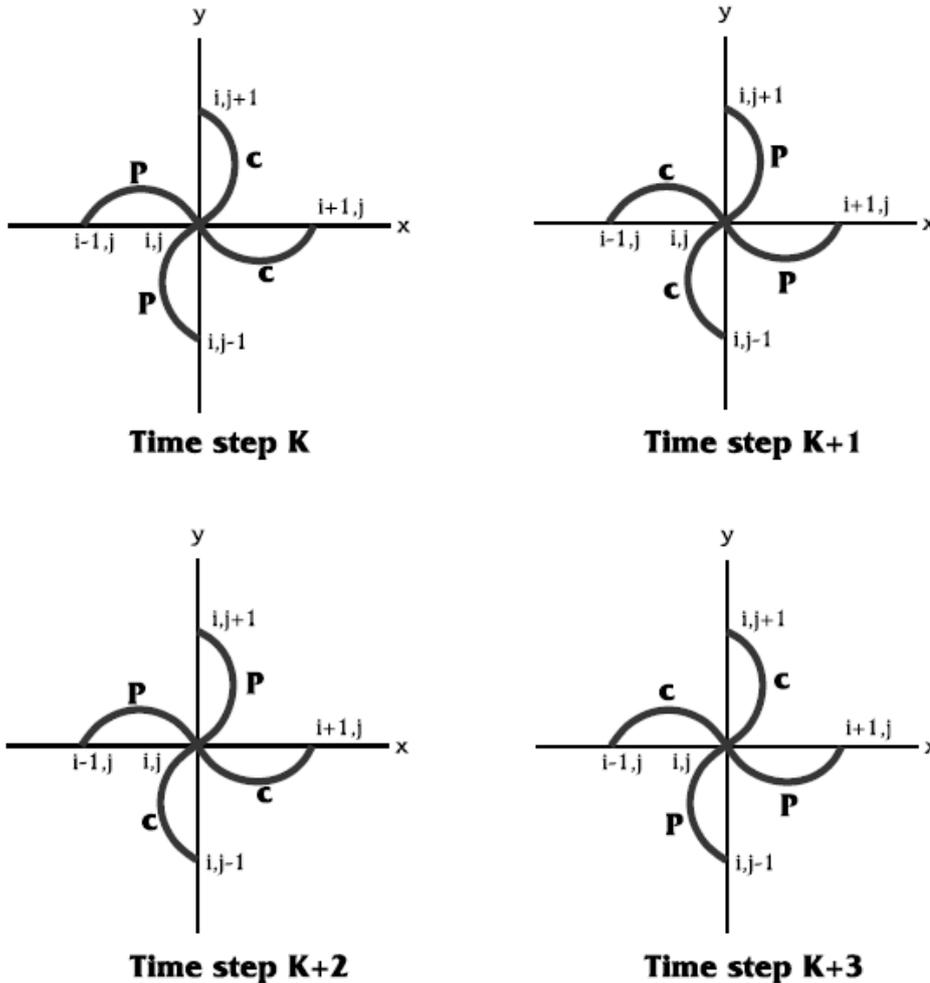


Figura 3.2.1.3 Secuencias de diferenciación (Chaudhry, 1993).

La condición de estabilidad de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) debe ser satisfecha para que el modelo sea estable y puede escribirse así:

$$C_n = |\lambda_{\max}| \frac{\Delta x}{\Delta y} \leq 1 \quad [3.19]$$

Donde λ_{\max} es el máximo absoluto de la pendiente característica y C_n es el denominado número de Courant. El valor de λ_{\max} puede ser obtenido de la siguiente expresión (Anderson et al, 1984):

$$\lambda_{\max} = \frac{|uv| + gh\sqrt{F_r^2 - 1}}{u^2 - gh} \quad [3.20]$$

Anderson et al. (1984) recomiendan el uso de un valor de Courant, C_n , tan grande como sea posible para lograr el mínimo error de truncación en el esquema de MacCormak.

3.4 DATOS DE INGRESO AL MODELO Y RESULTADOS

Para la aplicación del modelo se siguen cuatro pasos:

- 1°: Preprocesamiento de información,
- 2°: introducción de información,
- 3°: calibración del modelo y
- 4° aplicación o simulación.

A continuación se describe cada uno.

3.4.1 Preprocesamiento de la información.

Se debe delimitar el sistema, indicando las condiciones de velocidad, o tirante conocidos en las fronteras. Se hace una distribución de nudos internos.

En el programa se ha considerado una malla rectangular de espaciamiento constante.

3.4.2 Introducción de información al modelo.

Primero, la información física: porosidad, características granulométricas principalmente el tamaño medio de sedimento, concentraciones, condiciones de transporte de carga de sedimentos, máximos niveles de erosión en cada nudo, nivel de agua, rugosidad del cauce y velocidad de caída.

Algunos de los parámetros pueden variar con el tiempo para establecer las condiciones de frontera. Entre ellos se tiene el nivel de agua, la descarga líquida de ingreso y la concentración de sedimentos.

Segundo, la información topográfica: cota del fondo, cota de terreno, y ubicación de puntos notables.

Tercero, la información geométrica del modelo: coordenadas de los nudos.

Cuarto, la información de la solución numérica: unidad de tiempo, intervalo de tiempo total, intervalo de tiempo de cálculo e intervalo de tiempo a ser usado en las impresiones, las condiciones iniciales y las condiciones de frontera.

Para la concentración de sedimentos al ingreso se utilizó la expresión determinada experimentalmente en el modelo hidráulico de la ley gasto líquido-gasto sólido. Esta relación obtenida es sólo válida para el modelo, ya que se ha encontrado experimentalmente la capacidad de transporte del tramo del cauce en estudio. En base a los resultados de los estudios previos de transporte de sedimentos, se puede afirmar que dicha capacidad de transporte es mayor que la producción de sedimentos en la cuenca.

3.4.3 Calibración del modelo.

Para la calibración del modelo se usó los resultados del modelo físico ajustando los valores de los parámetros que permitieran obtener los mismos valores de volúmenes evacuados en ambos modelos.

La solución del flujo bidimensional del transporte fluvial de sedimentos se realiza combinando la ecuación de continuidad y la ecuación de momento para describir el movimiento y la ecuación de difusión para describir el transporte sólido. Estas ecuaciones involucran derivadas parciales con respecto al tiempo y al espacio de funciones desconocidas, como son las velocidades en las dos direcciones, la concentración de sedimentos y la profundidad.

Los valores de la función obtenida con el modelo deben acercarse a la realidad de los valores observados. Si las diferencias entre estos valores para los puntos nodales son pequeñas, tales que pueden considerarse dentro de los límites del error, entonces se puede decir que el modelo matemático está calibrado.

En caso contrario, se requiere modificar cuidadosamente aquellos parámetros sobre los cuales existe cierta incertidumbre en su estimación hasta llegar a la solución requerida. En el modelo estudiado se ha dado prioridad a la representación del volumen evacuado de sedimentos.

Para el cálculo del volumen evacuado se ha utilizado los valores de concentración de sólidos a la salida para los diferentes intervalos de tiempo.

El modelo estudiado debe ser impermanente para representar los resultados de un proceso de purga después de un intervalo dado de tiempo. Se utilizan como datos batimetrías al inicio del proceso permitiendo obtener la batimetría final.

En los modelos matemáticos comúnmente se utiliza un caudal, llamado dominante. Sin embargo, en la práctica, el fenómeno es ocasionado por un hidrograma de avenidas, cuyo efecto pretende ser explicado con el modelo mediante una combinación de análisis sucesivos con caudal constante.

3.4.4 Simulación de la operación

Una vez calibrado, el modelo puede ser usado para probar el sistema en condiciones diferentes a las actuales, para lo cual se establecen alternativas de manejo de compuertas que se requiera simular.

En el proceso es importante analizar diferentes alternativas para poder elegir la solución que permite cumplir mejor los objetivos.

Los escenarios de interés para la presente investigación están relacionados con la formulación de las reglas de operación, para lo que se ha considerado dos escenarios fundamentales:

- Purga con caudal constante de duración mayor a 6 horas.
- Purga con caudal constante intermitente.

Estos escenarios se explican con más detalle en el capítulo 6.

3.5 CONSTRUCCIÓN Y EXPERIMENTACIÓN DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA

El programa de computadora desarrollado en Matlab para la presente tesis se ha denominado PURRES. Usa las ecuaciones gobernantes de flujo y sedimento con una solución numérica de las ecuaciones hidrodinámicas mediante el esquema explícito de MacCormack (1969). El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- 1) Se construye el dominio computacional con espaciamientos de malla Δx y Δy constantes.
- 2) Se introducen las condiciones iniciales, es decir, los campos de velocidades y de alturas de flujo dentro de todo el dominio. Para simplificar las condiciones se ha supuesto que el reservorio está completamente en reposo al inicio del proceso de purga por desembalse total.
- 3) Se determina el intervalo de tiempo de cálculo Δt usando la condición de Courant bidimensional, ecuación 3.14.
- 4) Se calcula la profundidad de agua y las dos componentes del vector velocidad usando el método de MacCormack para cada intervalo de tiempo. Para ello:
 - a. Se calcula los valores de las variables en el paso “predictor” en el interior del dominio según se mostró en la ecuación 3.10, es decir con diferencias espaciales previas en x y en y . Se tiene:
$$2 \leq i \leq N ; 2 \leq j \leq M.$$
 - b. Para el cálculo de los valores de las variables en el paso “predictor” en las fronteras esto es en $N+1$ y $M+1$ se considera que por ser contornos sólidos la componente de velocidad con dirección normal al contorno es cero y las variables correspondientes a la altura de flujo y a la componente de la velocidad paralela al contorno son extrapoladas desde los nudos interiores del dominio.
 - c. Para el cálculo de los valores de las variables en el paso “predictor” en los contornos sólidos ubicados dentro del dominio, por ejemplo una pared sólida definida en el nodo i para todo valor de j dentro de la zona de flujo a la izquierda de la pared, requiere que en los cálculos del predictor se introduzca una reflexión anti simétrica para la velocidad normal al contorno. Así todos los valores en los puntos $i+1,j$ se remplazan por los valores de los puntos interiores $i-1,j$.
 - d. Se calcula los valores de las variables en el paso “corrector” en el interior del dominio según se mostró en la ecuación 3.11, es decir con diferencias espaciales posteriores en x y en y . Se tiene:
$$1 \leq i \leq N - 1 ; 1 \leq j \leq M - 1.$$
 - e. Se tienen las mismas consideraciones para el cálculo de las variables en el paso “corrector” en la frontera y en contornos sólidos en el interior del dominio que se explicaron para el paso “predictor”.
 - f. Se calcula el valor de las variables dependientes U en el nuevo instante $k+1$ usando la ecuación 3.12. Después se iguala a cero las componentes de la velocidad normales a los contornos, pues para los cálculos estas velocidades toman valores muy pequeños, diferentes de cero.

- 5) Los valores obtenidos de profundidad y velocidad se transfieren al bloque morfológico, en el cual el transporte de sedimentos es calculado en todos los puntos del dominio para obtener la elevación del lecho.
- 6) Se repite el procedimiento de cálculo para los intervalos de tiempo siguientes desde el paso (4) hasta alcanzar el tiempo final de simulación. Para cada ciclo se alternan las direcciones de las diferencias tanto en el predictor como en el corrector para la solución de las ecuaciones hidrodinámicas con el objeto de eliminar las tendencias direccionales del esquema.

En la figura 3.5.1 se muestra el diagrama de flujo del programa.

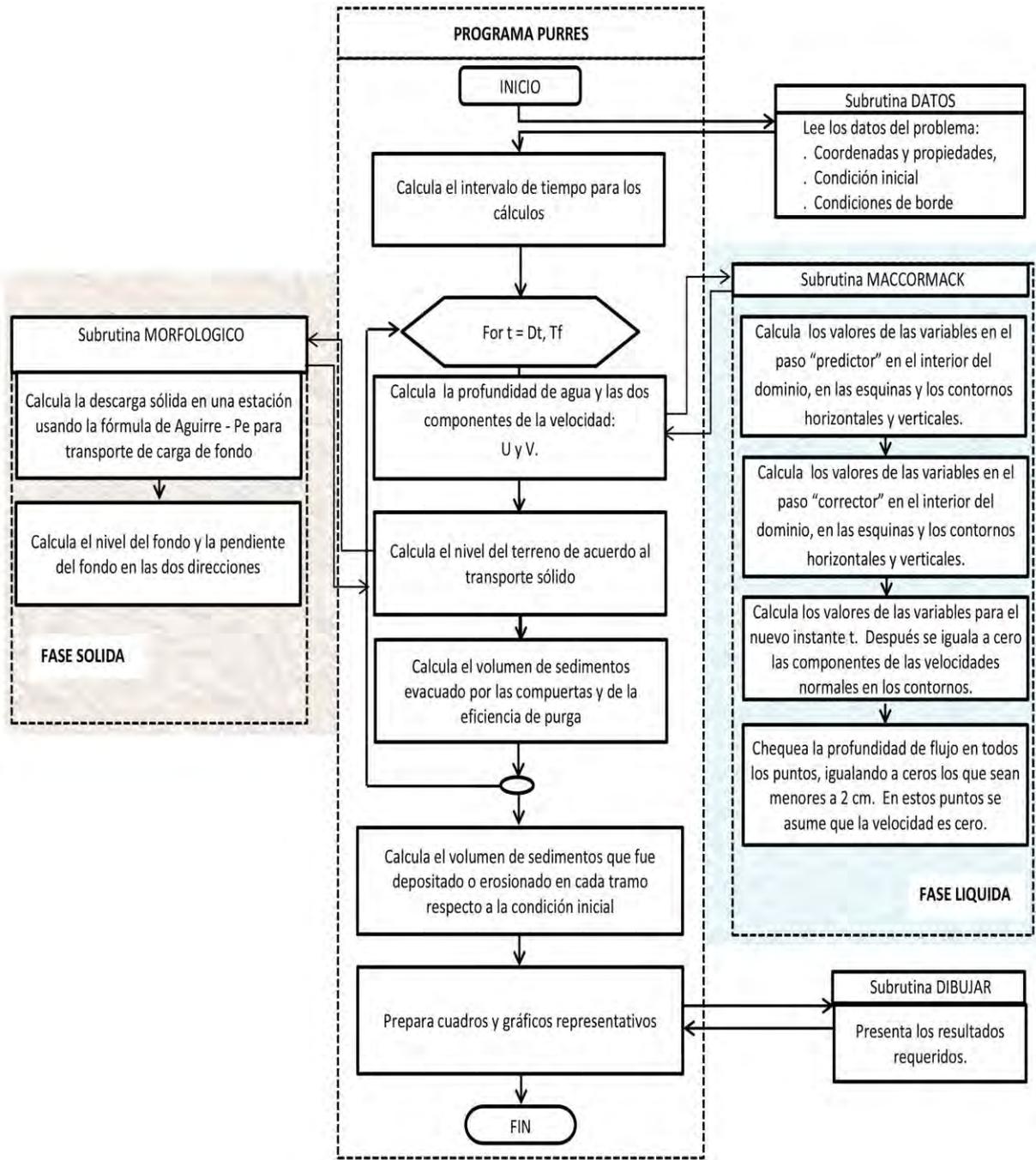


Figura 3.5.1 Diagrama de flujo del programa PURRES

CAPITULO 4.- PROBLEMA FÍSICO A REPRESENTAR: EMBALSE DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA CHIMAY

El problema físico a representar es la reducción del volumen útil de un reservorio ocasionada por la colmatación de sedimentos. En este caso el reservorio tiene fines de regulación para una central hidroeléctrica. La acción correctiva considerada en esta investigación es evitar y/o reducir la colmatación mediante la purga de sedimentos obtenida por el desembalse del mismo. El proceso de retención de sedimentos se lleva a cabo la mayor parte del año, mientras que el proceso de purga queda limitado al periodo de avenidas dado que los mayores caudales tienen mayor capacidad erosiva. Se sabe por las investigaciones previas que la mayor eficiencia de purga se obtiene por desembalse completo.

Se he elegido para la aplicación el embalse de la central hidroeléctrica Chimay que se ubica en el flanco oriental de la cordillera occidental de los Andes sobre el río Tulumayo, tributario principal del río Perené, entre los 1315 y los 1100 m.s.n.m., departamento de Junín, Provincia de Jauja. El acceso a la zona es mediante la carretera asfaltada Lima - La Oroya - Tarma - San Ramón, usando la carretera vecinal que une las poblaciones de Uchubamba y Chacaybamba con la ciudad de San Ramón. La distancia entre San Ramón y el proyecto es de 35 km. En la figura 4.1 se muestra la ubicación de la cuenca.

La captación se realiza mediante una presa y una toma lateral ubicados en la cota 1314 m.s.n.m. del cauce del río Tulumayo, aproximadamente a 1 km aguas abajo de la confluencia de los tributarios Comas y Uchubamba.

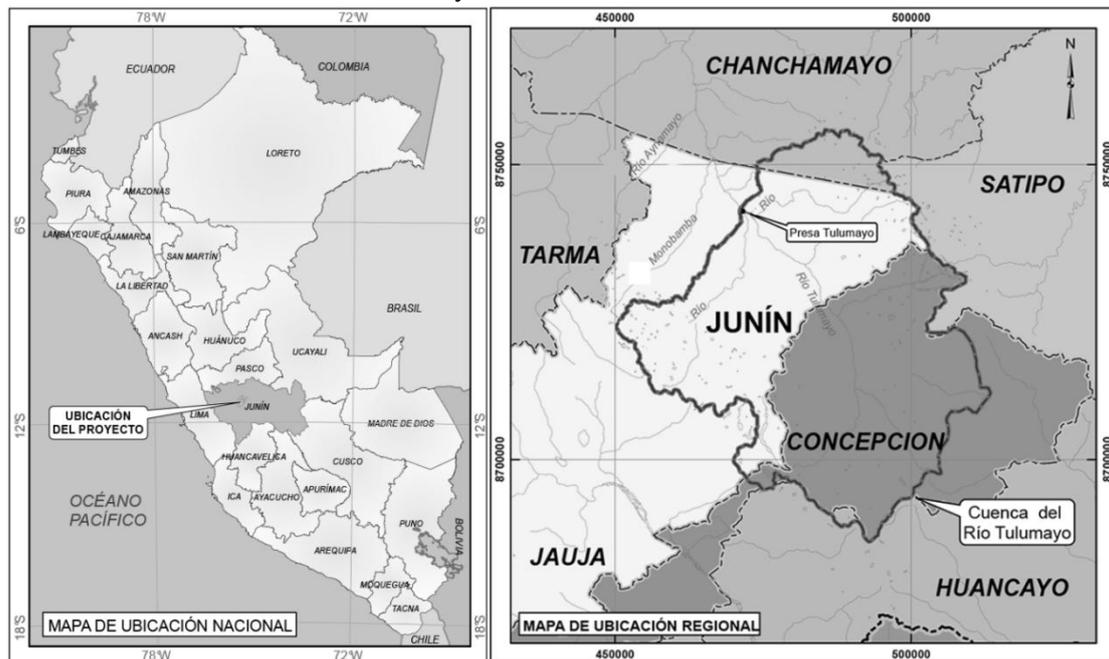


Figura 4.1 Ubicación nacional y regional de la cuenca

4.1 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS Y SEDIMENTOLÓGICAS DE LA CORRIENTE

La cuenca del río Tulumayo hasta la toma del proyecto comprende un área de 2364 km², con una altitud media de 1300 m.s.n.m. El tributario Comas aporta en avenidas un 75% del caudal del río Tulumayo, en tanto que el Uchubamba aporta un 25%. El caudal medio

anual es de 80,22 m³/s, con caudales extremos anuales de 104 y 54 m³/s. El caudal de 500 m³/s corresponde aproximadamente a un período de retorno de 10 años.

El estudio de transporte de sólidos de fondo fue realizado por Greinsa (1997). La metodología consistió en determinar la relación caudal líquido – caudal sólido en el río Tulumayo aplicando la fórmula de Meyer-Peter y Muller con la información de los caudales diarios de una estación ubicada en las cercanías de la presa y los resultados de los análisis granulométricos del material del lecho. A partir de estas relaciones se calculó los volúmenes y pesos de transporte de material sólido para los periodos de avenidas (diciembre - mayo) y estiaje (junio – noviembre).

En el estudio realizado se menciona que la capacidad de la corriente se ve afectada por el fenómeno de acorazamiento, que se produce al dejar de moverse las partículas más grandes del lecho al bajar los caudales. La curva de duración muestra que los caudales mayores a 400 m³/s se presentan alrededor del 2% del tiempo, por lo que es probable que la mayor parte del tiempo se produzca algún grado de acorazamiento haciendo que la cantidad de sedimentos transportada sea inferior a la calculada (Greinsa , 1997).

Sin embargo, Rocha (1999) concluyó que los valores obtenidos en el estudio eran muy altos y que procedía una revisión a la luz de la mayor información existente. Tomando en cuenta cierto grado de acorazamiento, se estimó que el caudal sólido de Fondo podía ser el 75% del valor calculado para la Capacidad de Transporte según Meyer-Peter y Muller utilizando los últimos valores del tamaño representativo de las partículas constituyentes de transporte sólido de fondo. Así, se obtuvo un gasto sólido de fondo de 1 664 789 t/año y un gasto sólido en suspensión de 451 856 t/año. El gasto sólido total es 2 116 645 t/año, que representaría una Erosión Específica de 895 t/km²/año (Rocha, 1999).

Posteriormente, se realizó investigaciones del transporte sólido en modelo hidráulico reducido en el Laboratorio Nacional de Hidráulica durante la etapa de calibración del modelo. Se probó y ajustó la ecuación original obteniendo la relación caudal líquido – caudal sólido en el río Tulumayo (Laboratorio Nacional de Hidráulica, 2000) que se muestra en la figura 4.1.1.

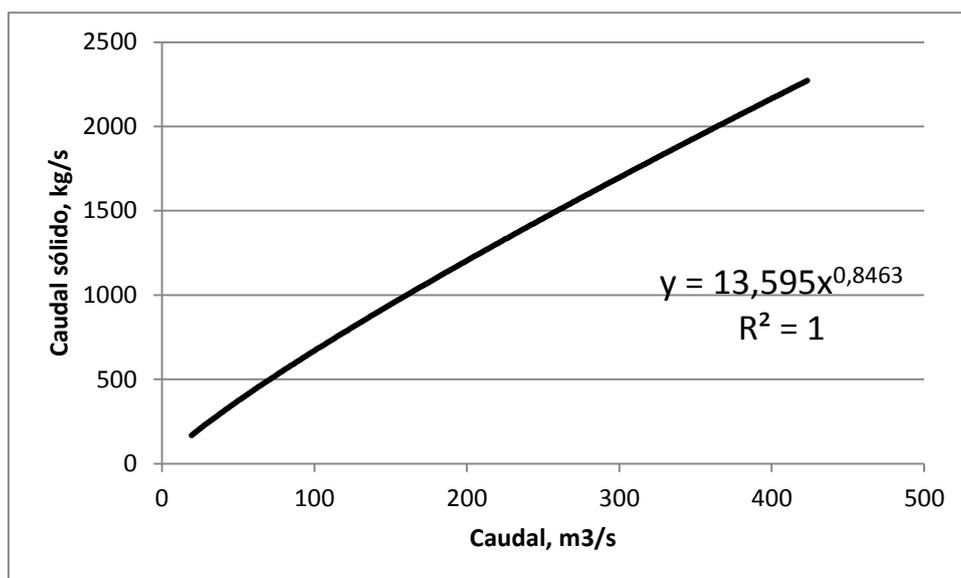


Figura 4.1.1 Relación caudal líquido – caudal sólido en el río Tulumayo

4.2 CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS Y SEDIMENTOLÓGICAS DEL VASO

El volumen útil del reservorio es de 1,5 millones de m³ y está destinado a la regulación diaria. Altitudinalmente, se tiene una variación de nivel desde la cota 1307 m.s.n.m. hasta la cota 1314 m.s.n.m. en la zona de la presa, como se muestra en la figura 4.2.1. Aguas arriba de la presa derivadora la pendiente era de 0,8% y aguas abajo, 1,4%.

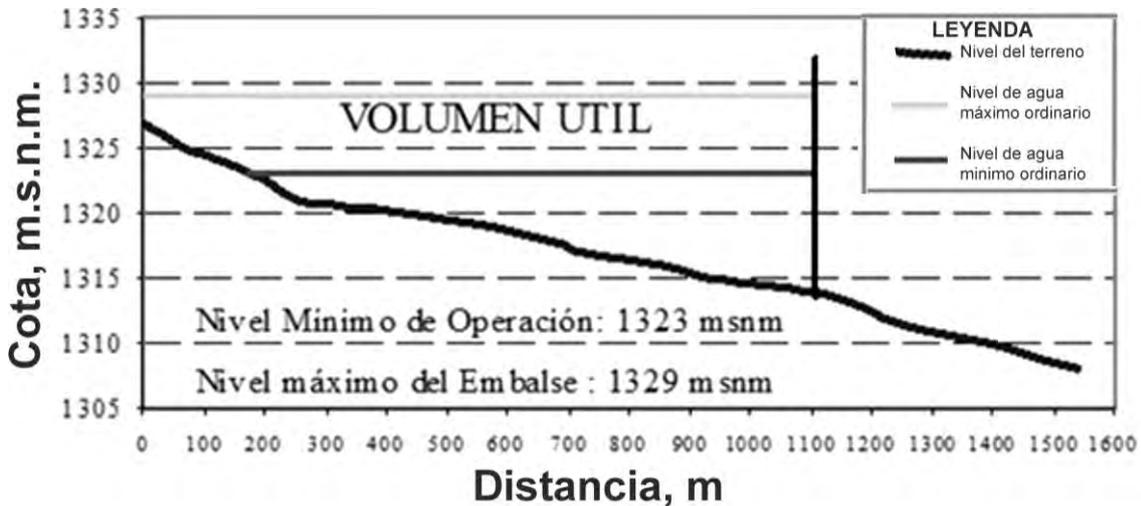
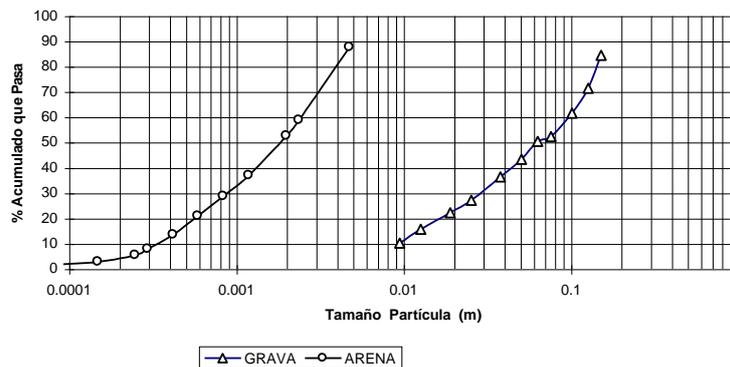


Figura 4.2.1.- Perfil longitudinal del río Tulumayo

El nivel de agua de operación normal es 1329 msnm. Sin embargo, en el periodo de avenidas se mantiene el nivel de 1323 msnm para evitar que los sedimentos queden retenidos en la cola del embalse.

La granulometría del material del lecho del río ha sido obtenida a partir de una muestra extraída en el propio lecho, 500 m aguas arriba de la presa, hasta 3 m de profundidad y se muestra en la figura 4.2.2.



Bolonería	%	(46%)
15" - 24"	1	
12" - 15"	3	
9" - 12"	7	
6" - 9"	10	
3" - 6"	25	
Total	46	
Resto	54	(54%)

Grava + Arena

Figura 4.2.2.- Granulometría del cauce

El peso específico de los sedimentos se estima en 2 650 kg/m³. El peso específico sumergido es 1 650 kg/m³.

4.3 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA PRESA Y ELEMENTOS DE PURGA

La presa está diseñada para dos niveles de operación, regulados por vertederos, para reducir el riesgo de colmatación acelerada del reservorio. Cuenta con tres compuertas de fondo, ubicadas a la izquierda, y tres compuertas de superficie, ubicadas a la derecha. Aguas abajo de la presa de concreto se tiene una poza disipadora para reducir el efecto erosivo del río cuando operen las compuertas.

Para identificar a las compuertas se ha denominado a las compuertas de fondo con la letra F, mientras que a las compuertas de superficie se les ha denominado S. Ambas se numeran del 1 al 3. Empezando de izquierda a derecha, tenemos F1, F2, F3, S1, S2 y S3, como se muestra en la figura 4.3.1.

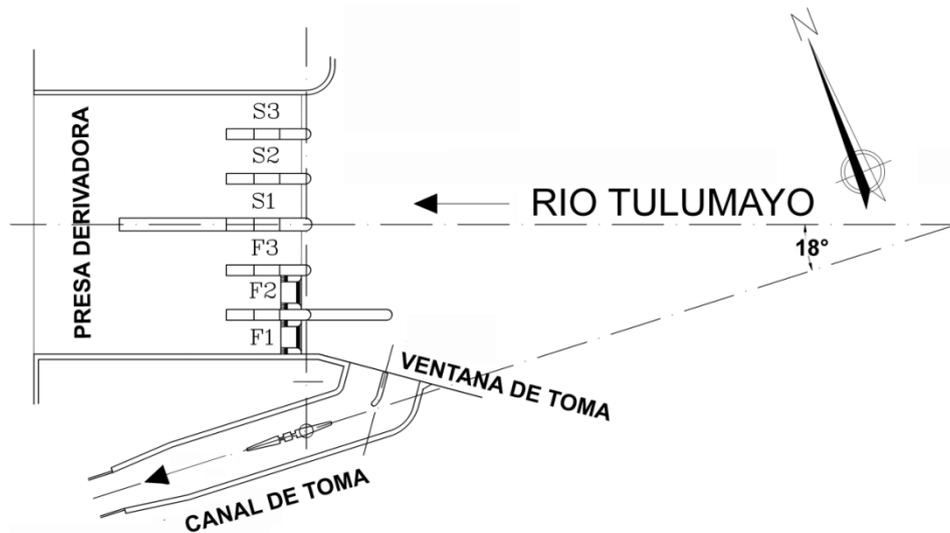


Figura 4.3.1- Presa derivadora y obra de toma

El primer nivel de operación, 1329 m.s.n.m., corresponde al estiaje y se logra con todas las compuertas cerradas. El segundo nivel de operación, 1323 m.s.n.m. es la menor cota para captar el máximo caudal aprovechable y corresponde al periodo de avenidas. Se logra con las tres compuertas de superficie completamente abiertas y las restantes cerradas.

4.4 ADQUISICIÓN DE DATOS PARA EL MODELO MATEMÁTICO

Para el modelo matemático se requieren datos de batimetría y topografía del vaso y la llanura de inundación, condiciones sedimentológicas de la corriente y del vaso y características de evacuación de las descargas líquidas y sólidas a través de las compuertas. Se utilizan como datos batimetrías al inicio del proceso permitiendo obtener la batimetría final.

La topografía del cauce del tramo del Río Tulumayo en estudio se ha basado en el plano a escala 1:1000, del levantamiento topográfico del 13 de marzo de 1999. Se representó inicialmente el cauce del río Tulumayo sin obras de manera de representar adecuadamente las condiciones hidráulicas y sedimentológicas de la corriente. Posteriormente, se ubicaron las obras para lograr representar las condiciones hidráulicas y sedimentológicas con las obras existentes y representar las reglas de operación estudiadas. En la figura 4.4.1 se muestra las condiciones topográficas y batimétricas iniciales del río antes de que fueran construidas las obras. Con fines de referencia se han ubicado las obras en la figura.

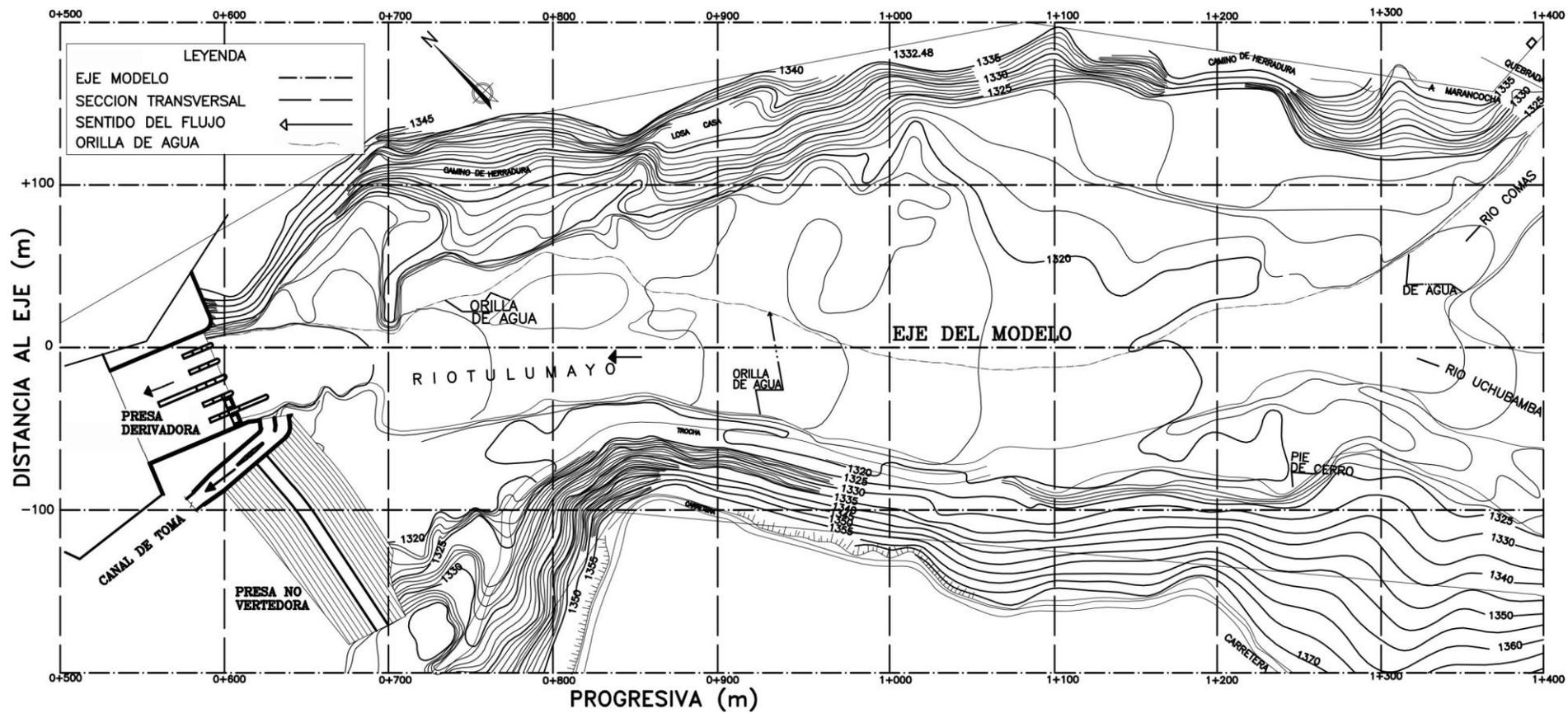


Figura 4.4.1 Batimetría inicial del vaso antes de la construcción

CAPITULO 5.- DESCRIPCION DEL MODELO FISICO

5.1 DESCRIPCIÓN RESUMIDA DE LA REPRESENTACIÓN CON MODELO FISICO

Para probar el modelo matemático se compararon sus resultados con los obtenidos del modelo físico del embalse de la central hidroeléctrica Chimay, realizado en el Laboratorio Nacional de Hidraulica de la Universidad Nacional de Ingeniería.

En el modelo se representó las características morfológicas y sedimentológicas del vaso y las características hidráulicas de la presa y elementos de purga.

El modelo fue de fondo móvil, no-distorsionado. La simulación estuvo basada en la condición de Froude, por tratarse de un fenómeno de flujo a superficie libre. En base al fenómeno estudiado y de mayor interés, que es el proceso de sedimentación y purga del embalse, se seleccionó una escala de longitudes horizontales igual a $NL = 1:40$. Esta escala garantiza la formación de flujo turbulento en el modelo.

Para la construcción del modelo se seleccionó un área a cielo abierto, dentro de la zona de experimentación que posee el Laboratorio, ocupando una extensión aproximada de 800 m². En la fotografía 5.1 se muestra las instalaciones.



Fotografía 5.1.- Instalaciones del modelo

Se representó el río con sus dos tributarios, para representar un tramo de 1000 m aguas arriba de la presa y 600 m aguas abajo. El caudal ingresaba al modelo por dos vertederos para medir el caudal de aporte de cada tributario; además, se tenía un vertedero para medir el caudal de captación de la toma del proyecto. Se tenía flujo por recirculación mediante bombeo desde una cisterna, con transiciones en las dos secciones de ingreso para uniformizar el flujo, una poza de sedimentación para recoger los sedimentos evacuados del modelo y un canal de retorno a la cisterna.

La diferencia de nivel del terreno entre el punto más alto y más bajo del río representado fue de 28 m, y el desnivel entre el punto más alto y la zona de la presa fue de 22 m. Los niveles de agua de operación en periodo de avenidas y en periodo de estiaje estaban a 9 m y 15 m sobre el fondo de la solera de las compuertas de descarga, respectivamente.

El tributario de la margen izquierda tenía una pendiente de fondo de 2%, el tributario de la margen derecha de 0,6%. En el río, aguas arriba de la presa derivadora, se tenía una pendiente de 0,8% y de 1,4% aguas abajo.

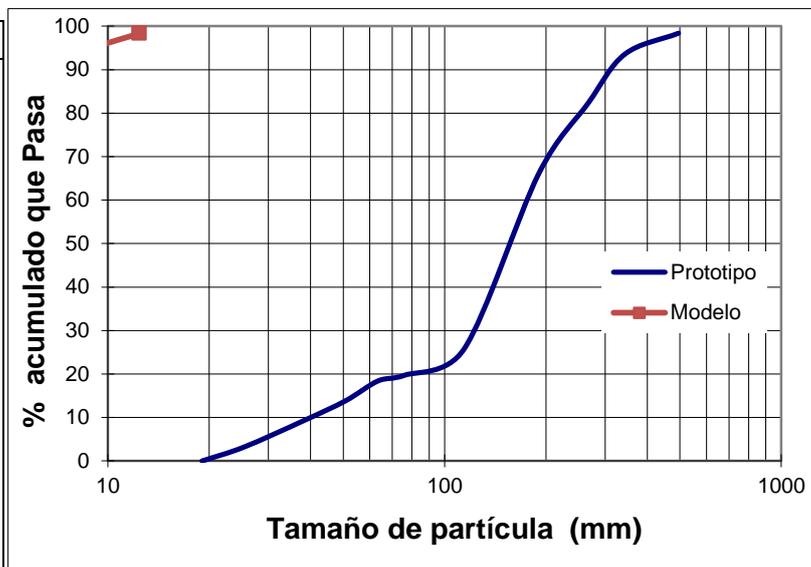
El sedimento utilizado en el modelo consistió en una mezcla de arena preparada para representar a escala el inicio de movimiento de fondo del prototipo. Teniendo en cuenta que en el modelo se estudió la sedimentación y purga del embalse como arrastre de fondo, se optó por no representar la porción más fina de la granulometría del prototipo. La

distribución granulométrica se muestra en el cuadro 5.1, con diámetros que van de 19 mm a 495 mm y D50 igual a 156 mm.

Cuadro 5.1.- Granulometría de los sedimentos del cauce

Granulometría cauce sin finos

Prototipo			Modelo
Diámetro	Diám. Medio (mm)	% Pasa	Diám. medio (mm)
15"-24"	495,3	98,39	12,38
12"-15"	342,9	93,54	8,57
9"-12"	266,7	82,25	6,67
6"-9"	190,5	66,11	4,76
3"-6"	114,3	25,76	2,86
3"	76,2	19,73	1,91
2 1/2"	63,5	18,42	1,59
2"	50,8	13,83	1,27
1 1/2"	38,1	9,24	0,95
1"	25,4	3,21	0,64
3/4"	19,1	0,00	0,48



Las estructuras hidráulicas representadas son la presa derivadora, la presa de cierre y la obra de toma. La presa derivadora a su vez consistió de tres compuertas de fondo y tres compuertas de superficie, según se muestra en la figura 4.3.1.

Las compuertas de fondo medían 8 m de ancho por 4,5 m de alto. Las compuertas de superficie medían 8 m de ancho por 7,95 m de alto. Los dos grupos de compuertas están separados por un muro de 3 m de ancho y estaban separadas entre si por un muro de 2,5 m de ancho, totalizando 61 m entre el inicio del vano de la primera compuerta y de la última compuerta.

En la figura 5.1.2 se muestra la disposición del modelo hidráulico, indicando las secciones transversales que se usaron como control del modelo, desde la cota 1335 msnm hasta la cota 1307 msnm. La presa y la captación estaban ubicadas en la progresiva 0+600. Se representa 1000 m aguas arriba de la presa incluyendo un tramo de cada uno de los tributarios, y hasta 600 m aguas abajo.

En la investigación del estado sin obras se usó la topografía inicial del cauce, mostrada en la figura 4.4.1. La condición inicial de los ensayos de purga, realizada con las obras construidas, se adoptó a partir de los resultados de la investigación en el modelo físico del proceso de sedimentación en el embalse después de la ocurrencia de una serie de avenidas. Adicionalmente a estos resultados, se asumió que la barra de sedimentos adoptaba una superficie horizontal en las inmediaciones del barraje fijo, con una cota constante hasta una distancia asumida desde el barraje. Esta configuración se denominará "mesa de sedimentación" y se señala en la figura 5.1.3 que muestra el perfil de terreno en la zona aledaña a la presa.

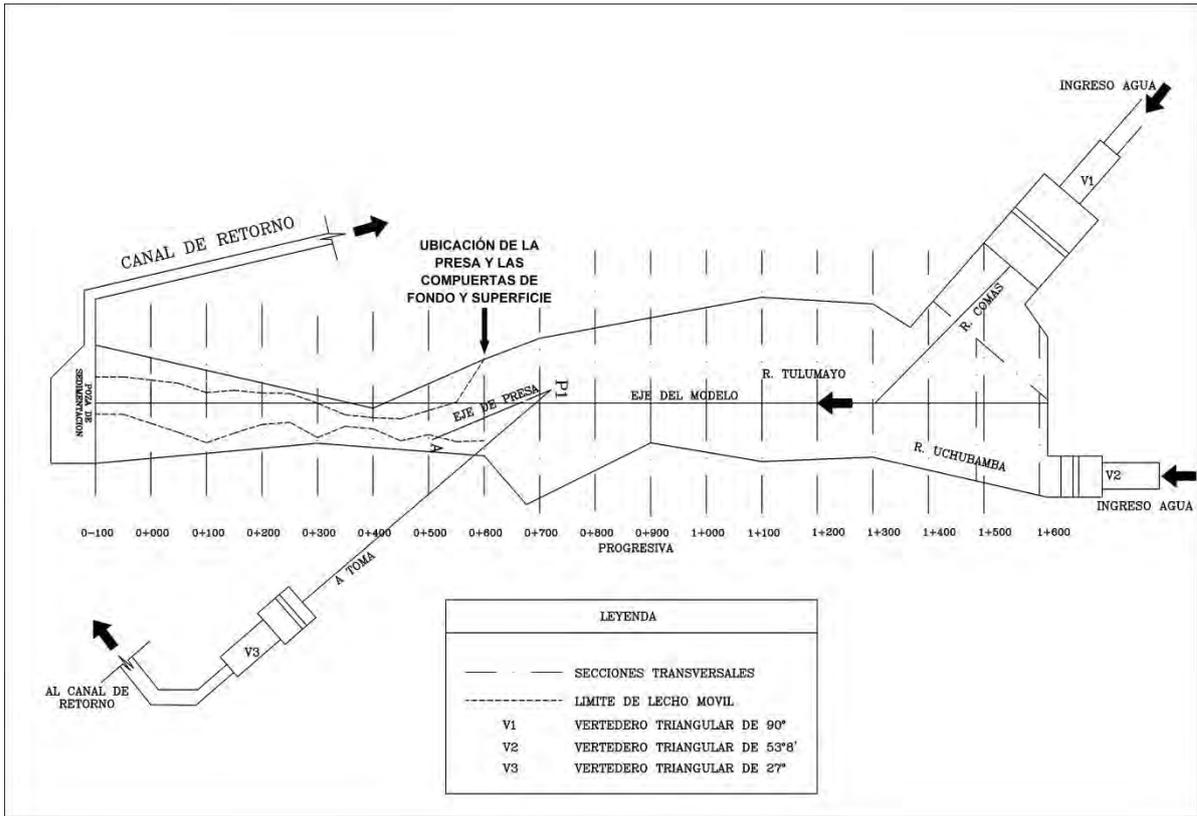


Figura 5.1.2.- Vista en planta del modelo físico del embalse

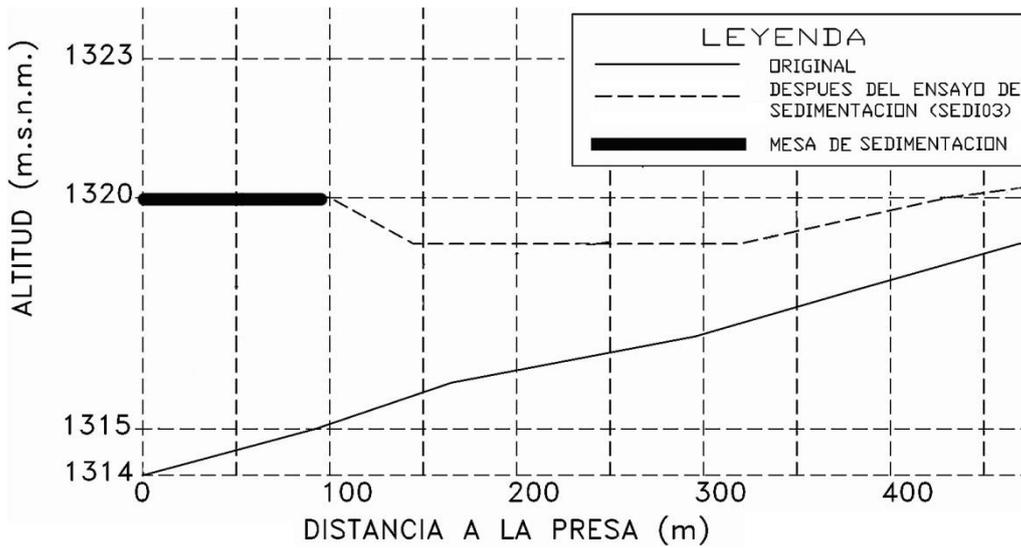


Figura 5.1.3.- Condiciones topográficas y batimétricas iniciales

En la figura 5.1.4 se muestra las condiciones topográficas y batimétricas iniciales del vaso para las pruebas de purga.

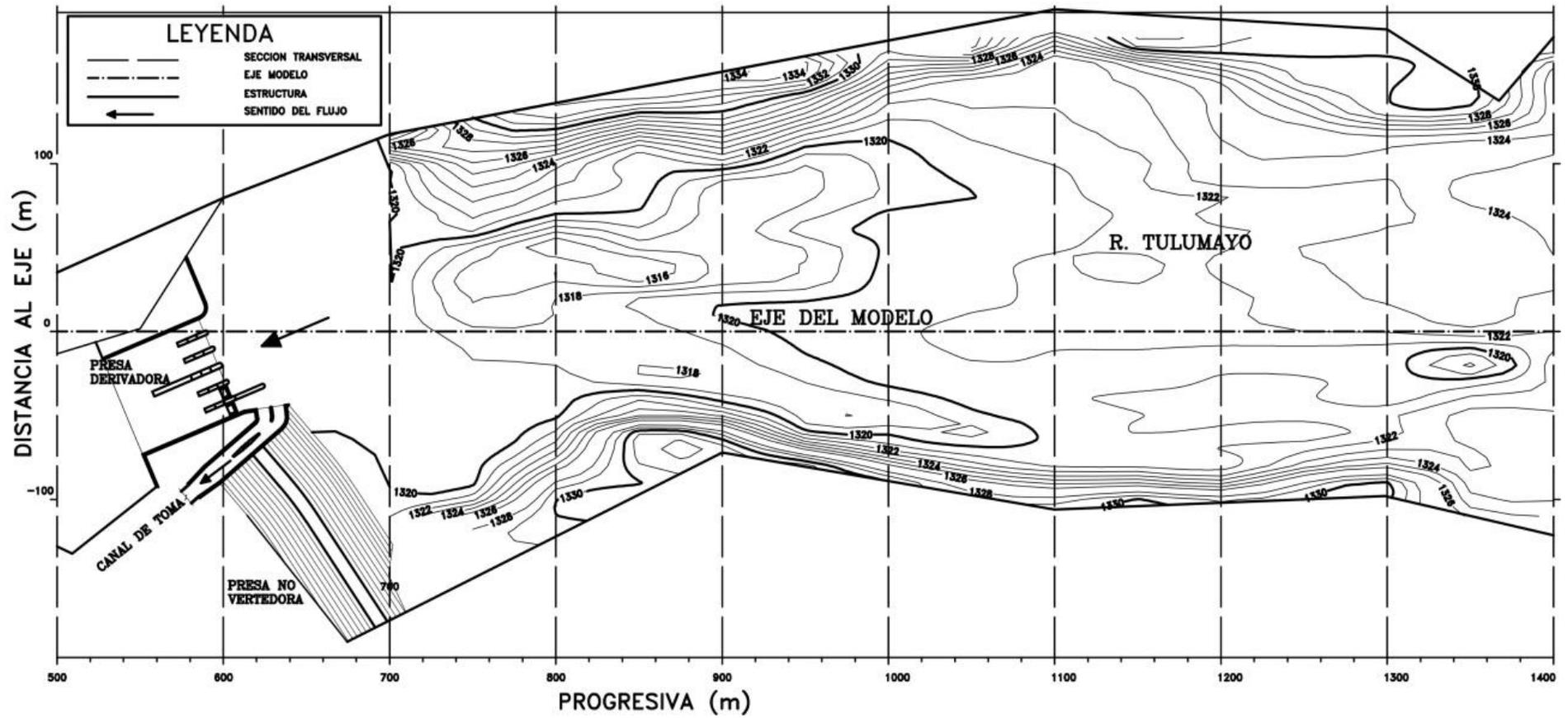


Figura 5.1.4.- Condiciones topográficas y batimétricas iniciales

5.2 LIMITACIONES DEL MODELO FISICO

La escala del modelo no permite una similitud dinámica completa, por lo que es necesario seleccionar las fuerzas que deberán ser escaladas. Así la escala del modelo debe ser seleccionada para preservar la escala de las fuerzas más importantes permitiendo alguna desviación en los parámetros menos importantes. Se puede requerir la distorsión, esto es que la escala en la dirección horizontal es distinta a la escala en la dirección vertical, cuando el tamaño del prototipo exige una extensión del modelo no disponible. En el modelo distorsionado la escala vertical es exagerada para producir alturas de flujo adecuadas. En los modelos no distorsionados las alturas de agua podrían ser demasiado pequeñas para ser medidas satisfactoriamente. Además, el flujo puede resultar laminar en el modelo mientras en el prototipo es turbulento y también puede ser afectado por la tensión superficial. (Morris y Fan, 1998).

El diseño y operación de los modelos de lecho móvil es mucho más compleja que los modelos hidráulicos de lecho fijo. La rugosidad del cauce del modelo de lecho móvil puede ser influenciada por las formas de fondo así como el tamaño del grano, el modelo debe simular el movimiento del sedimento tan bien como el flujo de agua y la cohesión del sedimento fino podría no ser escalada apropiadamente. Podría ser necesario un modelo hidráulico distorsionado en caso que las fuerzas de corte y las alturas de flujo en el modelo no distorsionado sean demasiado pequeñas como para mover el material usado en el modelo para simular el sedimento. (Morris y Fan, 1998).

La principal limitación en la construcción del modelo físico es la escasa información existente del proceso, ya que sus factores intrínsecos no son controlados en el prototipo. Esto obliga a asumir consideraciones teóricas que deben ser mejoradas con mayor experimentación en el futuro.

En el modelo físico se utilizó un caudal constante para cada prueba. En la práctica, principalmente con la ocurrencia de los meganiños, el fenómeno es ocasionado por un hidrograma de avenidas. Este efecto se estudió aproximadamente realizando pruebas sucesivas con diferentes caudales, pero sin llegar a representar el posible hidrograma real de ingreso. Se ha encontrado en la literatura técnica que esta es la forma de trabajo común de los modeladores.

Por las condiciones de operación del modelo pueden producirse condiciones distintas en el prototipo. Por ello, para evitar deformar el cauce por la paralización de cada prueba se procedió a cerrar las compuertas para lograr un secado muy lento que no perturbe la configuración del fondo.

La información básica estuvo restringida principalmente a la batimetría antes de la existencia del embalse, las condiciones sedimentológicas y morfológicas del vaso, las condiciones sedimentológicas de la corriente y las condiciones hidráulicas de las obras.

El modelo físico tiene como principal limitación la escala para representar la granulometría de los sedimentos, que impide que puedan ser representadas las fracciones más finas. Existe también dificultad en representar la distribución granulométrica en el ingreso del modelo que en el prototipo puede ser variable para cada caudal.

Otra condición limitante está relacionada con el peso específico requerido para la representación a escala. Los sedimentos del modelo pueden consistir de granos naturales o material artificial tal como plástico o cáscara de nuez. Para el modelo físico estudiado se eligió la arena como sedimento representativo y para lograr cumplir la distribución granulométrica adoptada para los ensayos se procedió a tamizar el material y realizar las mezclas requeridas de distintos tamaños de grano. El material que queda en suspensión en el modelo es lavado continuamente durante la realización de los ensayos por lo que fue

necesario chequear continuamente y recomponer la granulometría requerida. Además no se pudo representar todo el perfil granulométrico del prototipo porque los tamaños más pequeños del prototipo resultaban lavados en el modelo.

5.3 PRUEBAS DE SIMULACIÓN EN EL MODELO FÍSICO

5.3.1 Generalidades

Antes de construir las obras hidráulicas se calibró el modelo físico para establecer la relación caudal sólido - caudal líquido para la incorporación de sedimentos al ingreso. Se midió velocidades en puntos de interés mediante un microcorrentómetro, y se midieron niveles del fondo y del agua en secciones espaciadas cada 100 m. También se determinó el coeficiente de rugosidad de Manning del modelo igual a 0,021 (correspondiente a 0,040 en el prototipo), midiendo el nivel de agua en las secciones de control, y la batimetría del cauce para cada caudal ensayado. Se determinó el coeficiente de rugosidad como la inversa de la pendiente de la recta de regresión entre la velocidad del flujo en cada sección y la función del radio hidráulico y la pendiente del lecho característica de la ecuación de Manning.

Dentro del programa de calibración se ensayó caudales líquidos de mayor ocurrencia o de significativa ocurrencia, en combinación con caudales líquidos que producen los mayores transportes de sedimentos. Durante la calibración del modelo se incorporó sedimentos teniendo en consideración los caudales líquidos asociados con los diámetros característicos recomendados en el estudio Informe de Asesoría sobre el Transporte sólido y el Modelo Hidráulico, preparado para EDEGEL.

La investigación en modelo hidráulico tuvo como objetivo principal el estudio de la purga del embalse para lo cual se realizaron un conjunto de ensayos, que serán descritos a continuación teniendo en consideración las particulares condiciones iniciales, la descripción de los ensayos realizados, la observación de los fenómenos y la evaluación de las mediciones llevadas a cabo en el modelo.

La condición inicial de los ensayos de purga fue tomada de los resultados de la investigación del proceso de sedimentación en el embalse como se explica a continuación.

Después de construir las obras hidráulicas en el modelo hidráulico, se realizó un estudio de sedimentación que permitió establecer las condiciones del avance de la barra de sedimentos para diferentes caudales de avenida. En la fotografía 5.2 se muestra la topografía del lecho adoptada como el inicio de los estudios de purga de sedimentos. Adicionalmente se adoptó el criterio de simular una sedimentación artificial con distintos criterios, a fin de simular la sedimentación del embalse después de la ocurrencia de una serie de avenidas. Para ello, se consideró que después de la ocurrencia de las avenidas se formaría una mesa horizontal (pendiente inicial del fondo igual a 0%) de sedimentos en la cercanía de la presa derivadora con talud horizontal, cuyo nivel superior estaba 6 m sobre la solera de las compuertas de fondo y se extendía hasta 100 m aguas arriba de la presa.

Las mediciones realizadas permitieron conocer la variación del nivel del lecho en las secciones transversales seleccionadas a lo largo del tiempo, obteniendo para cada ensayo los volúmenes totales de sólidos sedimentados y erosionados.

Los caudales de operación del modelo fueron de 200 y 300 m³/s, siendo el primero de mayor persistencia. Al menos durante un mes de avenidas, el caudal es igual o mayor a 200 m³/s.



Fotografía 5.2. Avance de la barra de sedimentación en el embalse

En el inicio de la operación del modelo en cada ensayo de purga se mantuvo las compuertas de fondo cerradas. Cuando el nivel de agua llegó a la cota 1323 m.s.n.m., se procedió a abrir las compuertas de purga, empezando por la compuerta F1, y después las compuertas F2 y F3.

El material del fondo del cauce ha sido similar al de los ensayos de calibración y en algunos ensayos se utilizó una variante con material más fino.

Se ha operado el modelo con una duración de 18 horas prototipo. Con fines de investigación del tiempo requerido para la purga se realizaron también pruebas de corta duración de 6 y 12 horas prototipo y pruebas de larga duración de 2 hasta 6,5 días prototipo.

Las observaciones del proceso de purga en el modelo mostraron que el alcance de la presa en la purga de sedimentos es aproximadamente hasta 300 m aguas arriba. Se entiende como alcance de la presa la distancia hasta la cual es posible remover los sedimentos mediante la evacuación del agua a través de las compuertas.

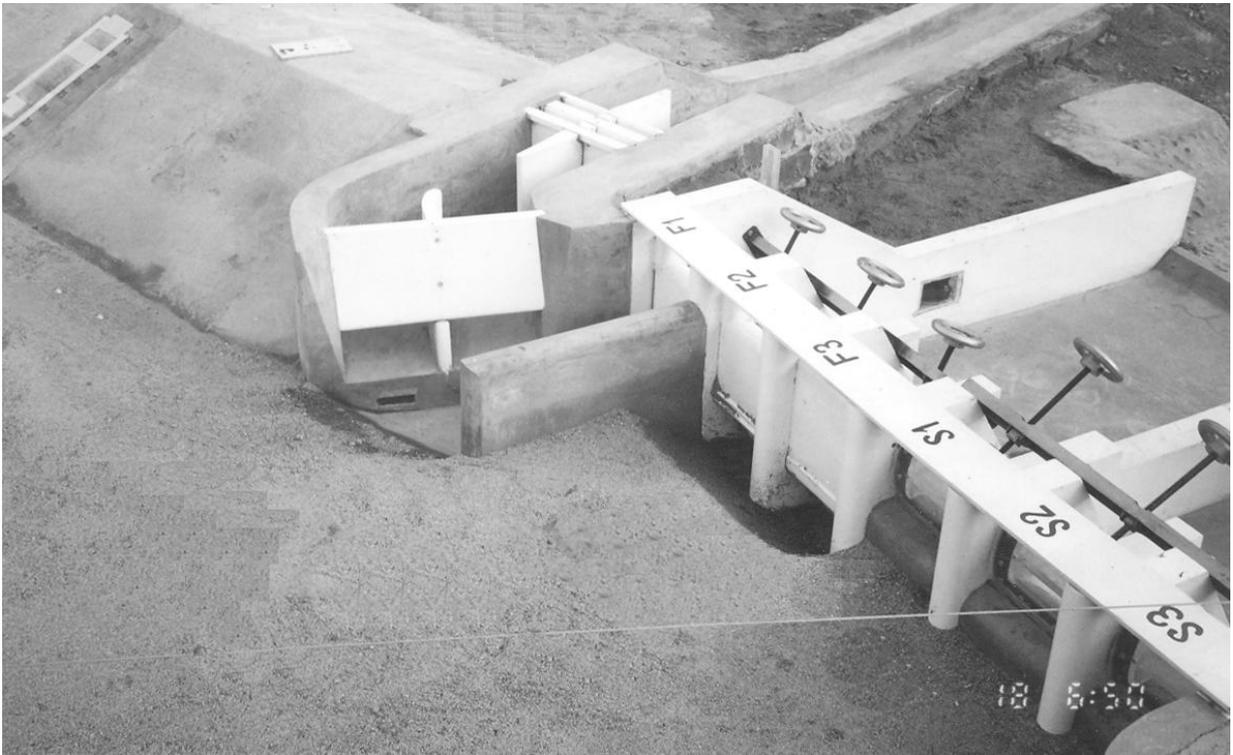
5.3.2 Ensayos realizados

a) Primer grupo de ensayos

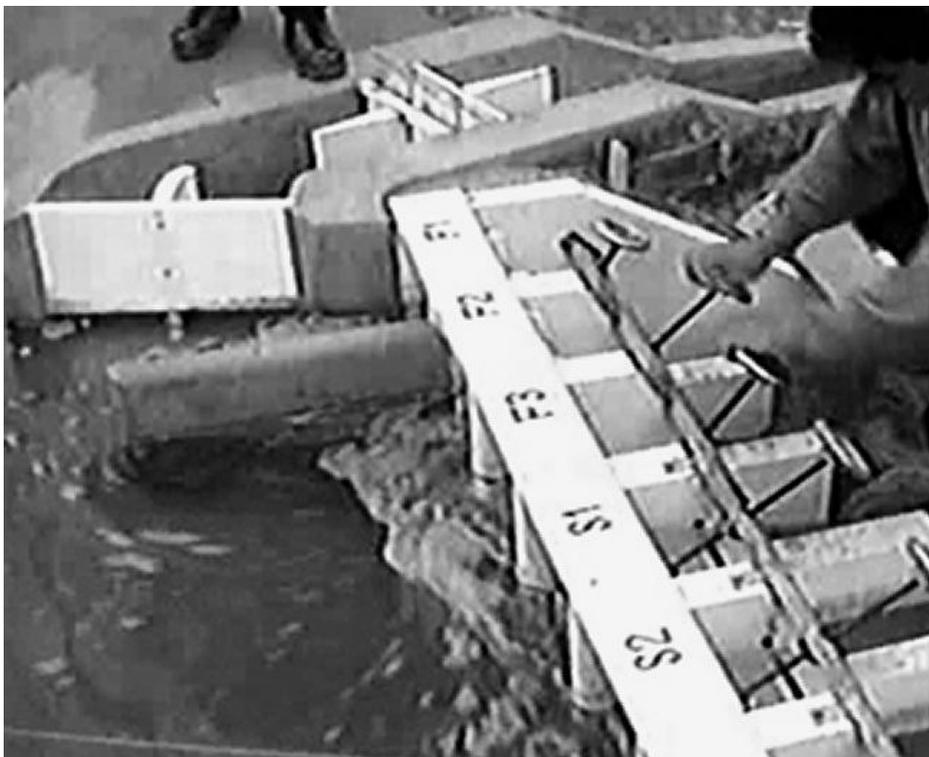
En el primer grupo de ensayos, cuyo desarrollo se muestra en las fotografías 5.3 a 5.11, se consideró colocar los sedimentos con cota de superficie en 1320 m.s.n.m. desde la presa hasta la progresiva 0+700, utilizando la granulometría del material del cauce. Se realizó también dos ensayos con cota de superficie de los sedimentos en 1323 m.s.n.m.

Se detalla a continuación el procedimiento seguido en cada ensayo de purga. En el inicio de la operación del modelo se mantuvo las compuertas de fondo cerradas. Cuando el nivel de agua llegó a la cota 1323 msnm, se procedió a abrir las compuertas de fondo empezando por la compuerta F1 y después las compuertas F2 y F3. Se controló por peso la incorporación de sedimentos al ingreso del flujo. Se operó el modelo según una duración especificada, midiendo el nivel de agua y la cota de fondo, el ancho superficial del

flujo, la velocidad del flujo en las compuertas de fondo, los tirantes de flujo en cada compuerta de fondo. Al finalizar cada ensayo se cerró las tres compuertas y se drenó lentamente el modelo para tomar la batimetría del fondo.



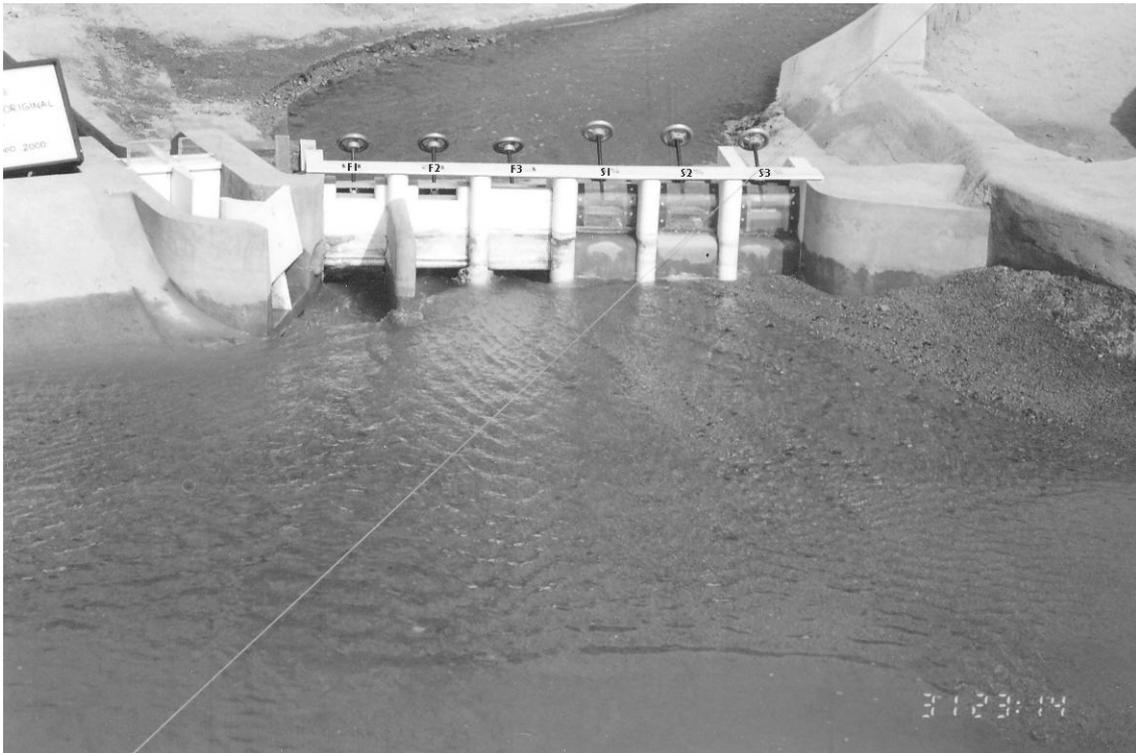
Fotografía 5.3. Sedimentos en las inmediaciones con pendiente de fondo nula



Fotografía 5.4. Apertura de las compuertas F2 y F3 para iniciar el vaciado del embalse



Fotografía 5.5. Descarga con flujo presurizado



Fotografía 5.6. El flujo descarga con superficie libre (42 minutos desde el inicio, $Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$)



Fotografía 5.7. Erosión producida por el flujo en la descarga inicial



Fotografía 5.8. El caudal de salida es igual al caudal de ingreso y se tiene flujo con superficie libre



Fotografía 5.9. El flujo con superficie libre continúa arrastrando sedimentos



Fotografía 5.10. Descarga de flujo con sedimentos a través de las compuertas de fondo



Fotografía 5.11. Canal de lavado

En este grupo de ensayos, de 18 horas prototipo de duración, se pudo observar que todo el material sedimentado podía ser evacuado completamente. Incluso en la condición de mayor nivel de sedimentación (1323 m.s.n.m.).

Se observó en estos ensayos, un gran arrastre de sedimentos al inicio. Al empezar el ensayo, vaciando el embalse desde la cota 1323 m.s.n.m., no se observaba un cauce definido, sino en forma de abanico. El ancho del cauce principal iba en aumento hasta alcanzar en 3 horas prototipo, aproximadamente, el ancho ocupado por las compuertas de fondo, como se muestra en la fotografía N° 5.12.

Cuando se cambió la granulometría de la sedimentación artificial por la correspondiente al diámetro característico del material arrastrado por el caudal de 200 m³/s, se repitieron las pruebas, encontrándose que el menor diámetro favorecía el proceso de purga.

b) Segundo grupo de ensayos

Con la finalidad de determinar la duración requerida para la purga, se hicieron otros ensayos de 6 y 12 horas prototipo de duración. Los resultados fueron similares. Pudiendo concluir que estando el material al pie de las compuertas, la evacuación es adecuada, incluso con 12 horas prototipo de purga, siendo el mayor porcentaje evacuado durante las primeras 6 horas, según se muestra en la fotografía N° 5.13.



Fotografía 5.12 Ancho del canal de lavado



Fotografía 5.13.- Evacuación de sedimentos primeras tres horas

c) Tercer grupo de ensayos

En este grupo se replanteó los sedimentos con cota de superficie artificial en cota 1320 m.s.n.m. hasta la progresiva 1+100.

Dado que en el proceso de sedimentación se observó que el material sedimentaba en la cola del embalse, era necesario determinar el tiempo requerido para que dichos sedimentos pudieran desplazarse hasta las compuertas de fondo.

Teniendo en cuenta que la condición inicial de sedimentación involucraba el movimiento de los sedimentos en el cauce durante 126 horas prototipo con caudales de avenidas, habiendo llegado la barra a la progresiva 700, es decir a 100 m de la presa, se decidió que la duración del ensayo, correspondiente a este grupo, fuera de 54 horas prototipo.

Se observó que después de las 18 primeras horas prototipo del ensayo, la eficiencia de purga de las compuertas de fondo disminuye. Por ello, los sedimentos empiezan a depositarse cerca al barraje, formando una barra de sedimentos, que sigue la dirección del muro guía, e incrementa su ancho en forma continua.

Esta barra divide al río en las cercanías de la presa en dos cauces: uno, de menor caudal hacia la compuerta de fondo F1 y el otro hacia las compuertas de fondo F2 y F3.

Durante las 6 primeras horas de la prueba 13, se formó un cauce principal en la margen derecha, remansado por la presencia del umbral de las compuertas de superficie, que restaba eficiencia a las compuertas de purga, estacionándose la barra frente a la presa e incrementando su cota gradualmente, sin evacuar material hacia aguas abajo.

Este efecto se puede atribuir a la presencia de la cresta de la rampa. Y también a la rampa misma, por su pendiente de 5%. Asimismo, al menor ancho de paso del cauce, por la presencia del muro curvo lateral de la toma, y los anchos del muro guía y de los pilares de las compuertas de fondo y el umbral de las compuertas de superficie.

Los obstáculos mencionados originan contracorrientes y zonas muertas que frenan el avance de la barra de sedimentos. Además, el área neta de paso a través de las compuertas disminuye por la contracción de la corriente y su caudal disminuye por las pérdidas de carga originadas por el cambio brusco de dirección del chorro de salida.

d) Sedimentación en 1323 msnm hasta 400 m aguas arriba

Para representar el material sedimentado en la cola del embalse, se realizó una mesa de sedimentación artificial con cota 1323 m.s.n.m., entre las progresivas 1+300 y 1+400. Se realizó el ensayo N° 14, a continuación del ensayo del grupo anterior.

La segunda regla de operación consistió en realizar la purga como el caso anterior durante 3 horas prototipo, luego cerrar las compuertas, seguir captando y volver a abrir las compuertas para repetir las purgas de forma intermitente.

Esta regla tiene la ventaja de permitir jalar los sedimentos que se han depositado en la cola del embalse.

En este ensayo de 300 m³/s, no se observó mayor variación en las cercanías de la presa aunque la barra proveniente de aguas arriba, avanzaba gradualmente hacia la presa.

Se realizaron purgas intermitentes cada media hora de modelo, que mostraron su conveniencia para acelerar el avance de la barra de sedimentos, gracias al desembalse

rápido. Estas purgas tienen la ventaja adicional de limpiar de sedimentos la zona de la poza disipadora posterior a las compuertas de fondo.

Se prosiguió con un caudal de $400\text{m}^3/\text{s}$ sin observarse mayor evacuación de sedimentos en las cercanías de la presa, pero de hecho el mayor caudal permitía el arrastre de sedimentos depositados en la cola del embalse.

e) Captación con cota de embalse 1323 m.s.n.m. con $300\text{ m}^3/\text{s}$

Finalmente, se probó las condiciones de captación con nivel de embalse 1323 m.s.n.m.. Esta condición debe realizarse con las compuertas de fondo parcialmente abiertas, habiéndose seleccionado las compuertas F2 y F3 para tal fin, con una apertura de 1,54 m (34%).

Se pudo observar que esta condición de nivel bajo tiene la ventaja de permitir el fácil arrastre de los depósitos de sedimentos que quedan al descubierto en las partes altas del perfil con los nuevos aportes líquidos al interior del embalse.

Además, la deposición de sedimentos se produce más cercana a la presa, sin involucrar el volumen útil. En las tres horas modelo de duración del ensayo se observó que los sedimentos incorporados a los ríos Comas y Uchubamba, avanzaban como una barra uniforme hasta la progresiva 1+150, 550 m aguas arriba de la presa.

La compuerta F1 no está preparada para permitir una apertura parcial, por lo que para captar $82\text{ m}^3/\text{s}$, se deberá mantener el nivel del embalse en la cota 1323 m.s.n.m. utilizando las compuertas F2 y F3 trabajando simultáneamente con apertura parcial. La condición de trabajar con una de ellas abierta y la otra cerrada, tendría que ser estudiada como alternativa. Aunque podría no ser conveniente dado que incrementaría el esfuerzo de la solera de la compuerta al evacuar todo el caudal remanente por sí sola.

En las 150 horas de los ensayos combinados, no se observó evacuación de sedimentos hacia aguas abajo a partir de las tres horas de inicio de la prueba, en que la eficiencia de la purga se reduce. Esto se observa en la fotografía N° 5.14.

En general, se observó la menor eficiencia de evacuación de la compuerta F1, que limita la capacidad de limpieza del embalse. Esto origina que la capacidad total de purga de las tres compuertas de fondo sea menor al volumen de sedimentos arrastrados.

La barra de sedimentos es arrastrada desde la cola del embalse por los caudales mayores a $180\text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente de fondo muy pequeña, casi paralela al fondo del cauce.

Al llegar a 20 m del barraje, el frente de la barra se detiene, presentando un talud inicial de 1V:1,5H comenzando a incrementarse la cota, dado que el volumen de sedimentos evacuados es pequeño.



Fotografía 5.14. Agua limpia aguas abajo de la presa

El proceso de colmatación debe continuar hasta que la diferencia de cota respecto a la solera de las compuertas permita su evacuación a través de ellas. Esta condición se observó con los sedimentos con cota de superficie adicional en la cota 1320 m.s.n.m..

En el modelo se ha realizado pruebas de hasta 276 horas prototipo de duración, alcanzando la corona de la barra la cota 1318 m.s.n.m.. El tiempo para alcanzar la cota 1320 m.s.n.m., no se puede predecir en el modelo, puesto que el modelo no es morfológico y además el tiempo depende del hidrograma de entrada al reservorio, del transporte sólido correspondiente y de la condición inicial del fondo.

Sin embargo, puede notarse que el tiempo equivalente en el prototipo, considerando purgas diarias de seis horas de duración es de 1,5 meses, con caudales mayores a 180 m³/s.

Teniendo en cuenta que las avenidas traerán también su propio aporte de sedimentos, además de contribuir a arrastrar los encontrados en el cauce, se puede concluir que el proceso de purga en el embalse debe ser el mayor tiempo posible, aprovechando los caudales de avenidas.

En el cuadro 5.3.2 se muestra el resumen de los resultados obtenidos (Laboratorio Nacional de Hidráulica, 2000).

Cuadro 5.3.2.1 Resumen de los resultados obtenidos en modelo físico

Ensayo	Caudal (m3/s)	Volumen Incorporado (m3)	ENTRE LA PRESA Y 1+000			ENTRE 1+000 Y 1+300			TOTAL		
			Sedimenta. A.Arriba (m3)	Erosion A.Arriba (m3)	Eros-Sedi A.Arriba (m3)	Sedimenta. A.Arriba (m3)	Erosion A.Arriba (m3)	Eros-Sedi A.Arriba (m3)	Sedimenta. A.Arriba (m3)	Erosion A.Arriba (m3)	Eros-Sedi A.Arriba (m3)
1A	200	15515	7088	53804	46716	16850	10465	-6385	23938	64269	40331
2'	300	23955	28271	44923	16652	9585	14828	5243	37856	59751	21895
3	300	25613	16969	56667	39698	17273	23627	6354	34242	80294	46052
4*	200	23273	9646	54570	44924	13354	20742	7388	23000	75312	52312
5	200	13964	9417	90424	81007	6463	18119	11656	15880	108543	92663
6	300	17067	8490	44651	36161	8877	20380	11503	17367	65031	47664
7	300	8533	8022	45249	37227	6502	23798	17296	14524	69047	54523
8	200	9666	7838	48069	40231	6422	19459	13037	14260	67528	53268
9	200	4655	8712	41131	32419	4503	22528	18025	13215	63659	50444
10A	200	4655	834	52064	51230	2753	21674	18921	3587	73738	70151
10B	200	4655	6898	15365	8467	9434	4030	-5404	16332	19395	3063
11	200	13964	1488	97945	96457	8451	17991	9540	9939	115936	105997
12	200	13964	1749	125647	123898	4570	21582	17012	6319	147229	140910
13	200	41891	1382	71141	69759	10600	13451	2851	11982	84592	72610
14A	300	26531	14135	5571	-8564	15933	9572	-6361	30068	15143	-14925
14B	300	61905	12493	9006	-3487	26189	3756	-22433	38682	12762	-25920
14C	400	28625	16387	3412	-12975	8478	9987	1509	24865	13399	-11466
14D	300	26531	4644	8147	3503	20713	1224	-19489	25357	9371	-15986
SUMA 14		143593	47659	26136	-21523	71313	24539	-46774	118972	50675	-68297
SUMA 13 y14		185484	49041	97277	48236	81913	37990	-43923	130954	135267	4313
15	200	41891	907	83545	82638	10000	16327	6327	10907	99872	88965
16A	300	26531	12129	8162	-3967	12129	8162	-3967	24258	16324	-7934
16B	300	61905	14675	9613	-5062	24581	5441	-19140	39256	15054	-24202
16C	400	28625	18639	3052	-15587	15185	5926	-9259	33824	8978	-24846
16D	300	26531	4310	2907	-1403	17900	5671	-12229	22210	8578	-13632
SUMA 16		143593	49753	23734	-26019	69795	25200	-44595	119548	48934	-70614
SUMA 15 y 16		185484	50660	107279	56619	79795	41527	-38268	130455	148806	18351

* Este ensayo de purga tuvo una incorporación de sedimentos excesiva

CAPITULO 6.- APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO

6.1 INTRODUCCION

El modelo matemático PURRES se preparó para representar el movimiento de los sedimentos en el reservorio Chimay durante el proceso de purga con la finalidad de obtener resultados útiles para la operación del proyecto. La modelación matemática pretende ser una alternativa de menor costo al de la modelación física y en todo caso puede usarse como complemento de la misma.

Los objetivos de la aplicación del modelo matemático al reservorio Chimay fueron estudiar las reglas de manejo del embalse para mantener el volumen útil requerido para la generación hidroenergética durante la vida útil del proyecto. Para ello, se planteó lograr la extracción de los sedimentos mediante lavado hidráulico periódico en la temporada de avenidas.

El modelo matemático estudia los procesos de sedimentación y purga del reservorio explicando la naturaleza de dichos fenómenos mediante ecuaciones diferenciales que expresan las leyes fundamentales de la ecuación de continuidad y de cantidad de movimiento para el agua y sedimentos que conforman el flujo. La solución se logra con un algoritmo desacoplado en el cual los cálculos de la fase líquida y la fase sólida se llevan a cabo en forma separada y sucesiva. Se debe notar que durante los cálculos de una fase, las características de la otra fase se mantienen constantes.

A continuación se presenta las condiciones de la aplicación del modelo matemático a pruebas teóricas y luego se detalla las condiciones de aplicación al reservorio Chimay.

6.1.1 Modelamiento de la sedimentación

Para la primera aplicación teórica se eligió el ejercicio 6c (pg. 412) del libro Fluvial Hydraulics, Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry (Graf, 2001). Se presenta el caso de un río que alimenta un reservorio. La descarga unitaria del río se mantiene constante con un caudal unitario $q = 2,5 \text{ m}^2/\text{s}$. La pendiente del lecho es $S_0 = 5,4 \times 10^{-4}$. El lecho está compuesto por sedimentos casi uniformes (Peso específico $S_s = 2,65$) con un tamaño medio de grano de $d_{50} = 6 \text{ m}$ y una porosidad de $p = 0,3$. El coeficiente de Manning del lecho fue determinado como $n = 0,032 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

El río entra al reservorio creado por una presa que mantiene el nivel de agua a una altura $H = 23,5 \text{ m}$ en la inmediata vecindad de la presa. Se quiere determinar el patrón de deposición del material del lecho, que es llevado por el río al reservorio, después de 20 años y 100 años respectivamente.

La presa crea una curva de remanso que se extiende hasta una cierta distancia aguas arriba. En esa zona el transporte de fondo de sedimentos disminuye hacia aguas abajo ya que al aumentar el tirante la velocidad disminuye. La diferencia de capacidad de transporte entre dos secciones consecutivas origina una deposición (o erosión) de los sedimentos, que a su vez modifica el nivel del lecho. Esta modificación del nivel del lecho origina un cambio en el perfil de agua y por tanto, modifica los parámetros hidráulicos. Este ciclo se repite (Graf, 2001).

Para la solución numérica Graf utilizó un modelo matemático unidimensional. El origen del sistema de coordenadas coincide con la localización de la presa; ésta constituye una sección de control y da la condición de frontera necesaria para los cálculos del perfil de flujo. Ya que el régimen de flujo es subcrítico, los cálculos empiezan en la presa donde la profundidad es conocida y se procede hacia aguas arriba.

La longitud del tramo a ser modelado aguas arriba de la presa se puede decidir considerando la condición de frontera para el transporte de sedimento en el extremo final de aguas arriba. En efecto, es necesario extender los cálculos hasta un punto donde el río alcanza el tirante normal. Es mejor aún incluir en los cálculos una cierta longitud de río con la profundidad normal. Esto asegura un tramo suficientemente largo en el extremo de aguas arriba, donde el transporte de sedimentos de fondo está en equilibrio, es decir, donde la capacidad de transporte de sedimentos de fondo entre dos secciones consecutivas será la misma. Se adaptó una longitud de estudio de 120 km.

El programa necesita dos condiciones de frontera para resolver el problema. La condición de frontera para el cálculo de deposición de sedimento es implícita: la descarga sólida en la presa es cero. Para el cálculo de la superficie de agua la condición de frontera es la profundidad del agua en la presa, $H = 23,5$ m.

La elección del intervalo de tiempo depende de la trayectoria del tramo en la dirección longitudinal. Para el cálculo de la deposición de sedimentos se puede escoger lapsos de tiempo relativamente grandes. En este caso se eligió $DX = 600$ m resultando un intervalo, $DT = 10$ días. La formación y el avance del delta en el sistema río-reservorio se simuló para un periodo de 100 años ($T_{FIN} = 36500$ días). Graf (2001) usó los métodos de cálculo de transporte de fondo de Meyer-Peter et al. (1948) y Schoklitsch (1950) para la simulación.

Se calculó los volúmenes totales de los sedimentos depositados y erosionados desde el inicio de la simulación ($T = 0$). La diferencia de estos valores es el volumen sedimentado. Se multiplicó este valor por el coeficiente de esponjamiento:

$$CFOI = 1 / (1 - p)$$

Para obtener el volumen del delta. En el cuadro 6.1.1 se muestra los resultados de la simulación usando el método de Meyer-Peter et al (1948).

Cuadro 6.1.1 Sedimentación después de 100 años (método de Meyer-Peter)

Tiempo (años)	Nariz del delta		Max altura del delta			Volumen del delta (m³/m)
	Estación	X (m)	h_d (m)	Estación	X (m)	
0	69	40800				0
20	62	36600	1,23	64	37800	14396
40	60	35400	1,78	62	36600	28789
60	59	34800	2,17	61	36000	43173
80	57	33600	2,56	54	34800	57509
100	56	33000	2,91	58	34200	71887

Referencia: Graf (2001)

6.1.2 Modelamiento de la evacuación de sedimentos

Para la segunda evaluación teórica se eligió el modelamiento bidimensional mediante volúmenes finitos realizado por Lai (1994, capítulo 5) en un algoritmo desacoplado. Los parámetros del flujo: profundidad y componentes de la velocidad, son úsalos para estimar la capacidad de transporte de los sedimentos. No se simuló la carga suspendida debido a

la falta de mediciones de concentración. Agrupando la carga suspendida con la carga de fondo y usando la ecuación de continuidad de los sedimentos se calculó las elevaciones del lecho en el dominio total del flujo en cada intervalo de cálculo. No se modeló la erosión de los bancos del canal (Lai, 1994).

Los sedimentos utilizados tenían una densidad igual a 1390 kg/m^3 con una porosidad igual a 0,55.

Se representó un canal rectangular con dimensiones de 50 m de largo, 2, 4 m de ancho y 1,5 m de alto que fue modificado para representar un reservorio. Se colocó una capa de sedimentos hasta una distancia de 9 m de la presa. Las instalaciones permitían ajustar el caudal de ingreso en el extremo de aguas arriba así como el caudal de salida en la presa, además el nivel de agua en el reservorio podría ser controlado en la elevación deseada. Se realizaron ensayos experimentales, de los cuales se seleccionó uno para la representación matemática.

En la figura 6.1.2.1 se muestra la malla bidimensional utilizada para la representación en el modelo matemático y las condiciones de contorno.

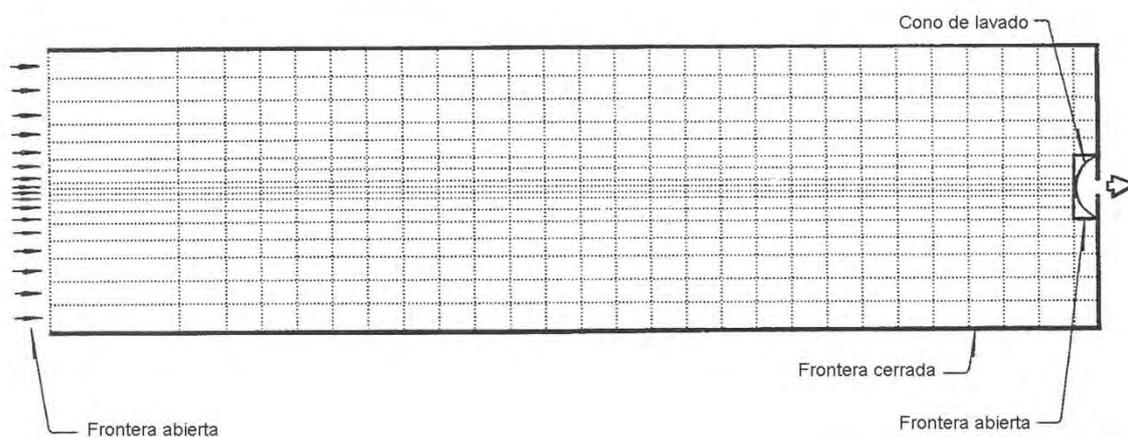


Figura 6.1.2.1 Malla bidimensional para representar el canal experimental (Lai, 1994)

La condición de frontera abierta del extremo superior corresponde a la descarga de entrada constante e igual a $4,865 \text{ l/s}$. En el extremo del cono de lavado, el hidrograma de salida de agua está dado por otra condición de frontera abierta. En este caso se usó como salida la compuerta ubicada en el centro. El nivel inicial del agua fue $0,1685 \text{ m}$. La forma de disposición de los sedimentos original fue de forma de cuña. La elevación del lecho se fijó en $0,1 \text{ m}$ sobre el fondo de la compuerta de salida excepto en el canal inicial y en el cono de lavado. El tiempo de corrida del ensayo fue de 30 min . La ecuación de transporte de sedimentos usada en el modelo es la ecuación modificada de Engelund-Hansen, con un coeficiente calibrado del método igual a $0,26$ para un mejor ajuste de datos (Lai, 1994).

Los resultados también muestran la evolución del perfil de agua y de la elevación del lecho así como el campo de velocidad del flujo en distintos tiempos según se muestra en la figura 6.1.2.2.

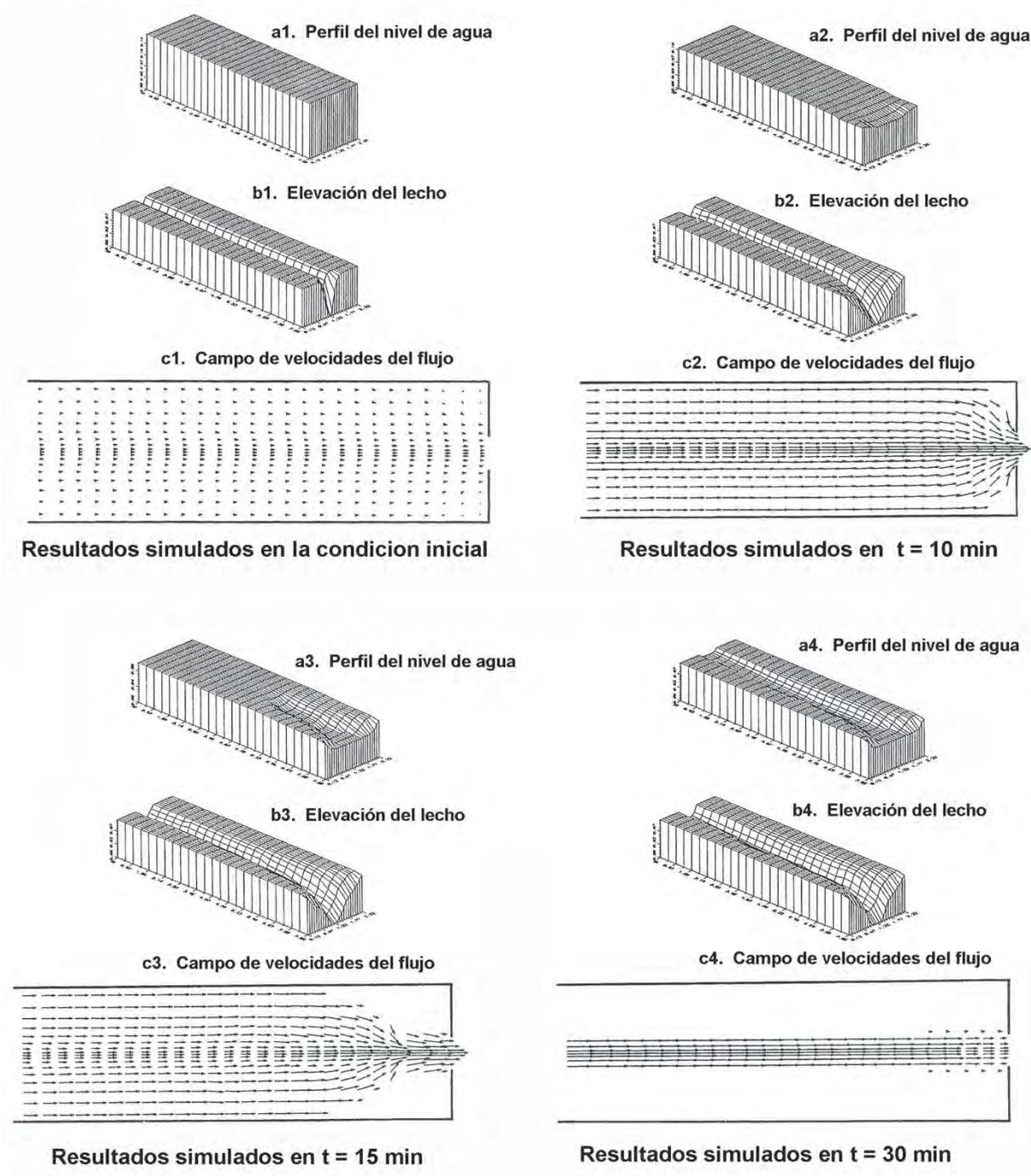


Figura 6.1.2.2 Resultados simulados para la corrida 7 (Lai, 1994)

Los resultados del modelamiento incluyeron la determinación del nivel de agua y del lecho para diferentes tiempos en el dominio computacional, así como el cálculo de los volúmenes evacuados y la eficiencia de purga que se muestran en el cuadro 6.1.2.1.

Cuadro 6.1.2.1 Eficiencia de purga y volúmenes evacuados para la corrida 7

Muestra #	Tiempo min	Caudal líquido	Volumen de agua	Caudal sólido	Concentración	Peso sedimentos	Peso acumulado	Volumen sedimentos	Volumen sedimentos acumulado	Eficiencia de purga
		Qo l/s	m3	Qos g/s	Cs kg/m3	Ws kg	∑Ws kg	Vs m3	∑Vs m3	Fe %
	0	4,865	0	0	0		0		0	
1	2	9,75	0,8769	3,4	0,35	0,20	0,20	0,0003	0,0003	0,04
2	4	9,364	1,14684	1,41	0,15	0,29	0,49	0,0005	0,0008	0,04
3	6	7,705	1,02414	11,67	1,51	0,78	1,28	0,0013	0,0020	0,12
4	8	6,36	0,8439	351,22	55,22	21,77	23,05	0,0348	0,0369	4,12
5	10	5,473	0,70998	218,18	39,86	34,16	57,21	0,0546	0,0915	7,69
6	12	4,745	0,61308	144,34	30,42	21,75	78,97	0,0348	0,1262	5,67
7	14	4,624	0,56214	108,42	23,45	15,17	94,13	0,0242	0,1505	4,31
8	16	4,717	0,56046	121,6	25,78	13,80	107,93	0,0221	0,1726	3,94
9	18	4,127	0,53064	72,45	17,56	11,64	119,58	0,0186	0,1912	3,51
10	20	4,274	0,50406	73,02	17,08	8,73	128,30	0,0140	0,2051	2,77
11	22	4,188	0,50772	80,9	19,32	9,24	137,54	0,0148	0,2199	2,91
12	24	4,483	0,52026	60,1	13,41	8,46	146,00	0,0135	0,2334	2,60
13	26	4,35	0,52998	64,29	14,78	7,46	153,46	0,0119	0,2453	2,25
14	28	4,604	0,53724	47,41	10,30	6,70	160,16	0,0107	0,2561	1,99
15	30	3,502	0,48636	44,74	12,78	5,53	165,69	0,0088	0,2649	1,82

Ws = peso de sedimentos evacuado se calcula por $[Qos(t)+Qos(t-1)]\Delta t/[2*10^3]$

Vs = volumen de sedimentos evacuado se calcula por $Ws/[densidad\ de\ sedimento*(1-p)]$

REFERENCIA: Lai, 1994

6.2 CONDICIONES BATIMÉTRICAS DISPONIBLES

Para el modelo matemático se hizo la representación del terreno y de las obras utilizando el sistema coordenado x e y del modelo físico. Solamente se representó el tramo de aguas arriba de la presa, considerando como condición de borde las condiciones de descarga a través de las compuertas.

Se hizo el modelamiento del embalse de la central hidroeléctrica Chimay utilizando los resultados obtenidos en el modelo físico. Se prepararon las etapas de calibración, validación y simulación.

En los modelos matemáticos comúnmente se utiliza un caudal, llamado dominante. Sin embargo, en la práctica, el fenómeno es ocasionado por un hidrograma de avenidas, cuyo efecto pretende ser explicado con el modelo. Se ha preparado el modelamiento considerando simulaciones acumuladas con un caudal constante para cada simulación, cuyos resultados se utilizan como entrada para la siguiente simulación con un caudal constante diferente.

Para la calibración del modelo se consideró los ensayos en modelo físico con caudal constante de 200 m³/s y 300 m³/s, ambos con 18 horas prototipo de duración.

Para la validación se consideró los ensayos para ensayos de 60 horas con 300 m³/s y 18 horas con 400 m³/s.

En todos los casos con el modelo matemático, se pretendió obtener el nivel del fondo del cauce y el tirante de agua en cada sección transversal con fines de comparación con los obtenidos del modelo físico, como la sección mostrada en la figura 6.1.

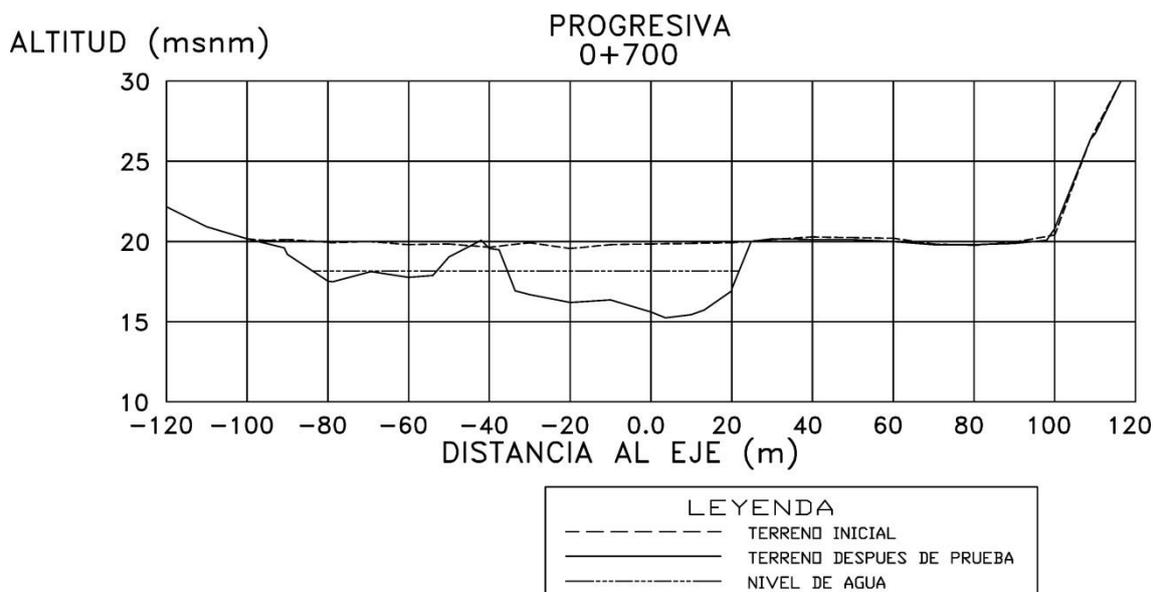


Figura 6.2.1.- Sección transversal en la progresiva 0+700, indicando el nivel del agua y los niveles del terreno al inicio y al final del ensayo.

Los valores que se consideraron para la comparación corresponden a los volúmenes de erosión y sedimentación en cada una de las secciones transversales, así como los resultados finales de todo el tramo estudiado. Como ejemplo, se muestra en la figura 6.2 la comparación de las batimetrías a final de tres ensayos con la batimetría inicial del embalse, esto es desde la progresiva 0+600 hasta la 1+500.

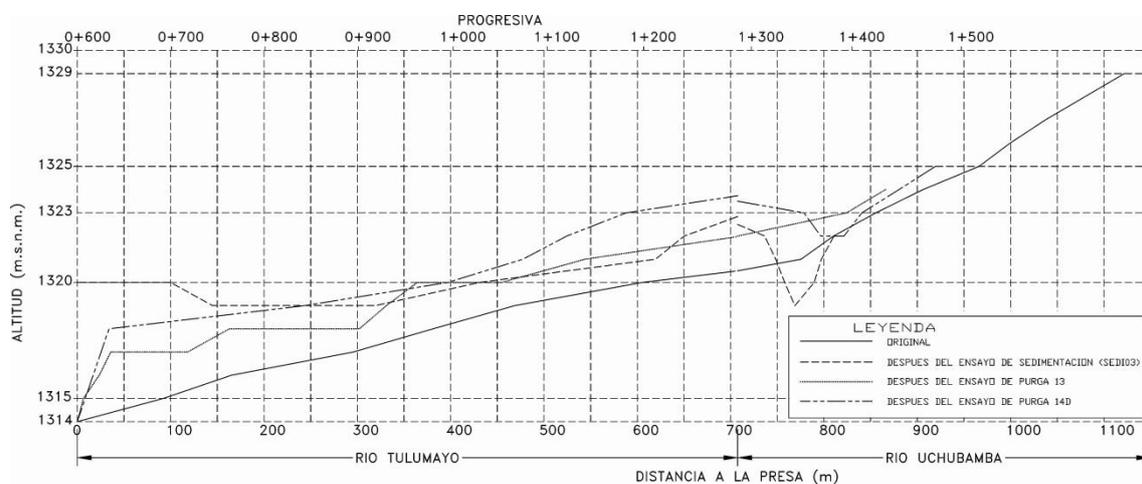


Figura 6.2.2.- Comparación de las batimetrías al final de tres ensayos.

6.3 REGLAS DE OPERACIÓN PARA LA PURGA DE SEDIMENTOS

6.3.1 Formulación de las reglas de operación

En general, se acepta que “con el paso del tiempo, un embalse pueda perder volumen útil. Sin embargo, en la medida que el diseño del sistema y las reglas de operación sean mejores se logrará una mayor vida útil para el embalse” (Rocha, 1999).

Las reglas de operación para la purga de sedimentos se formulan teniendo en cuenta que “la purga de un embalse ubicado sobre el lecho de un río es una operación delicada, que

debe ser objeto de un estudio sumamente cuidadoso” (Rocha, 1999) cuyo éxito depende de varios factores, entre los que Rocha (1999) menciona “los siguientes:

- a) Que los sólidos transportados por el río y depositados en el embalse sean absolutamente no cohesivos.
- b) Que se disponga de compuertas suficientemente grandes, y a nivel adecuado, para que al abrirlas en épocas de avenidas, el río escurra libremente hacia ellas y transporte hacia aguas abajo los sólidos depositados.
- c) Que se disponga de los caudales requeridos de purga durante el tiempo que resulte necesario.
- d) Que la geometría del embalse sea alargada, para favorecer la purga.
- e) Que el cauce aguas abajo de la presa tenga suficiente capacidad de transporte para acarrear en unos pocos días de avenida el volumen anual de sólidos, y que esta violenta descarga no cause problemas aguas abajo.
- f) Que pueda resolverse el problema de servicio durante el tiempo de purga, sea incorporando dispositivos especiales para la toma o aceptando interrumpir la captación.

Para poder establecer la concurrencia de estos factores se requiere básicamente lo siguiente:

- a) Un estudio hidrológico de duración de caudales y de máximas avenidas.
- b) Un estudio de hidráulica fluvial del tramo considerado
- c) Un estudio sedimentológico detallado
- d) Un modelo hidráulico como valioso elemento auxiliar.”

6.3.2 Estudio de las reglas de operación en el modelo hidráulico

Se consideraron dos reglas de operación para el manejo de compuertas para el lavado hidráulico de sedimentos del reservorio.

- a) Primera regla de operación

Realizar la purga hidráulica de los sedimentos mediante un vaciado total del embalse manteniendo el flujo libre con una duración especificada.

En el modelo matemático esta regla se prueba estableciendo un caudal constante para la duración del ensayo. La condición inicial corresponde al embalse lleno. Cuando el flujo comienza a descargar en forma libre a través de las compuertas el agua continua evacuando los sedimentos ubicados cerca de la presa hasta que llega el momento en que no es capaz de movilizar los sedimentos que se encuentran más allá de su distancia de alcance. En este momento, se finaliza el ensayo determinando el volumen evacuado y el tiempo requerido. Estos valores varían según el caudal ensayado y la granulometría del material del cauce.

- b) Segunda regla de operación

Realizar purgas intermitentes, alternando el vaciado total y el flujo libre con el llenado y operación del reservorio. Esta regla tiene la ventaja de permitir jalar los sedimentos que se han depositado en la cola del embalse.

En el modelo matemático esta regla se prueba mediante el vaciado total intermitente del embalse. La condición inicial corresponde al embalse lleno. A medida que el nivel del embalse va disminuyendo arrastra los sedimentos ubicados en la cola del embalse. Cuando el flujo comienza a descargar libremente a través de las compuertas de la presa,

se finaliza el ensayo determinando el volumen evacuado y el tiempo requerido. Estos valores varían según el nivel inicial del embalse y la granulometría del material del cauce. Sin embargo, para evitar que los sedimentos se depositen a una distancia muy grande de la presa se recomienda trabajar en el tiempo de avenidas con el mínimo nivel de operación del embalse. Esto limita los niveles iniciales a uno. En el caso del reservorio Chimay la cota mínima de operación es 1323 m.s.n.m.

6.4 ENSAYO DE LAS CONDICIONES DE SEDIMENTACIÓN Y PURGA EN EL PROTOTIPO

En esta investigación se decidió no simular las condiciones de sedimentación, por ello la configuración del lecho inicial usada para las operaciones de purga correspondieron a las obtenidas en el modelo hidráulico añadiendo una mesa de sedimentación de cota constante aguas arriba de la presa derivadora. Se determinó que esta condición inicial representaba un volumen útil perdido de 2,37%.

En el cuadro 6.3.1 se muestra los ensayos seleccionados para el análisis realizado en esta investigación. El nivel inicial del agua en el embalse estaba 9,00 m sobre la solera. Las condiciones que varían para la purga son las siguientes:

- Caudal del río.
- Nivel inicial del agua en el embalse
- Nivel inicial del lecho (particularmente en la mesa de sedimentación)
- Peso de sedimentos incorporados al modelo
- La descarga a través de las compuertas de salida
- La variación del nivel del agua durante el desembalse
- La duración de las operaciones de purga
- Granulometría representativa del cauce

Los factores clave que controlan los procesos de purga son la descarga a través de las compuertas de salida, la variación del nivel del agua durante el desembalse y la duración de las operaciones de purga.

En los ensayos seleccionados la granulometría inicial de los sedimentos que conformaban el lecho móvil se mantuvo constante e igual a la granulometría del cauce antes de la existencia de las obras.

Como puede verse, el caudal de entrada se mantuvo constante en toda la duración del ensayo. Sin embargo, se varió de una prueba a otra. El caudal de ingreso de sólidos variaba conjuntamente con el caudal de entrada, aunque la granulometría se mantuvo constante independientemente del caudal.

En el prototipo se tiene que durante el periodo de estiaje, al mantener el nivel del agua en 1329 msnm, el aporte sólido de ingreso quedará almacenado en el reservorio. Desde el inicio del periodo de avenidas el volumen útil se va reduciendo ya que al incrementarse los caudales líquidos y sólidos de ingreso, los sedimentos se depositan desde la cola del embalse.

Por ello, se recomienda mantener el nivel de agua en el periodo de avenidas en la cota 1323 msnm con dos compuertas de fondo abiertas en forma parcial. La compuerta cercana a la ventana de captación se mantiene cerrada. La finalidad de este procedimiento es lograr que la deposición de los sedimentos se realice en zonas menos alejadas de la presa. Si se mantiene el nivel del embalse suficientemente bajo, los aportes sólidos podrán transitar sobre el masivo de los depósitos hasta la presa. La velocidad del agua es suficiente para asegurar el arrastre de las partículas de menor diámetro.

Para lograr movilizar los sedimentos desde la cola del embalse hasta la presa se requiere el desembalse total para que las fuerzas de corte movilicen el material granular. Se concluye que realizando purgas de sedimentos eficientes durante el periodo de avenidas, los sedimentos estarán dispuestos de manera que en el siguiente periodo de sequía se tendrá el volumen útil requerido para la regulación.

Las batimetrías realizadas al final de los ensayos permitieron determinar los volúmenes de erosión y sedimentación en todo el modelo, como se muestra en la figura 6.3.1.

Cuadro 6.3.1. Ensayos seleccionados

Ensayo N°	Caudal prototipo (l/s)	Mesa de Sedimentos	Peso Incorporado prototipo (kg)	Dura ción proto tipo (h)	Caudal Sólido ingreso prototipo (kg/min)
		Adicional			
1A	200	Altura 6 m hasta Progresiva 700	400	18	2,22
1B	200	Continuación de la anterior	268	18	1,49
Total 1			668	36	1,86
13	200	Altura 6 m hasta Progresiva 1100	1080	54	2,00
14A	300	Continuación de la anterior, Altura 9 m entre Prog. 1300 y 1400	684	18	3,80
14B	300	Continuación de la anterior *	1596	42	3,80
14C	400	Continuación de la anterior	738	18	4,10
Total 14			3702	78	4,75
Total 13 y 14			4782	132	3,62

En el cuadro 6.3.2 se muestra el volumen de erosión menos sedimentación para el tramo de estudio aguas arriba de la presa al final de un ensayo con 300 m³/s. Este valor fue uno de los indicadores del ajuste del modelo matemático. En la figura 6.3.2 se muestra los valores calculados de dichos volúmenes para cada sección en el mismo ensayo obtenidos en la simulación en modelo hidráulico.

Cuadro 6.3.2.- Volumen de Erosión y Sedimentación totalizados al Final del Ensayo

Prueba	Caudal m ³ /s	Volumen de		
		Sedimentación, m ³	Erosión, m ³	Erosión - Sedimentación, m ³
Purga N° 03	300	34 241	80 293	46 052

Al final de los ensayos 13 y 14 mostrados en el cuadro 6.3.1, correspondientes a 150 h prototipo dieron lugar a una pérdida de volumen útil de 2,65% como se muestra en el cuadro 6.3.3. Hay que tener en cuenta que éste es el resultado de la diferencia entre el ingreso de solidos durante el periodo de avenidas y la salida lograda con el proceso de purga.

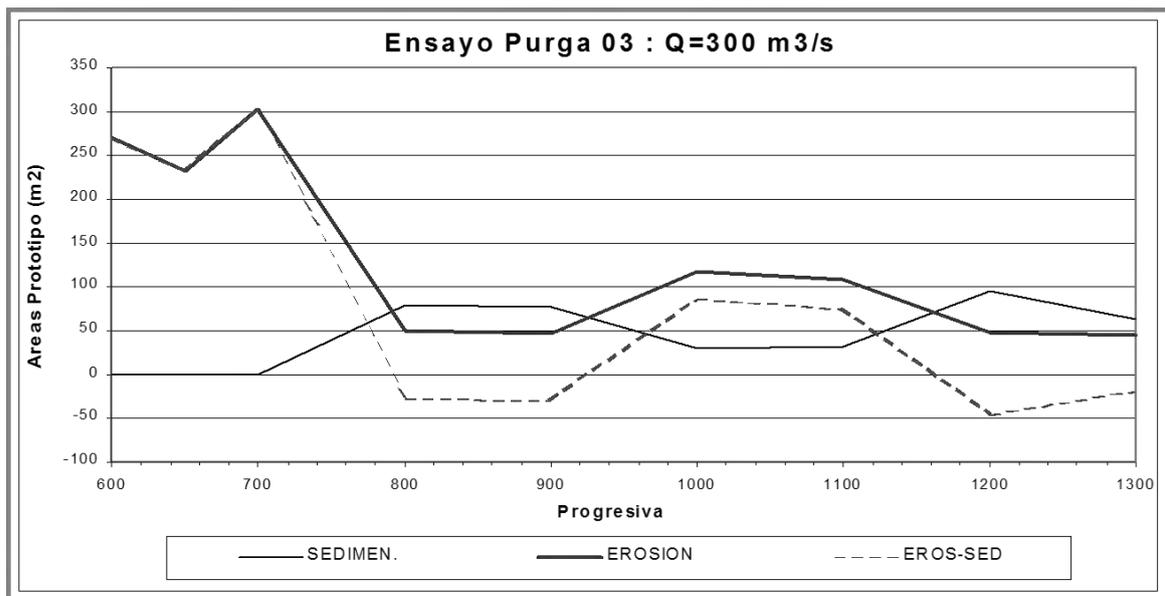


Figura 6.3.1. Áreas de erosión y sedimentación en las secciones de control

Para la purga de sedimentos se adoptaron las reglas de operación recomendadas por el modelo hidráulico que son las siguientes:

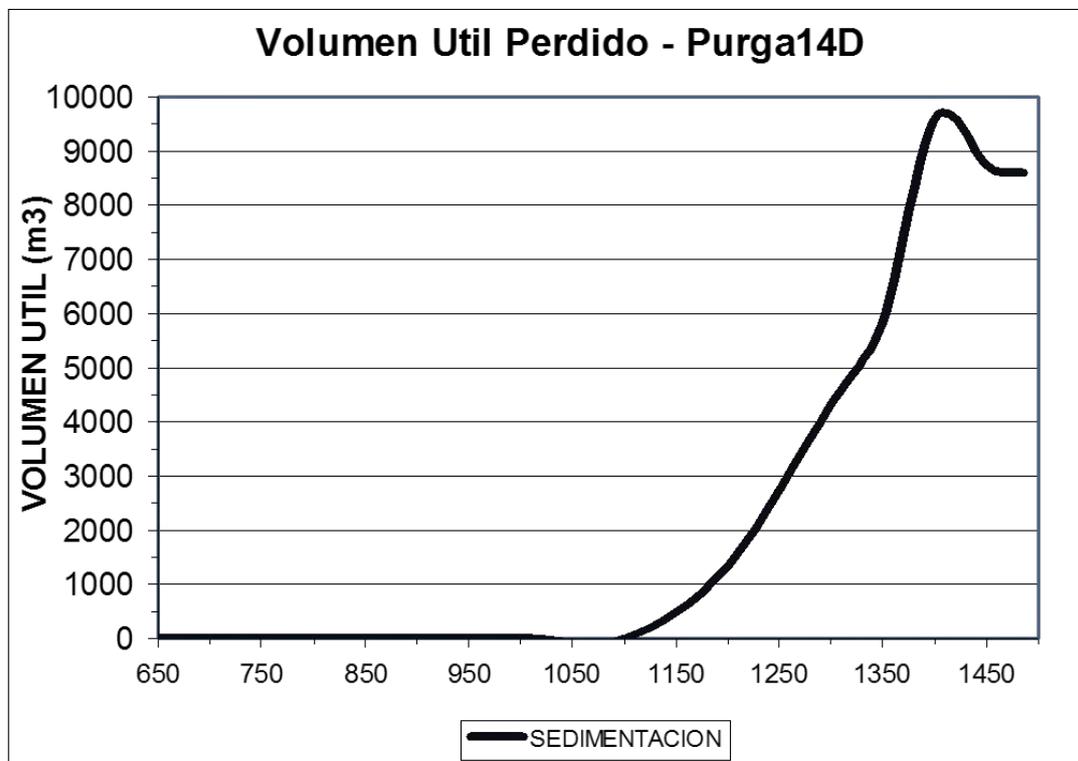
- Realizar una vez por año, de preferencia finalizado el periodo de avenidas, batimetrías del fondo del vaso y análisis granulométricos del material sedimentado.
- En base a los monitoreos anuales del estado del embalse, particularmente después del primer periodo de avenidas de las obras, analizar las ventajas del diseño modificado y su puesta en obra, para incrementar la capacidad de purga de la presa.
- La conveniencia, para la purga del embalse, de mantener el nivel del embalse en la cota 1323 m.s.n.m. alternando las compuertas F2 y F3, manteniendo una de ellas cerrada y la otra abierta, tendría que ser estudiada en prototipo o en laboratorio.
- Se recomienda proteger el fondo y los taludes de ambas márgenes del cauce, inmediatamente aguas abajo de la poza disipadora en una longitud de 200 m. Especialmente en la margen izquierda, teniendo que el chorro de salida impacta sobre él y cambia de dirección, erosionando la ribera en curva.
- Se recomienda proteger el talud aguas arriba de la presa de tierra con un enrocado, teniendo en cuenta que el procedimiento sugerido para las operaciones de purga en el embalse implica el desembalse una o dos veces por día en el periodo de avenidas y además se produce erosión local en la zona de la presa de tierra contigua a la toma, durante el proceso de purga.
- Se recomienda observar continuamente las soleras de las compuertas de fondo, para repararlas y protegerlas en forma oportuna de los efectos erosivos producidos por la evacuación de sedimentos durante las operaciones de purga.

Cuadro 6.3.3 Pérdida de volumen útil al final del ensayo 14 D

PERDIDA DE VOLUMEN UTIL DESPUES DEL ENSAYO DE PURGA 14D
Q = de 200, 300 y 400 m³/s CON INCORPORACION DE SEDIMENTOS
Rampa adyacente a la toma según diseño original
23/06 al 01/ 07/ 2000 Duración = 25 Hrs. (modelo)

SECCION	Area Prototipo (m2)	Prototipo (m3)
	SEDIMENTACION	V.util perdido
0+650		0
0+700		0
0+800		0
0+900		0
1+000		0
1+100	0.00	0
1+200	27.16	1358
1+300	59.38	4327
1+350	173.77	5829
1+400	210.06	9596
A-COMAS	112.19	8701
A-UCHUBAMBA	88.02	8609
AGUAS ARRIBA (1+000 - SECCION A)		
AREA TOTAL (m2)	670.58	
VOLUMEN (m3) Prototipo		38419
% VOL UTIL PERDIDO		2.65%

NOTA: Volumen útil del embalse original es: 1'450,000 m³



CAPITULO 7.- ANALISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

7.1 DISCUSIÓN COMPARATIVA DE LOS RESULTADOS DE LOS MODELOS FÍSICO Y MATEMÁTICO

Se muestra a continuación en el cuadro 7.1.1 la comparación entre los resultados del modelo físico y del modelo matemático.

Cuadro 7.1.1 Análisis comparativo

Modelo físico	Modelo matemático
Adecuado para la representación espacial en problemas que implican geometría, morfología fluvial y curvatura de flujo complejos.	Aunque los modelos actuales tienen mayor flexibilidad para los casos complejos de representación espacial, todavía su uso no es generalizado por el actual desconocimiento de la forma de aplicar los modelos y los rangos de variación de sus parámetros.
Permite una comprensión visual e intuitiva de los aspectos físicos involucrados en el proceso estudiado.	Los resultados pueden ser desvirtuados o invalidados al incluir condiciones iniciales o de borde inadecuadas por lo que el modelador debe tener un buen conocimiento del proceso físico.
Es inamovible, de modo que los investigadores deben desplazarse al lugar donde está ubicado.	El investigador puede llevar consigo el modelo matemático.
El costo del modelo físico es mayor al modelo matemático y requiere mayor tiempo para la construcción del modelo y la realización de los ensayos.	
El periodo de existencia del modelo físico está sujeto a obligaciones contractuales limitantes, de modo que puede suceder que el modelo ya no esté disponible para investigaciones futuras.	El modelo matemático puede mantenerse indefinidamente para realizar las investigaciones futuras necesarias.
Tiene limitaciones físicas (inexistencia del material de granulometría o peso específico requeridos) para lograr representatividad del material más fino.	En algunos modelos se ha logrado analizar la distribución granulométrica analizando varias muestras representativas, aunque no es el caso del modelo estudiado.
En ninguno de los dos modelos estudiados se ha representado el transporte en suspensión de los sedimentos más finos, ni la variación de la distribución granulométrica con el caudal, ni el proceso de sedimentación de todo el material sólido en el reservorio.	
El modelo matemático no ha logrado reproducir la variación del nivel del lecho, por lo que el ajuste se ha realizado solamente para reproducir los volúmenes de erosión y sedimentación en cada tramo observados en el modelo hidráulico.	
Al usar una sola condición granulométrica correspondiente principalmente a la carga de fondo, se ha creado en el modelo una condición de acorazamiento del lecho, que no necesariamente se produciría en el prototipo y que tiene influencia en los resultados.	Representa las características sedimentológicas por parámetros limitados que no cubren todas las condiciones físicas. Estas son: diámetro representativo, peso específico, porosidad y velocidad de caída.

La muestra de sedimentos del fondo de cauce se ha tomado en un solo lugar pudiendo no ser representativa de la variación granulométrica a lo largo del vaso.	No se representa la variación granulométrica a lo largo del vaso.
Se ha tratado de representar la curva granulométrica del prototipo en el modelo físico con la limitación de no poder representar la fracción fina.	Solamente se utilizó el D ₅₀ como tamaño representativo.
Se realizó ensayos con duraciones del proceso de purga de 3 horas, 6 horas, 9 horas y hasta 25 horas continuas.	El modelo requiere trabajar con intervalos de tiempo pequeños para satisfacer la condición de estabilidad lo que implica muchos cálculos hasta completar la duración requerida.
No se midió la concentración de sedimentos a la salida en diferentes intervalos de tiempo.	Es posible calcular la concentración de sedimentos no solamente en la salida, sino también en el interior del reservorio.
Se observó las condiciones hasta 700 m aguas abajo de la presa. Durante el proceso de purga es obvio que se produce sedimentación aguas abajo de la presa, pero el tramo representa condiciones adecuadas para el arrastre de sedimentos, sin obstaculizar dicho proceso.	No se representó en el modelo matemático las condiciones aguas abajo de la presa.
Se observó que el muro guía actúa como un espigón situando la barra de sedimentos a continuación de su eje. Su espesor origina la presencia de vórtices y contracorrientes en perjuicio de la operación de purga del embalse. Además, se observó que la evacuación del agua mediante la compuerta F1 se ve limitada por la presencia de la rampa en el canal de limpia.	No se observó estos efectos en el modelo matemático.

Algunos problemas de reservorios requieren el uso simultáneo de un modelo físico y un modelo numérico. El modelamiento numérico es usado para simular el movimiento de los sedimentos a lo largo del tramo inundado y para simular la erosión y acorazamiento en el tramo aguas abajo de la presa. El modelamiento físico es usado para simular los detalles del complejo campo de flujo y el movimiento de los sedimentos en la vecindad de la estructura. El modelo numérico puede ser usado para simular la cantidad y tamaño del grano de los sedimentos ubicados en la vecindad de la presa. El modelo físico transita el sedimento que ingresa a través de la estructura, analizando los patrones de deposición y erosión (Morris y Fan, 1998).

7.2 VIRTUDES DEL MODELO MATEMÁTICO

Entre algunas virtudes del modelo matemático podemos señalar las siguientes:

- Permitiría representar una mayor gama de diámetros y otras características sedimentológicas sin requerir tamizados, mezclas y movimientos de grandes toneladas de sedimentos ó materiales de pesos específicos inexistentes en la naturaleza.
- El modelo permite explicar la variabilidad en el tiempo por lo que se pueden probar diferentes condiciones de interés.
- El model permite explicar tanto los procesos de sedimentación como de erosión.
- Los modelos matemático actuales tienen mayor flexibilidad para los casos complejos de representación espacial.
- El investigador puede llevar consigo el modelo matemático sin limitaciones.
- Requiere menor inversión , menor tiempo para la construcción del modelo y la realización de los ensayos que el modelo físico.
- Puede mantenerse indefinidamente para realizar las investigaciones futuras necesarias.
- Permite simular el movimiento de los sedimentos a lo largo de tramos de gran longitud y en zonas alejadas de la presa.

7.3 LIMITACIONES Y FACTORES LIMITANTES

El modelo matemático bidimensional estudiado no permite describir completamente el entorno físico en vasos anchos ni reproducir geometrías complejas con curvaturas horizontales y verticales. Tampoco reproduce la erosión de banco.

Un factor limitante es la falta de experiencia en la aplicación de los modelos, la selección de sus parámetros y su correlación con las condiciones físicas del prototipo.

Se analiza a continuación la representatividad del modelo matemático de algunos aspectos importantes:

- a) El ingreso de sedimentos al reservorio, tanto en cantidad como en su distribución vertical y horizontal.
- No ha sido posible lograr representar el hidrograma de entrada de agua al reservorio y mucho menos la variación de la carga de sedimentos asociado a cada caudal líquido.
 - Se ha representado un diámetro representativo constante para todos los caudales variando solamente la concentración de sólidos con el caudal. Para cada caudal se ha asumido una carga de sedimentos constante en toda la duración del ensayo.
 - Tampoco se ha representado la distribución vertical por ser un modelo 2D promediado en profundidad.
 - Se ha considerado una distribución horizontal uniforme en las secciones de ingreso y salida del modelo.
 - Se ha realizado ensayos con caudales de 200 m³/s, 300 m³/s y 400 m³/s en el prototipo para movilizar principalmente la carga de fondo, mientras que la carga en suspensión no ha sido representada.

- Se ha considerado solamente un diámetro representativo del tamaño de los sedimentos igual al D_{50} .
- b) Los procesos de erosión y sedimentación dentro del vaso.
- No se ha realizado el estudio de sedimentación ya que el modelo no permite representar la variabilidad granulométrica y por tanto, tampoco las condiciones de decantación a lo largo del reservorio ni en espacio ni en tiempo.
 - En el modelamiento de la operación de purga no se ha logrado explicar la variación del perfil del fondo en cada sección transversal. Sin embargo, sí se logra representar el cono de erosión producido en la zona aledaña a la presa y las condiciones de agradación que se producen en las secciones más alejadas, expresados en la aproximación en el cálculo de los volúmenes de sedimentos correspondientes a cada proceso.
 - Tanto el modelo físico como el modelo matemático tienen limitaciones ya que la mayor parte de los sedimentos son cohesivos y tienen un efecto importante en la erosión, por lo que la erodibilidad de los depósitos es una variable dependiente del tiempo.
 - Además, la granulometría de los sedimentos del prototipo, tanto en forma como en tamaño de grano, puede variar a lo largo del proceso ya que la corriente se lleva parte del material. Se puede producir también una condición de acorazamiento que podría afectar la eficiencia de la purga de sedimentos.
 - El modelo estudiado no considera el proceso de erosión de los bancos ó taludes del canal.
- c) El movimiento de los sedimentos a lo largo del embalse para todos los caudales del río.
- No se ha logrado explicar el movimiento de los sedimentos para todos los caudales, en primer lugar porque se ha hecho el modelamiento considerando solamente tres caudales representativos.
 - No se ha representado la variación de la granulometría de los sedimentos del fondo a lo largo del vaso. Es conocido que los sedimentos más gruesos quedan depositados en la cola del embalse, creando el origen de la barra de sedimentos, mientras que los más finos llegan fácilmente hasta la presa, existiendo una variación longitudinal importante.
 - Además, al no representar la fracción granulométrica más fina no se puede estudiar las corrientes de turbidez ni los sedimentos que se evacúan como carga de lavado.
 - Tampoco se ha representado la compactación del lecho que podría presentarse en el prototipo consolidando los sedimentos depositados e incrementando la dificultad de moverlos. La principal razón para no representarla es la escasez de datos medidos.
 - Otro aspecto importante es que al producirse el desembalse total se forma un canal de transporte a todo lo largo del reservorio cuyo ancho es variable e involucra la ocurrencia de nudos secos y húmedos que pueden variar en el tiempo, influenciando los resultados.
- d) La influencia de las condiciones de borde en estos procesos

- Un aspecto de gran importancia es el ingreso de sedimentos al reservorio. En general existen grandes variaciones en el transporte de sedimentos en el río por lo que se pueden introducir errores en el modelo por la falta de representatividad del valor elegido.
 - Otro aspecto que no ha sido implementado en el modelo es la variación del nivel relacionada con la descarga líquida a través de las compuertas de purga. Se ha impuesto una variación del nivel de agua en el tiempo que no corresponde a la variación física. En la primera fase el flujo a través de las compuertas es a presión y el caudal de salida depende del coeficiente de descarga, del área del orificio y del nivel de agua en el embalse además del porcentaje de abertura de la compuerta. A medida que el nivel disminuye el caudal de salida también disminuye, hasta que llega un momento en que el flujo se vuelve de superficie libre y el caudal de salida es igual al caudal de ingreso.
 - En esta investigación se ha considerado un vaciado rápido del reservorio, que no es compatible con las condiciones de operación del prototipo ya que produce caudales altísimos a la salida con picos de concentración de sólidos muy perjudiciales para las condiciones biológicas y de actividades humanas aguas abajo del reservorio.
 - De hecho, las condiciones de operación de compuertas actuales en el prototipo limitan los caudales líquidos y las concentraciones de salida a valores que se han acordado con los usuarios y autoridades pertinentes que prohíben la apertura total de las compuertas en un reducido periodo de tiempo.
- e) Las características de los elementos de purga, principalmente de las compuertas de fondo, de los canales de aproximación, muros guías, etc.
- No se ha modelado las características de los elementos de purga como coeficiente de descarga, caudal de salida, condiciones de presurización y de flujo libre. Solamente se ha representado su ancho para considerar las compuertas como fronteras abiertas y los muros como fronteras cerradas.
 - No se ha representado el coeficiente de rugosidad de Manning de los canales de aproximación correspondiente al concreto en el prototipo, ya que la mayor parte del tiempo los canales estarán cubiertos por los sedimentos.
 - Se ha representado la disminución de nivel en el reservorio estableciendo una condición de frontera en la salida que trata de aproximar la condición real.

7.4 VALIDACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO COMO HERRAMIENTA GENERAL

El modelo estudiado no tiene carácter general en la medida que realiza una simplificación de los parámetros físicos cuya variación no está completamente definida por falta de medición en el prototipo y experimentación en el modelo matemático.

Para su generalización se requieren datos de entrada que deben ser asumidos y requerirían su validación en un modelo físico o con mediciones de largo plazo en el prototipo.

Uno de los aspectos a considerar es la caracterización de la forma de deposición de los sedimentos. Para una caracterización completa se requiere conocer no solamente la cota del nivel del lecho sino también el grado de compactación de los sedimentos y la composición granulométrica de los mismos. Los modelos matemáticos logran representar la geometría del cauce, pero no así los otros factores y hasta el momento no se tiene

noticia de un modelo que logre reproducirlos ó que se tenga suficiente información para su estudio.

Estos factores tienen influencia en la purga de sedimentos ya que un mayor grado de compactación ó un mayor tamaño de los sedimentos originará más resistencia al movimiento de los granos de sedimentos dificultando el lavado hidráulico.

No se ha realizado un análisis de sensibilidad de los parámetros físicos y de operación del modelo numérico que permitiría evaluar su efecto en la operación de purga. Los parámetros que deberían analizarse son:

- Rugosidad del cauce
- Parámetros de la ecuación de transporte de sedimentos
- La representación de la pendiente del fondo.
- Magnitud del intervalo de tiempo
- Tamaño de la malla utilizada

CAPITULO 8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

En el desarrollo de la investigación se ha logrado mayor conocimiento de los procesos de sedimentación y purga de sedimentos del embalses mediante la revisión y el análisis de la literatura técnica especializada, la formulación de un modelo matemático, el análisis de los resultados de la investigación en modelo físico y el análisis comparativo de las ventajas y limitaciones de los mismos. De esta manera se ha cumplido el objetivo general de la investigación el cual está referido a asegurar el mantenimiento de la vida útil del embalse que puede verse afectada por la acumulación de sedimentos.

Los objetivos específicos se han cumplido al plantear un modelo matemático para representar los procesos de sedimentación y purga de sedimentos del reservorio, analizando los resultados de la experimentación en modelo físico. El mayor conocimiento obtenido permitirá plantear soluciones a problemas que se presentan en reservorios del país con fines de prevención y control.

Se presenta a continuación el listado técnico de las conclusiones obtenidas:

1. La investigación está orientada principalmente a observar la simulación de los resultados de la simulación del proceso de purga de sedimentos tanto en el modelo físico como en el modelo matemático para formular las reglas de operación encaminadas a la conservación del volumen útil. En el caso del embalse de la central hidroeléctrica Chimay, se busca lograr medidas compatibles con las necesidades de generación de energía eléctrica.
2. Con la investigación se ha logrado una mayor comprensión del proceso de purga de sedimentos de los reservorios mediante el lavado hidráulico. La aplicación del modelo matemático ha permitido conceptualizar la representación de los aspectos físicos del proceso de purga de sedimentos y conocer las limitaciones inherentes a esta representación.
3. En el modelo físico se observó que es necesario vaciar completamente el embalse para lograr una evacuación efectiva de los sedimentos y mediante un modelo bidimensional promediado en profundidad se intentó explicar esta condición, con resultados que son útiles para determinar el volumen acumulado de los sedimentos descargados más no la concentración de sedimentos a la salida ni la evolución del perfil del flujo.
4. Un modelo matemático unidimensional sería insuficiente ya que no representaría la variabilidad del proceso a lo ancho del vaso, ni la erosión lateral e inestabilidad del flujo, especialmente cerca de las compuertas de salida, ni las condiciones asimétricas en las que están ubicadas, por ello se hizo necesario un modelo impermanente bidimensional de lecho móvil.
5. Se ha incluido en el modelo matemático una fórmula de cálculo del arrastre de sedimentos, la ecuación de Aguirre-Pe, que está formulada especialmente para cauces de fuerte pendiente.
6. El modelo matemático estudiado tiene limitaciones importantes en la representación de la evolución del lecho en el tiempo aunque se ha logrado representar los volúmenes de sedimentos evacuados observados en el modelo físico. Sin embargo, no es posible todavía generalizar su aplicación con fines de

predicción porque no se conoce la variabilidad de los parámetros que podrían ser utilizados en condiciones futuras.

7. La relación gasto líquido - gasto sólido obtenida en la calibración del cauce sin obras en el modelo físico fue la información que se usó para cada caudal de ingreso usada en los ensayos y también en el modelo matemático.
8. No se representó en el modelo matemático las condiciones aguas abajo de la presa. Estas si fueron observadas en el modelo físico hasta 700 m aguas abajo. Durante el proceso de purga es obvio que se produce sedimentación aguas abajo de la presa, pero el tramo representa condiciones adecuadas para el arrastre de sedimentos, sin obstaculizar dicho proceso. También se observó que se produce erosión a la salida de la presa hasta 200 m aguas abajo, lo cual requiere la adecuada protección de las riberas, especialmente, la margen izquierda y el fondo del cauce después de la transición de salida de la poza disipadora.
9. La investigación en modelo físico requiere además del valor de las instalaciones, tiempo para la realización de los ensayos y la interpretación de los resultados, cuyos costos adicionales se justifican por las ventajas que se pueden obtener en el proyecto aunque es recomendable, en la medida de lo posible, utilizar un modelo matemático para describir algunos aspectos sedimentológicos que no son claramente explicados por el modelo físico.
10. Se observó en el modelo físico que es posible lograr la evacuación efectiva de los sedimentos mediante reglas de operación de las compuertas de fondo, aspecto que se logró representar también en el modelo matemático.
11. En el modelo físico se observó que el muro guía actúa como un espigón situando la barra de sedimentos a continuación de su eje. Su espesor origina la presencia de vórtices y contracorrientes en perjuicio de la operación de purga del embalse. Además, se observó que la evacuación del agua mediante la compuerta F1 se ve limitada por la presencia de la rampa en el canal de limpia.
12. La investigación ha permitido observar y estudiar el proceso de purga, recomendando las medidas necesarias para corregir las deficiencias. Además permitió formular, probar el efecto y recomendar reglas de operación de compuertas adecuadas para la preservación del volumen útil del reservorio, que permitirán un mejor comportamiento, reduciendo la posibilidad de colmatación de sedimentos en el reservorio particularmente en los niveles correspondientes al volumen útil.
13. Las reglas de operación obtenidas se explican a continuación:
 - Teniendo en cuenta, según las observaciones en el modelo físico, que el alcance de las compuertas de fondo para la llamada de sedimentos en la purga es hasta 200 m aguas arriba de la presa, mientras que la mayor porción del volumen útil se ubica más allá de esta distancia y es en esa zona donde se depositan los sedimentos más gruesos y no en el volumen muerto que se encuentra por debajo del nivel 1323 msnm.
 - Se concluye que para evitar perder volumen útil, se debe realizar anualmente purgas intermitentes de larga duración con desembalse total. Esto significa que la purga eficiente en el prototipo requiere de varios días, con la finalidad de llevar los sedimentos a pie de presa y lograr su evacuación. Se deberá por ello aprovechar la ocurrencia de grandes caudales en la medida de lo posible.

- Las purgas intermitentes tienen la finalidad de aumentar la llamada de los sedimentos por las compuertas y también en la zona de la cola del embalse. Este procedimiento tiene la ventaja adicional de limpiar la zona de la poza disipadora detrás de las compuertas de fondo.
- Es importante implementar en el futuro las reglas de operación concertadas en el prototipo que limitan la apertura total de las compuertas de fondo para controlar el caudal líquido y la concentración de sedimentos a la salida.

8.2 RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

Para futuras investigaciones se recomienda establecer un grupo de investigación de tesis de maestría y de doctorado que puedan mediante la investigación conjunta proseguir la investigación que asegure el mantenimiento de la vida útil de los embalses. Entre los aspectos a investigar se plantean los siguientes:

- Mejorar los conocimientos del modelamiento matemático tanto de reservorios como de cauces fluviales para lograr la definición física de los parámetros y los mejores valores de los parámetros, de las condiciones iniciales y de las condiciones de frontera que deben ingresarse al modelo además de aprender a manejar los modelos matemáticos disponibles cuya versatilidad permitiría una mejor representación de las condiciones del prototipo. Un aspecto importante que debe ser modelado es la ubicación espacial y altimétrica de las compuertas de fondo, en las cuales las condiciones de aproximación pueden dar lugar a caudales diferentes a la salida aunque las otras condiciones sean iguales.
- Establecer otras ecuaciones de cálculo de transporte de fondo en el modelo matemático, teniendo en cuenta sus virtudes y limitaciones para ser seleccionadas en una aplicación en particular.
- Profundizar los aspectos del modelamiento matemático de las fracciones finas de los sedimentos no cohesivos e incluir también la representación de los sedimentos cohesivos y su influencia en la sedimentación de los reservorios así como en los procesos de purga.
- Profundizar la aplicabilidad de los modelos a casos de reservorios ubicados en zonas de fuerte pendiente, el estudio de la formación y deposición de bancos de sedimentos en reservorios.
- Hacer un seguimiento de los problemas sedimentológicos que se presentan en los reservorios existentes en el Perú y las medidas que se han implementado para evaluar su efectividad y complementarlas o replantearlas para mejorar la eficiencia de las operaciones de purga.
- Realizar mediciones hidrológicas y sedimentológicas que permitan conocer los histogramas de entrada a los reservorios, su variabilidad diaria, mensual, anual y de largo plazo así como la relación gasto líquido – gasto sólido, las estadísticas de ingreso de sedimentos a los reservorios, las condiciones de los sedimentos que conforman el fondo del cauce y/o del reservorio: su distribución granulométrica en el tiempo y a lo largo y ancho del vaso, las condiciones de erodibilidad, cohesión, grado de compactación, porosidad y peso específico.
- Profundizar los aspectos de índole ambiental y económica que condicionan las operaciones de purga de sedimentos para plantear medidas convenientes a todos los sectores relacionados con el recurso hídrico involucrado.

BIBLIOGRAFIA

____ (1998). "Informe Hidrológico y de Sedimentación". Documento N° 150-DO- 001, EDEGEL / CARTELLONE DEL PERU S.A.; Perú.

____ (1998). "Memorando de Diseño Hidráulico". Documento N° 160 - DO - 002, EDEGEL / CARTELLONE DEL PERU S.A.; Perú.

____ (1998). "Memorando de Diseño Hidráulico". Documento N° 160 - DO - 002, EDEGEL / CARTELLONE DEL PERU S.A.; Perú.

Abad J.; Buscaglia G. y García M. (2000). "2D Hydrodynamic And Sediment Transport Model And Its Applications"; Universidad de Illinois; Urbana-Champaign; Estados Unidos de América.

Aguirre-Pe J., Olivero M. y Moncada A. (2000). "Transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente"; Ingeniería del agua, Vol. 7 N° 4, España, pp 353-365.

Aguirre-Pe J., Moncada A. y Olivero M. (2004). "Transporte de sedimentos en ríos y canales"; Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela; XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Brasil.

Aragón J., Bladé E., Rabadá J. y Dolz J. (2010). "Modelación numérica integrada en 1D y 2D en volúmenes finitos. Caso de aplicación: embalse de Flix en el río Ebro"; Flumen, Universidad Politécnica de Cataluña; XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Uruguay.

Bladé E. (2005). "Modelación de flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas de volúmenes finitos en una y dos dimensiones"; Tesis doctoral. Programa de Doctorado en Ingeniería Civil. Flumen, Universidad Politécnica de Cataluña; Barcelona, España.

Campos R. (2001). "Three Dimensional Reservoir Sedimentation Model"; Tesis para optar el grado de Doctor en Filosofía Newcastle-Upon-Tyne, Universidad of Newcastle.

Cheng X. (1992). "Reservoir Sedimentation At Chinese Hydro Schemes"; Int. Water Power and Dam Construction, Oct. pp. 44-47.

Crosa G., Castelli E., Gentili G. y Espa P. (2010). "Effects of suspended sediments from reservoir flushing on fish and macroinvertebrates in an alpine stream"; Aquatic Sciences, 72:85-95.

Fan J. (1985), "Métodos para preservar la capacidad del reservorio". En Bruk, S. (editor) Metodos de calcular la sedimentación en lagos y reservorios, UNESCO, Paris, pp. 65-164.

Fan J. y Morris G. (1992) "Reservoir Sedimentation II: Reservoir Desiltation And Log-Term Storage Capacity"; Journal of Hydraulic Div. ASCE, vol 118, No.3, pp. 370-384.

Federal Interagency Stream Restoration Working Group (1998) "Stream Corridor Restoration Principles, Processes and Practices". (<http://www.usda.gov/stream-restoration/>)

García M. (2007) "Sedimentation Engineering. Processes, Measurements, Modeling and Practice"; ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice N° 110.

Graf W. y Altinakar M. (2001) "Fluvial Hydraulics. Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry"; Laboratorio de Investigaciones Hidráulicas. Escuela Politécnica Federal. Lausanne, Suiza. Ed. John Wiley & Sons.

Greinsa (1997). "Estudio de Transporte de sólidos Central Hidroeléctrica Chimay". Peruana de Energía. Perú.

Hoven L. (2010). "Three-dimensional numerical modelling of sediments in water reservoirs". Tesis de Maestría. NTNU, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, Department of Hydraulic and Environmental Engineering. Noruega.

Jia Y. y Wang S. (1999). "Numerical model for channel flow and morphological change studies". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 125, n° 9.

Khan A. y Koshino K. (2000). "Application Of Three Two-Dimensional Depth-Averaged Models To Flow In River Bends". Proc. 4° Int. Conference on Hydro-Science and Engineering. Seúl, Corea.

Knigton D. (1993). "Fluvial Forms And Processes"; London, New York.

Laboratorio Nacional de Hidráulica (2000). "Estudio En Modelo Hidráulico De La Purga Del Embalse De La Central Hidroeléctrica Chimay"; Universidad Nacional de Ingeniería; Lima, Perú.

Lai J. (1994). "Hydraulic Flushing For Reservoir Desiltation", disertación para obtener el grado de PhD en la Universidad de California en Berkeley.

Lai J. y Shen H. (1996). "Flushing Sediment through Reservoirs"; Journal of Hydraulic Research, vol 34, 1996, No.2.

Maza-Álvarez J. (1993). "Introducción To River Engineering"; Università Italiana per Stranieri; Italia.

Morris G. y Fan J. (1998) "Reservoir Sedimentation Handbook"; Mc Graw-Hill book Co., New York.

Muñoz Z. – López J. (2004). "Respuesta Del Lecho De Ríos De Montaña A La Construcción De Presas"; XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica; Sao Pedro; Brasil.

Peng R. y Niu (1987). "Numerical Model For Headward Erosion On Bed Load", J. Sediment Research Vol. 3 (en China)

Peña E., Fe Marqués J., Sanchez-Tembleque F., Puertas J. y Cea L. (2008). "Experimental validation of a sediment transport two-dimensional depth-averaged numerical model using PIV and 3D Scanning Technologies", Journal of Hydraulic Research Vol. 46, pp.489-503. International Association of Hydraulic Engineering and Research.

Quisca S. (1995). "Modelos Numéricos del Flujo de una Avalancha de Barro y Escombros"; Tesis presentada para optar el grado académico de Doctor en Ciencias Aplicadas, mención Hidrodinámica Computacional. Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.

Rocha A. (1988). "Evaluación Del Riesgo Sedimentológico (E.R.S.) De Los Proyectos De Embalse"; XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil; Iquitos, Perú.

- Rocha A.** (1993). "Sedimentación Dentro Del Embalse"; Seminario: Diseño de Presas de Tierra; Comité Peruano de Grandes Presas.
- Rocha A.** (1998). "Introducción a la Hidráulica Fluvial"; Universidad Nacional de Ingeniería; Lima, Perú.
- Rocha A.** (1998). "La Sedimentación De Poechos"; El Ingeniero Civil No. 77; Lima, Perú.
- Rocha A.** (1999). "Informe de Asesoría sobre el Transporte sólido y el Modelo Hidráulico", preparado para EDEGEL.
- Rodi W.** (1993). "Turbulence Models and Their Application in Hydraulics". IAHR, Monograph, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Salaheldim M., Imran J. y Chaudhry H.** (2000), "Simulación de flujos en canales abiertos con pendientes fuertes"; Revista Ingeniería del Agua, Vol. 7 N°4. Traducción: Moñino A., España.
- Sediment Research Laboratory of Tsinghua University and North-west Institute of Hydrotechnical Research** (1979). "Reservoir Sedimentation". Water Conservancy and Electric Power Press. China
- Shimizu, Y., H. Yamaguchi y T. Itakura** (1991) "Three-dimensional Computation of Flow and Bed Deformation". Journal of Hydraulic Engineering, vol. 116, no. 9, pp. 1090-1108. IAHR.
- Silva M.** (2004). "Purga Del Embalse De La Central Hidroeléctrica Chimay: Estudio En Modelo Hidráulico"; Universidad Nacional de Ingeniería; Ponencia en el XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica; Sao Pedro, Brasil.
- Silva M.** (2009). "Modelo Matemático Bidimensional Impermanente Del Proceso De Purga De Un Reservorio"; Universidad Nacional Agraria La Molina; Ponencia en el I Congreso Nacional del Agua; Lima, Perú.
- Silva M.** (2010). "Descarga De Sedimentos A Través De Las Compuertas De Fondo"; Universidad Nacional de Ingeniería; Ponencia en el II Congreso Nacional del Agua; Lima, Perú.
- Sloff C.** (1997). "Modelling reservoir sedimentation processes for sediment management studies"; Proc. conf. "Hydropower into the next century", Portoroz, Slovenia, 15-17 sept. 1997, p. 513-524, Aqua Media Int., UK.
- Spasojevic M. y Holly F.** (2007) "Two- and Three-Dimensional Numerical Simulation of Mobile-Bed Hydrodynamics and Sedimentation" del Manual: "Sedimentation Engineering. Processes, Measurements, Modeling and Practice"; editado por Garcia M.; ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice N° 110.
- Toniolo H. y Parker G.** (2003). "1D Numerical modeling of reservoir sedimentation"; Proceedings, IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, Barcelona, España, 457-468.
- Wang S. y Hu K.** (1992). "Improved Methodology For Formulating Finite Element Hydrodynamic Models". Finite Element in Fluids, editado por T.J. Chung, Vol. 8, Hemisphere Publishing Corp.

White R. y Bettess R. (1984). "The feasibility of flushing sediments through reservoirs". Proceedings of the Harare Symposium: Challenges in african hydrology and water resources. IAHS Pub. N° 144.

White R. (2001). "Evacuation of sediments from reservoirs". Ed. HR Wallingford. Thomas Telford Publishing. Gran Bretaña.

Wu W. (2007). "Computational river dynamics". National Center for Computational Hydroscience and Engineering. Universidad de Mississippi. Ed. Taylor y Francis. Estados Unidos de Norteamérica.

Yang Ch. et al. (2006). "Erosion and sedimentation manual"; U.S. Department of the Interior; Bureau of Reclamation.

Zhang R. y Chien N. (1985). "Reservoir sedimentation". En el cap. 1 de Lecture Notes of the Training Course on Reservoir Sedimentation, Series of Publ. IRTCES, Beijing, China.