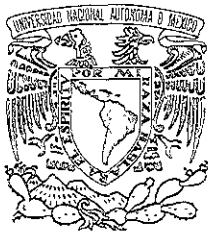


C1162



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA



REMOCIÓN DE SEDIMENTOS EN EMBALSES  
CON LA AYUDA DE LA MODELACIÓN FÍSICA

TESIS

PRESENTADA POR:  
MA. DEL CARMEN BARRAGÁN BARRIOS

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRA EN INGENIERÍA  
(HIDRÁULICA)

DIRECTOR DE TESIS  
DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme brindado la oportunidad de consolidar mi formación académica.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios.

Al Dr. Humberto Marengo Mogollón por su apoyo incondicional y dedicación en la dirección de este trabajo.

Al Dr. Felipe I. Arreguín Cortés, a los M.I. Aldo Iván Ramírez Orozco, Carlos Gutiérrez Ojeda y al M. Sc. Jorge Arturo Hidalgo Toledo por el tiempo dedicado a la revisión de este trabajo.

Al M.I. Jaime Camargo Hernández, así como al personal que labora en el Laboratorio de Hidráulica de C.F.E. por el apoyo otorgado para la realización de este trabajo.

Al personal académico y administrativo de la DEPFI – UNAM, Campus Morelos, por su amistad y apoyo durante mi estadía en la maestría.

A todos ellos, mi más profundo agradecimiento.

# Índice

1. Introducción	1
2. Descripción del proceso de sedimentación	5
2.1. El proceso de sedimentación en el embalse.	8
2.2. Sedimentación aguas arriba del embalse.	9
2.3. Degradación aguas abajo del embalse.	9
2.4. Consecuencias de la sedimentación en el embalse.	10
3. Sistemas existentes para el control de la sedimentación en embalses	11
3.1. Métodos preventivos.	12
3.1.1 Reduciendo la entrada de sedimentos.	12
3.1.2. Dando una capacidad de almacenamiento adicional	13
3.2. Métodos correctivos.	14
3.2.1. Dragados.	14
3.2.1.1. Dragados hidráulicos o dragados por hidrosucción.	14
3.2.1.2. Dragados mecánicos.	22
3.2.1.3. Bombas Venturi, neumáticas y remoción por aire.	23
3.2.1.4. Ganchos de control remoto para limos apretados.	23
3.2.2. Remoción hidráulica.	24
3.2.2.1. Remoción de sedimentos durante avenidas.	26
3.2.2.2. Extracción por chorros de agua.	27
3.2.2.3. Vaciado del embalse y remoción por chorros.	27
3.2.2.4. Desfogado de corrientes densas	28
3.2.3. Remoción de sedimentos con un sifón en flujo crítico.	39

4. Diseño de los experimentos	40
4.1. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites).	41
4.1.1. Descripción de la obra.	41
4.1.2. Diseño del modelo.	43
4.1.3. Descripción del modelo.	43
4.1.4. Instrumentación utilizada para la experimentación.	47
4.1.5. Niveles del embalse a ensayar.	47
4.2. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango).	48
4.2.1. Descripción de la obra.	48
4.2.2. Diseño del modelo.	49
4.2.3. Descripción del modelo.	50
4.2.4. Instrumentación utilizada para la experimentación.	53
4.2.5. Niveles del embalse a ensayar.	53
5. Resultados experimentales	54
5.1. Resultados de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites).	54
5.1.1. Análisis de los resultados experimentales.	56
5.2. Resultados de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites).	67
5.2.1. Análisis de los resultados experimentales.	68
6. Conclusiones y recomendaciones	75

## Índice de figuras

Figura 2.1. Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.	9
Figura 3.1. Esquema de una presa de retención.	13
Figura 3.2. Sistema de remoción de sedimentos por hidrosucción: (a) Dragado por hidrosucción; (b) Hidrosucción por un tubo de paso.	15
Figura 3.3. Toma de entrada tipo pala probada en el sistema de dragado por hidrosucción.	16
Figura 3.4. Diagrama esquemático del proceso de remoción de sedimentos por chorros de agua durante la operación de extracción.	24
Figura 3.5. Esquema del proceso de sedimentación de un embalse.	28
Figura 3.6. Remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.	39
Figura 4.1. Geometría del modelo hidráulico en planta, ( P.H. Huites).	45
Figura 4.2. Perfil del modelo hidráulico, (P.H. Huites).	45
Figura 4.3. Desagüe de fondo del P. H. Huites.	46
Figura 4.4. Curva granulométrica del sedimento empleado en el estudio.	46
Figura 4.5. Niveles de sedimento a ensayar.	48
Figura 4.6. Curva granulométrica del sedimento empleado y del existente en prototipo.	51
Figura 4.7. Geometría del modelo hidráulico en planta, (P.H. Tuxpango).	52
Figura 4.8. Perfil del canal desarenador del P.H. Tuxpango.	52
Figura 5.1. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites), Ensaye A1.	55
Figura 5.2. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites), Ensaye F3.	56

Figura 5.3. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right) - \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right) \text{ y } \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right) - \log\left(\frac{H_s}{D}\right). \quad 58$$

Figura 5.4. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$  registrada y calculada para diferentes

intervalos de confianza. 60

Figura 5.5. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c}{H_c D}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right). \quad 61$$

Figura 5.6. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_c D}\right)$  registrada y calculada para diferentes

intervalos de confianza. 62

Figura 5.7. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right) - \log\left(\frac{L_c}{H_s}\right). \quad 63$$

Figura 5.8. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right)$  registrada y calculada para diferentes

intervalos de confianza. 64

Figura 5.9. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c H_s}{V_s}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right). \quad 65$$

Figura 5.10. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c H_s}{V_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes

intervalos de confianza. 66

Figura 5.11. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango), Ensaye CD01

58

Figura 5.12. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango), Ensaye CD03.

68

Figura 5.13. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{H_a}{H_s}\right) - \log\left(\frac{L_c Q_s}{H_s Q_a}\right). \quad 70$$

Figura 5.14. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right). \quad 70$$

Figura 5.15. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right). \quad 71$$

Figuras 5.16. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza. 73

Figuras 5.17. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza. 73

Figuras 5.18. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza. 74



## Índice de tablas

Tabla 2.1. Algunos embalses del mundo con problema de sedimentación.	6
Tabla 2.2. Algunos embalses con problema de sedimentación en México.	7
Tabla 3.1. Comparación de diferentes métodos de dragado.	22
Tabla 4.1. Niveles a ensayar, (P.H. Huites).	47
Tabla 4.2. Niveles a ensayar, (P.H. Tuxpango).	53
Tabla 5.1. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$	59
Tabla 5.2. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_s D}\right)$	61
Tabla 5.3. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right)$	63
Tabla 5.4. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right)$	65
Tabla 5.5. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right)$	72
Tabla 5.6. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right)$	72
Tabla 5.7. Intervalos de confianza para $Y = \log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right)$	72
Tabla A.1. Datos y mediciones obtenidas, (P. H. Huites).	86
Tabla E.1. Datos y mediciones obtenidas, (P.H. Tuxpango).	101

## 1. Introducción

---

El método más común de incrementar el suministro de agua, y poder satisfacer las necesidades de la población, es mediante la construcción de presas para el almacenamiento del agua.

De esta manera, las presas juegan un papel predominante, ya que deben conceptualizarse como proyectos de propósitos múltiples que permiten satisfacer las necesidades del consumo humano, las requeridas por la agricultura y la generación de energía eléctrica, vital hoy en día.

Adicionalmente, las presas producen grandes beneficios como; el control de avenidas con la consecuente protección de vidas y propiedades en las llanuras de inundación, y la creación de programas de acuicultura y pesca, así como la recreación.

En los últimos 5,000 años, el hombre ha vivido y se había asentado donde los recursos hidráulicos se podían garantizar, de esta manera cuando no pudo obtener dicha garantía, recurrió a la construcción de presas que puede decirse que datan desde las civilizaciones pasadas, un ejemplo lo constituye la presa Saad-El-Kafara que se construyó en el año 2600 a.C. en la cuenca del río Nilo, (Marengo, 1995).

Sin embargo, en los últimos 100 años, los ingenieros han desarrollado metodologías que han permitido incrementar la disponibilidad de conducir, purificar, transportar el agua y suministrar energía eléctrica, (Marengo, 1995).

Sin embargo, estas metodologías han sido diseñadas usando un concepto de relación beneficio – costo cercano a uno y un promedio de vida útil de 50 a 100 años, y se ha visto que este periodo de vida útil es muy corto para poder proveer un suministro de agua confiable a las generaciones futuras, (Hotchkiss, 1995).

Uno de los principales problemas que afecta a los embalses es la pérdida de capacidad de almacenamiento, debido a los depósitos de sedimentos en su interior. Este problema puede llegar a ser tan severo que en algunos casos ocasiona que la vida útil de los embalses llegue o se acerque a su fin antes de lo planeado, (Fan y Morris, 1992). Si bien es cierto que como parte del diseño de presas está el disponer de un volumen para almacenar dichos sedimentos, éste es frecuentemente rebasado, reduciendo con esto la vida útil del embalse y consecuentemente reduciendo los beneficios para los cuales fue construida la presa.

Existen casos en los cuales el embalse está próximo a su fin, como son los casos de los embalses Chir- Yurt, Gumaty y Zemo – Avchalsk en la antes Unión Soviética, (Vorob'ev, 1982, Paul and Dhillon, 1988). En México por otra parte se tienen los casos de las presas Tuxpango y La Soledad, ubicadas en los estados de Veracruz y Puebla respectivamente, que presentan problemas muy severos de sedimentación, (Marengo, 1998).

Debido a que numerosos embalses en diferentes partes del mundo han estado acumulando grandes cantidades de sedimento, reduciendo de esta manera su desempeño, es necesario contar con estrategias apropiadas para evitar dicho problema, ya que la construcción de nuevos embalses es más difícil cada día, debido a la estricta regulación del medio ambiente, a los altos costos de construcción y la escasez de sitios convenientes para éstas.

Una técnica importante para evitar la sedimentación de los embalses es controlar el aporte de sedimentos mediante métodos preventivos. Sin embargo, éstos son costosos y requieren varios y complejos estudios que definan los procedimientos a realizar y su eficiencia.

El problema de embalses ya sedimentados es muy grande, debido a que el sedimento ocasiona problemas tanto aguas arriba como aguas abajo y dentro del mismo embalse, ocasionando grandes pérdidas económicas, ya que su desempeño se ve muy afectado por el sedimento existente en su interior.

Para resolver el problema descrito anteriormente es necesario contar con métodos correctivos. En nuestro país hasta la fecha no se ha desarrollado ningún método correctivo, sin embargo, en numerosos países con problemas severos de sedimentación, se han desarrollado una gran cantidad de ellos en los que se han obteniendo resultados satisfactorios.

El objetivo fundamental de este trabajo es estudiar la evolución del desazoive de embalses con problemas de sedimentación, al realizar la remoción de éstos mediante el método de remoción hidráulica durante avenidas, lo cual se llevó a cabo a través de la modelación física. De la información registrada al operar el modelo físico se pretende establecer una metodología que permita determinar el volumen total de sedimento removido, el área de influencia erosionada, y el tiempo de operación en que esto sucederá al realizar la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas, en embalses con características similares a los estudiados.

La presentación de la investigación realizada en este trabajo, se hace de la siguiente manera:

Capítulo 1. Esta sección ha tenido la finalidad de informar sobre la importancia del tema y la necesidad de estudiarlo.

Capítulo 2. Se presenta una descripción general del proceso de sedimentación de embalses y el impacto que esto trae consigo.

Capítulo 3. Se señalan los métodos existentes para el control de la sedimentación en embalses propuestos en diferentes países.

Capítulo 4. Se describe el diseño experimental, el equipo utilizado, se plantean los ensayos, así como el procedimiento a realizar.

Capítulo 5. Se muestran los resultados obtenidos en los ensayos realizados en los modelos experimentales y los análisis estadísticos realizados.

Capítulo 6. Se presentan las conclusiones y recomendaciones más relevantes del trabajo realizado y se indican los aspectos que convendrían continuar desarrollando.

Adicionalmente, se incluyen la bibliografía empleada y apéndices que se considera podrían complementar la información.

## 2. Descripción del proceso de sedimentación

---

---

La construcción de un embalse en un río altera su equilibrio natural cambiando las características hidráulicas del flujo y la capacidad de transporte de sedimentos. En el proceso de ajuste a un nuevo perfil de equilibrio para las nuevas condiciones, se crean problemas adicionales, aguas abajo y aguas arriba del embalse. Los fenómenos que se presentan son la degradación del cauce aguas abajo del embalse y la sedimentación aguas arriba. Es importante entender claramente los impactos ocasionados por la sedimentación de embalses, ya que esto es un problema que afecta una gran parte de las presas construídas en el mundo (Campos, 1980, Wen, Sung y Zhao, 1993). La tabla 2.1 da información de algunos embalses del mundo con problemas de sedimentación, (Vorob'ev, 1982, Fan y Morris, 1992, Paul y Dhillon, 1988, Harrison, Lee y Tu, 1997).

Tabla 2.1. Algunos embalses del mundo con problema de sedimentación.

Embalse	País	Capacidad original en millones de m <sup>3</sup>	Pérdida del almacenamiento original en (%)	Tiempo de sedimentación en años
Chir- Yurt	Antes URSS	100	90	5
Uchkurgan	Antes URSS	56	60	7
Golovnaya	Antes URSS	94	60	2
Gumaty	Antes URSS	40	84	9
Zemo - Avchalsk	Antes URSS	112	76	10
Sanmenxia	China	9640	55	10
Hengshan	China	13.3	24	8
Jensanpei	Taiwan	7	60	18
Ho - Ku	Taiwan	5.54	14	1
Baira	India	2.4	19	1
Kundah Palam				
Forelxy	India	1.75	55	7
Cresta	Estados Unidos	5.2	48	46
Rock Creek	Estados Unidos	5.35	58	45

La tabla 2.2 muestra la sedimentación ocurrida en algunos embalses pequeños de la República Mexicana, (González y Campos, 1996, Colahorra y Ponce, 1996, Romero, 1996).

Tabla 2.2. Algunos embalses con problema de sedimentación en México.

Embalse	Estado	Capacidad original en millones de m <sup>3</sup>	Pérdida del almacenamiento original en %	Tiempo de sedimentación en años
El Niágara	Aguascalientes	16.500	6.10	22
Abelardo Rodríguez	Aguascalientes	28.700	24.18	55
La codorniz	Aguascalientes	5.340	10.10	17
El Saucillo	Aguascalientes	6.800	7.35	44
Peña Blanca	Aguascalientes	4.420	8.30	19
Pilotos	Aguascalientes	0.816	85.66	10
Ordeña Vieja	Aguascalientes	4.051	1.90	9
El Cedazo	Aguascalientes	1.200	36.83	23
Piedritas	Coahuila	22.062	23.50	20
Alto de Norias	Coahuila	2.807	29.75	19
Talamantes	Chihuahua	31.000	7.73	85
Santa Rosa	Jalisco	418.450	38.00	27
La Boca	Nuevo León	17.130	7.55	30
Agualeguas	Nuevo León	10.772	5.46	16
Sombreretillo	Nuevo León	5.562	10.09	16
Loma Larga	Nuevo León	4.416	5.12	20
La Soledad	Puebla	30.000	66.66	36
Ojo Caliente	San Luis Potosí	10.255	7.89	17
San José	San Luis Potosí	7.500	37.33	70
El Peaje	San Luis Potosí	8.000	17.50	26
Mexquitic	San Luis Potosí	5.000	3.32	56
Alvaro Obregón	San Luis Potosí	3.904	23.69	42
El Tecolote	San Luis Potosí	2.035	4.82	15
La Lajilla	Tamaulipas	6.180	5.87	21
El Chamal	Tamaulipas	8.154	4.51	17
El Oyul	Tamaulipas	10.319	4.55	12
La Loba	Tamaulipas	3.400	32.35	17
Tuxpango	Veracruz	1.500	91.19	81
El Cazadero	Zacatecas	58.100	10.31	21
Tayahua	Zacatecas	38.190	1.36	14
Palomas	Zacatecas	8.000	14.64	17
Achimec II	Zacatecas	9.000	4.02	14
Tenasco	Zacatecas	10.500	12.89	22
Susticacán	Zacatecas	5.330	1.88	18
Chihuahua	Zacatecas	6.000	17.33	16
Víboras	Zacatecas	2.000	21.50	39
Santos Bañuelos	Zacatecas	3.000	0.83	7
Dolores	Zacatecas	4.912	13.64	15



## 2.1. Proceso de sedimentación en el embalse.

La sedimentación se origina a partir de la erosión de la cuenca hidrológica por las aguas superficiales y cuando su transporte hacia aguas abajo es impedido por los embalses de las presas, se origina que el sedimento se acumule en éstas.

Se tiene una extensa variedad de tipos de sedimentos, algunos pueden ser muy abrasivos, entre los que se pueden incluir cantos rodados, gravas, arenas, arenas finas y limos. Es muy importante notar que la sedimentación de materiales finos crea depósitos con gran cohesión. El nivel más grande de consolidación se presenta en los estratos más profundos o en los estratos más viejos.

La forma en que los sedimentos se distribuyen en el embalse depende de varios factores interrelacionados, como pueden ser la forma geométrica del embalse, las características de operación, las propiedades de las partículas de sedimento, el tiempo de permanencia del sedimento en el embalse, y la relación entre la capacidad del embalse y la entrada del flujo a éste.

Sin embargo puede decirse que todos los embalses siguen un modelo más o menos común. Este modelo sigue la secuencia descrita a continuación: los sedimentos gruesos son depositados en el remanso que forma la corriente al entrar al embalse y el inicio del mismo, formando los denominados deltas, las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en la parte más baja que es junto a la cortina de la presa. En la figura 2.1 se presenta en forma esquemática la distribución general de los sedimentos en los embalses, (Campos, 1980, Wen, Sung y Zhao, 1993).

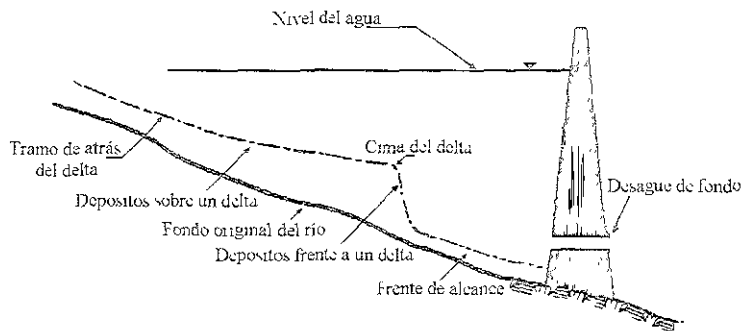


Figura 2.1. Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.

## 2.2. Sedimentación aguas arriba del embalse.

Cuando una presa es construida en una corriente para formar un almacenamiento, la velocidad del flujo se reduce y la mayor parte, o todo el sedimento transportado se depositará al llegar al vaso. Estos depósitos forman deltas, los cuales elevan el fondo del cauce elevando la superficie del agua y el nivel de aguas freáticas, con los consecuentes desbordamientos, creándose frecuentemente inundaciones que afectan a las comunidades cercanas y la agricultura. Además, provocan cambios morfológicos en el lecho, degradación de tributarios, salinización de la tierra, reubicación de contaminantes, afectando la navegación, así como la creación de humedales entre otros, (Campos, 1980, Fan y Morris, 1992).

## 2.3. Degradación aguas abajo del embalse.

Los impactos aguas abajo de la presa actúan irreversiblemente; el principal impacto se manifiesta en la degradación del lecho y los bancos del río, debido a que el sedimento transportado por el río es parcial o totalmente retenido por el embalse. El hábitat de las especies tanto aguas arriba como aguas abajo puede ser alterado dramáticamente, (Hotchkiss, 1995).

#### 2.4. Consecuencias de la sedimentación en el embalse.

La carga de sedimento depositada en el embalse puede ocasionar la pérdida del volumen de almacenamiento efectivo, cambios en la calidad del agua, y la seguridad de la estructura, entre otros, (Hotchkiss, 1995), es decir:

- Las pérdidas del volumen de almacenamiento efectivo, reducen la capacidad de control de avenidas, el volumen destinado para el riego, la capacidad de regulación para la producción de energía eléctrica, el suministro de agua y los beneficios de recreación.
- Los sedimentos afectan la calidad del agua en el embalse en dos formas: incrementando la turbiedad y reduciendo los niveles de oxígeno disuelto a tal grado que estas aguas podrían llegar a ser inhabitables para los peces y otras vidas acuáticas.
- Los depósitos de sedimentos cerca de la cortina de la presa incrementan la carga estática en la misma, por tal motivo el comportamiento estructural de ésta ante sismos y avenidas intensos podría ponerse en duda, (Marengo, 1998).

Los depósitos de sedimento ocupan un espacio de almacenamiento valioso y con el pasar de los años, éstos se incrementan, de tal modo que el problema llega a ser más pronunciado cada día.

Todo lo anterior es el motivo por el cual se hace necesario llevar a cabo la remoción de sedimento en embalses, y mientras no se establezcan estrategias apropiadas para el control de los sedimentos en la etapa de diseño de los embalses, será inevitable la sedimentación de los mismos y por lo tanto persistirá la necesidad de remover tales sedimentos.

### 3. Sistemas existentes para el control de la sedimentación en embalses

---

En este capítulo se presentan los métodos existentes para el control de la sedimentación en embalses. Estos se dividen en dos grupos, los métodos preventivos que evitan que se presente el problema de sedimentación en los embalses y los correctivos que se utilizan una vez que existe el problema de la sedimentación.

Numerosos investigadores se han dado a la tarea de encontrar métodos eficientes para la remoción de sedimentos en embalses, debido a que este problema está afectando una cantidad muy importante de los embalses existentes en el mundo. Este problema ya se tiene en México, por lo que es necesario aplicar algún método de remoción de sedimentos en embalses, motivo por el cual se recurrió a los métodos que se han venido usando con mucho éxito en otros países como la ex Unión Soviética, Irán, la India y principalmente en China.

### 3.1. Métodos Preventivos.

Los métodos preventivos controlan o detienen la entrada de sedimentos al embalse. Estos dependen de muchos factores, tales como las características y la localización del embalse con respecto al sistema de corrientes, y se pueden agrupar en dos categorías, (Singh y Durgunoglu, 1991):

- Reduciendo la entrada de sedimentos al embalse.
- Incrementando la capacidad de almacenamiento inicial.

#### 3.1.1. Reduciendo la entrada de sedimentos al embalse.

La reducción de la entrada de sedimentos al embalse puede ser realizada en varias formas:

- Manejos comprensivos de la cuenca, por ejemplo forestación y estabilización de taludes de los ríos.
- El desvío de cargas pesadas de flujo de sedimento, por ejemplo mediante la construcción de canales de desvío.
- La construcción de pequeñas presas aguas arriba para detener el flujo de sedimentos.
- Colocando trampas de sedimentos aguas arriba de la presa, para detener el paso del mismo, (Moric, 1996).

La figura 3.1 muestra un esquema de una presa de retención usada para el control de sedimentos en embalses.

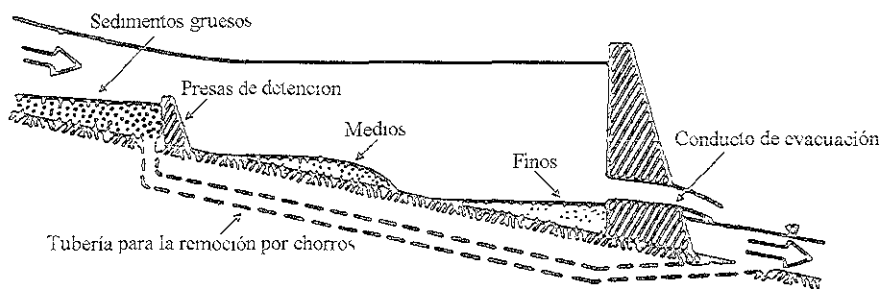


Figura 3.1. Esquema de una presa de retención.

### 3.1.2. Incrementando la capacidad de almacenamiento inicial.

Esta medida preventiva puede ser llevada a cabo en una gran variedad de formas. Por ejemplo, al levantar el nivel de la presa, la capacidad de almacenamiento de ésta puede ser incrementada significativamente, sin embargo, la suma de área que puede estar sumergida depende de la geometría y pendiente del valle. Otra forma fácil de proveer el almacenamiento adicional necesario es construyendo un canal lateral suplementario o un canal de almacenamiento del embalse. Sin embargo los propietarios de las presas tendrán que negociar en lo concerniente a lo económico y al medio ambiente con la nueva capacidad de almacenamiento, (Singh y Durgunoglu, 1991).

Los métodos preventivos requieren varios y complejos estudios que definan mejor los procedimientos, los costos y la eficiencia. Cabe mencionar que aún cuando se tenga éxito, la aplicación de estos métodos no resuelve el problema de la sedimentación, sino que simplemente lo pospone, ya que el sedimento se va acumulando lentamente.

### 3.2. Métodos Correctivos.

Los métodos correctivos rectifican las consecuencias de la sedimentación en los embalses, y consisten en la remoción de sedimentos depositados en los mismos. Estos métodos son efectivos para la restauración del funcionamiento de embalses, y se pueden agrupar en tres categorías:

- Técnicas de dragado.
- Remoción hidráulica.
- Remoción por medio de un sifón.

#### 3.2.1. Dragado.

Estos métodos permiten la remoción de sedimentos en embalses. Comúnmente se utilizan dos categorías para la remoción de sedimentos, (Roovers, 1989):

##### 3.2.1.1. Dragado hidráulico o dragados por hidrosucción.

Los sistemas de remoción de sedimentos por hidrosucción remueven los sedimentos depositados o los que entran al embalse usando la energía proporcionada por la diferencia entre el nivel del agua aguas arriba y el de aguas abajo de la presa. La energía potencial maneja el agua almacenada y el sedimento, dentro de las tuberías de remoción de sedimento. No se requiere energía externa para transportar los sedimentos del punto donde se inicia la remoción de sedimento al punto de descarga, (Fotodákiss y Huang, 1994, 1995).

Existen dos tipos de remoción de sedimentos por hidrosucción. El primero es el dragado por hidrosucción, en el cual los sedimentos depositados son dragados y transportados a la

corriente aguas abajo o a un pozo o depósito de tratamiento (figura 3.2a). El segundo es la hidrosucción por un tubo de paso, en el cual el sedimento que ingresa es transportado fuera de la presa y depositado a la corriente aguas abajo (figura 3.2b), (Hotchkiss y Huang, 1995).

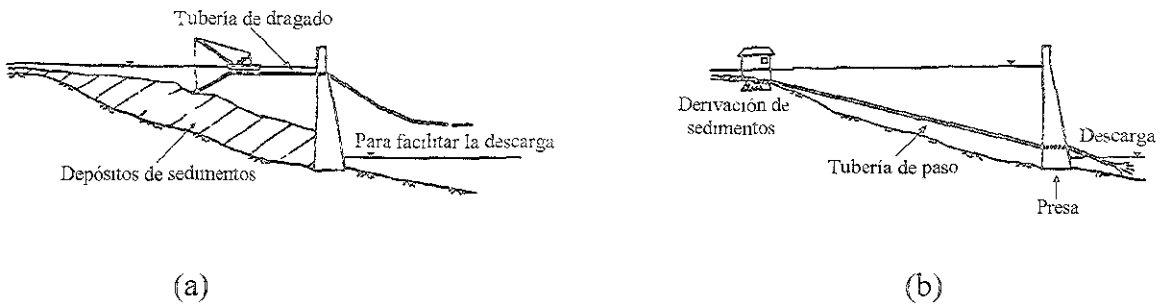


Figura 3.2. Sistema de remoción de sedimentos por hidrosucción: (a) Dragado por hidrosucción; (b) Hidrosucción por un tubo de paso.

#### a). Dragado por hidrosucción

Este método usa una tubería cercana al fondo del embalse que se extiende desde los depósitos de sedimentos hasta el punto de descarga. La mezcla de sedimento - agua transportada a través de la tubería es descargada dentro de agua relativamente limpia que pasa de la presa a través de las tomas de salida o por las turbinas de plantas hidroeléctricas.

Dos variaciones del método de dragado por hidrosucción son las siguientes: la descarga de fondo y el dragado por sifón. En este último, el tubo de descarga es pasado sobre la cima de la presa, y en el dragado de fondo el tubo pasa a través del desagüe de fondo de la presa. Ambos métodos podrían emplear una lancha flotante, la cual mueve la toma de entrada de la tubería alrededor del embalse para abarcar una gran área, (Hotchkiss y Huang, 1995).



### b). Dragado por hidrosucción por un tubo de paso

El dragado por tubo de paso podría emplear el mismo principio para transportar el sedimento, pero con una estación permanente de tomas de entrada aguas arriba de las zonas de depósito del embalse, para coleccionar el sedimento dentro de un tubo o en tuberías de remoción.

Los principales componentes para cualquier tipo de dragado por hidrosucción son: la toma, la tubería, la válvula y la obra de aprovechamiento.

Las formas de las tomas para el dragado por hidrosucción son las mismas que se usan en la industria del dragado convencional y varían de un final de toma recto a una forma de pala. Una punta sujeta podría ser usada para cortar el sedimento del fondo y el suspendido cercano a la toma de entrada. Las tomas podrían ser equipadas con una draga externa, potente o chorros de agua para suspender los depósitos consolidados del fondo, ver figura 3.3, (Hotchkiss y Huang, 1995).

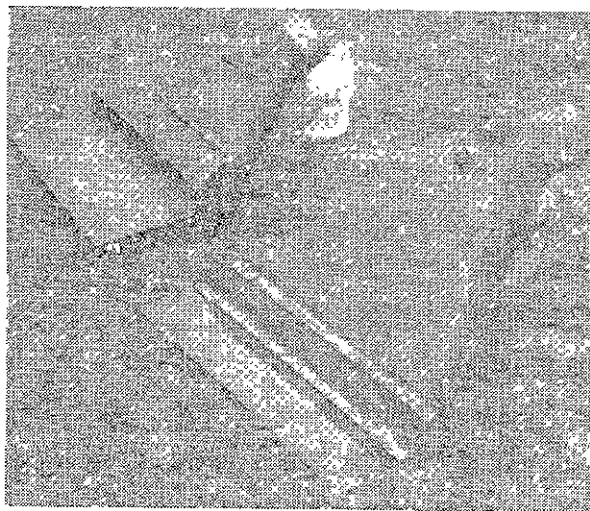


Figura 3.3. Toma de entrada tipo pala probada en el sistema de dragado por hidrosucción.

El tubo de paso de sedimentos requiere una estructura permanente que excluya el sedimento del flujo que entra e introduce éste a las tuberías de paso. Los excluidores de sedimentos fueron diseñados y usados por algunas décadas en sitios de derivación en irrigación alrededor del mundo. Para transportar los sedimentos y el agua en un sistema de dragado por hidrosucción generalmente se usan tubos flexibles o rígidos.

Los sistemas de tuberías para un sistema de dragado por hidrosucción por tubo de paso no necesitan ser flexibles. Un tubo o múltiples tubos en el excluidor de sedimentos podrían ser sujetos a un sistema de tuberías permanente que se extienda a un punto de descarga aguas abajo. Una tubería separada introduce agua limpia dentro del sistema la cual podría ser útil para prevenir el bloqueo de la tubería y regular la concentración para igualar las condiciones del sedimento aguas abajo.

La localización de las tomas de salida de un sistema de dragado por hidrosucción depende del uso que se le quiera dar al sedimento. Para todos los casos, la toma de salida deberá ser sumergida o girada hacia arriba, así ésta estará siempre llena para evitar la entrada de aire a la tubería.

La opción de descarga más simple es liberar el sedimento y el agua dentro del río aguas abajo de la presa, sin embargo se deberá tener cuidado para evitar la acumulación de sedimentos, agregando solamente el sedimento que la corriente pueda transportar. Si el sedimento está siendo evacuado para tratamiento, la descarga podría ser dirigida a embalses de sedimentos y tratamiento aguas abajo. Los ingenieros chinos frecuentemente unen la toma de salida aguas abajo a los trabajos de irrigación y esparcen el sedimento llevado en el agua en los campos para rellenar la capa vegetal superior.

Para facilitar el dragado por hidrosucción se puede incluir una balsa o lancha para mover la toma de entrada de la tubería en el embalse, un chorro de agua extremadamente fuerte o una draga en la toma de entrada para cortar el sedimento consolidado (sí se requiere), e

instrumentación para monitorear la operación. En embalses grandes es necesario usar una lancha para el movimiento eficiente de la porción de la toma de entrada de la tubería.

Los sistemas de hidrosucción por tubos de paso necesitan solamente un mecanismo de retroalimentación para la válvula aguas arriba que controla la inyección del agua limpia dentro del sedimento que lleva la tubería. Para los sistemas de hidrosucción por dragado o por tubo de paso, se requiere una mínima instrumentación en el lugar para medir la concentración de sedimentos en la tubería. Los métodos tales como sondeos, absorción radioactiva y procedimientos eléctricos están disponibles.

El dragado por hidrosucción tiene un costo efectivo, el cual incluye los costos del sistema, una lancha y un bote de acceso, tubos y conectores, un cilindro vacío para suspender el tubo, una bomba para agitar el sedimento en la toma con un sistema de chorro, una válvula en la toma de salida, un malacate y cable para mover el cilindro. Los beneficios incluyen el incremento del volumen de almacenamiento del embalse, los beneficios de plantas hidroeléctricas, de la pesca, y el relleno de la capa vegetal superior de tierras de cosecha aguas abajo de la presa. Por ejemplo los ingenieros chinos aplicaron la remoción por hidrosucción al embalse Xiao Hua – Shan y obtuvieron una relación beneficio – costo de 3.6, (Hotchkiss y Huang, 1995).

La óptima eficiencia de la remoción ocurre cuando la pérdida de carga es minimizada y el transporte de sedimentos es maximizado. Esta condición existe en tuberías cuando la concentración de sedimentos es lo suficientemente alta para resultar en un perfil de concentración sin depósito de sedimentos en el fondo del tubo (flujo heterogéneo). Concentraciones pequeñas podrían ser transportadas con una concentración de sedimentos uniforme (homogéneos), mientras el depósito de sedimento en el fondo del tubo incrementa la pérdida de fricción y disminuye el transporte de sedimentos.

Las ecuaciones de pérdida de carga y transporte de sedimentos para esta condición son necesarias en el diseño de la tubería del sistema de hidrosucción. El problema aplicado a

remoción de sedimentos en embalses es complicado por la presencia de sedimentos no uniformes y cohesivos y por la dificultad de obtener mediciones de campo detalladas que podrían confirmar y verificar las relaciones predichas, (Hotchkiss y Huang, 1994, 1995).

Hotchkiss y Huang, (1994, 1995), proponen la siguiente expresión para minimizar la pérdida de carga en una tubería transportando sedimentos:

$$J_m = \frac{fV^2}{2gD} + \frac{2f\alpha Q_s V^{1-2m}}{\pi g D^3} \quad (3.1)$$

donde:

$J_m$  = Gradiente de pérdida de carga, en (m) ;

$f$  = Factor de fricción de Darcy- Weysbach;

$V$  = Velocidad media en la tubería, en (m/s) ;

$g$  = Constante gravitacional, en (m/s<sup>2</sup>);

$D$  = Diámetro del tubo, en (m) ;

$Q_s$  = Porcentaje volumétrico de transporte de sedimento;

$\alpha$  = Parámetro que no depende del flujo.

$$\alpha = \frac{KC_d^{0.5m}}{[gD(S-1)]^m} \quad (3.2)$$

donde:

$K$  y  $m$  = Constantes experimentales (los valores comúnmente usados son 81 y -1.5, respectivamente, (Hotchkiss y Huang, 1995));

$C_d$  = Coeficiente de peso de dragado, y

$S$  = Gravedad específica del sedimento.

Para sedimentos no uniformes se recomienda el uso de un promedio pesado de  $C_d$ , calculado con la siguiente expresión:

$$\sqrt{C_d} = p_1 \sqrt{C_{d1}} + p_2 \sqrt{C_{d2}} + \dots + p_n \sqrt{C_{dn}} \quad (3.3)$$

donde:

$p_1, p_2, \dots, p_n$  = Fracciones de tamaño decimal de la distribución de tamaños de las partículas; y

$C_{d1}, C_{d2}, \dots, C_{dn}$  = coeficiente de arrastre de los diámetros de las partículas usados para representar las fracciones del tamaño de sedimentos.

la velocidad óptima es:

$$V_m = \left[ -\frac{\pi D^2}{2\alpha Q_s} \frac{1}{(1+2m)} \right]^{\frac{1}{2m-1}} \quad (3.4)$$

$V_m$  = Velocidad del flujo cuando la tubería transporta el máximo porcentaje de sólidos con la carga fija, en (m/s).

Despejando de la ec. (3.1)  $Q_s$  y considerando la ec. (3.4), se obtiene la expresión para calcular el máximo transporte de sedimentos:

$$Q_s = \left( \frac{J_m}{\frac{f \left[ -\frac{\pi D^2}{2\alpha(1+2m)} \right]^{\frac{2}{2m-1}}}{2gD} + \frac{2f\alpha}{\pi g D^3} \left[ -\frac{\pi D^2}{2\alpha(1+2m)} \right]^{\frac{1-2m}{2m-1}}} \right)^{\frac{1-2m}{2}} \quad (3.5)$$

donde:

$Q_s$  = Porcentaje de transporte de sedimento máximo bajo el gradiente de carga disponible,  $J_m$ .

Hotchkiss y Huang, (1995), proponen un procedimiento de diseño para definir el tamaño de las tuberías usadas en la remoción de sedimentos por hidrosucción.

No en todos los proyectos o embalses se puede utilizar el sistema de remoción por hidrosucción, ya que su operación depende de la elevación y ubicación de la carga para transportar los materiales deseables aguas abajo. Si los tamaños de sedimentos son relativamente grandes (gravas) y son localizados a algunos kilómetros de la cortina, se requerirá una carga considerable para el transporte de sedimentos. Puesto que un objetivo del sistema de dragado por hidrosucción es restaurar parcialmente el déficit de sedimento aguas abajo, se requiere tener la carga suficiente en la presa para transportar el sedimento removido aguas abajo. Esto podría eliminar las aplicaciones del sistema de remoción por hidrosucción en lugares sin tales cargas, a menos que el sistema fuera instalado para operar solamente cuando la presa descargue porcentajes de agua suficientemente altos.

Los sistemas de remoción por hidrosucción no son factibles si existen restricciones en el incremento de la turbiedad en las aguas receptoras. Tal podría ser el caso de los hábitats de peces de agua limpia, establecidos como un resultado de la construcción de la presa, o donde es necesario suministrar agua de alta calidad en una derivación. Los depósitos de sedimentos contaminados podrían también evitar el uso de un sistema de remoción por hidrosucción o cualquier otro sistema que perturbe los sedimentos, sin embargo, pueden ser factibles en estas condiciones siempre y cuando se construya una presa aguas abajo, para detener el flujo de sedimento y posteriormente ser tratado y de esta forma evitar la contaminación de las aguas receptoras.

Hotchkiss y Huang, (1995), sugieren que se lleve a cabo un análisis para determinar la factibilidad preliminar de un sistema de remoción por hidrosucción para un determinado

lugar. Si los resultados son positivos, deberá hacerse un diseño detallado, incluyendo un análisis de costos.

### 3.2.1.2. Dragados mecánicos.

Los dragados mecánicos (draga de cucharón o draga de escalera) son limitados en lo que se refiere a la profundidad de dragado (tabla 3.1), pero la mayor desventaja es la turbiedad causada por la operación del dragado y el retorno de los sedimentos al estado de suspensión, lo cual contamina el agua del embalse, (Roovers, 1989).

Tabla 3.1. Comparación de diferentes métodos de dragado, (Roovers, 1989).

Método de dragado	Profundidad de dragado ( m )
Dragados mecánicos	
– Dragado por succión	30
– Dragado por succión de corte	30
– Dragado por succión con bomba sumergible	85
– Dragado por cucharón	20
– Dragado por escalera	30
– Dragado con sistema de gravas	150
– Remoción por aire	80
– Bombas sumergibles	150

### 3.2.1.3. Bombas Venturi, neumáticas y remoción por aire.

Las bombas Venturi, neumáticas y la remoción por aire, requieren una gran cantidad de energía a profundidades substanciales. Éstas también consumen una pequeña cantidad de agua, y su eficiencia decrece con el incremento de la cohesión de los depósitos de sedimento. Estas bombas no son capaces de funcionar en suelos cohesivos. Experimentos en azolve a profundidades de 30 m, probaron que la posición vertical de las bombas no fue capaz de remover suelos cohesivos, (Roovers, 1989).

### 3.2.1.4. Ganchos de control remoto para limos consolidados.

Los ganchos de control remoto para limos consolidados son los que tienen menos desventajas para operaciones de dragado a profundidades substanciales.

Es difícil recomendar una instalación conveniente para la remoción en cualquier tipo de embalse, por lo que en cada caso deberá realizarse un estudio individual para determinar el método a emplear, (Roovers, 1989).

Comparado con otros sistemas, el dragado de ganchos presenta las siguientes ventajas:

- El dragado es ilimitado (profundidades hasta de 150 m);
- El sistema es capaz de remover cualquier tipo de sedimento como grava, distintos niveles de rocas y escombros;
- El consumo de agua es reducido a un mínimo, y sin mezcla con el agua del embalse;
- No existe contaminación del agua por que el agua del embalse durante la operación de dragado no resulta turbia, ni contaminada por el combustible o lubricantes de aceite;
- La instalación es desmontable y puede ser transportada en camiones a áreas remotas;
- El sistema es fácil de operar, por ejemplo, una computadora controla el ciclo de dragado, así que los clientes personalmente pueden operar eficazmente la instalación; y
- No se interrumpe la operación del embalse durante la actividad de dragado.



El sistema es manejado por una máquina mecánica – hidráulica, controlada por una unidad de timón en su cubierta. La operación del dragado es automática, la posición de las máquinas es llevada a cabo con 4 ó 6 puntos del sistema de anclado. Todas estas operaciones son controladas por una cabina central de operaciones, por lo que es posible la operación del sistema con un número pequeño de personas. Todo el sistema es desmontable.

### 3.2.2. Remoción hidráulica.

Este método consiste en la remoción de sedimentos del embalse utilizando la fuerza erosiva del agua para socavar los depósitos de sedimentos y pasar la carga de sedimentos junto con el agua a través del embalse cuando los desagües de fondo de la presa son abiertos. La figura 3.4 ilustra el proceso de remoción hidráulica correspondiente a la operación de extracción con varios niveles de agua en el embalse.

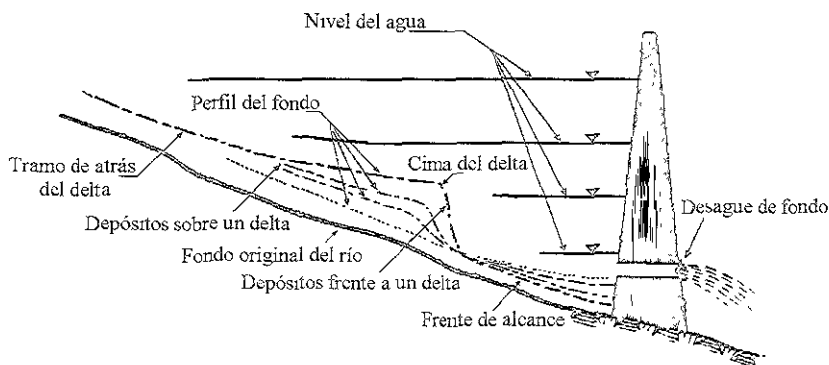


Figura 3.4. Diagrama esquemático del proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la operación de extracción.

El control de la sedimentación en embalses por medio de remoción hidráulica ha sido empleado exitosamente en prototipo, para preservar la vida útil de los embalses, no sólo en embalses pequeños (capacidad de almacenamiento menor a  $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) sino también para grandes embalses (capacidad de almacenamiento mayor a  $10,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ ). Además, se tiene que bajo condiciones apropiadas pueden ser removidos tanto los sedimentos finos (material cohesivo) como los sedimentos gruesos (tamaño de guijarros), (Jihn - Sung y Hsieh, 1996).

Los niveles de agua del embalse pueden ser disminuidos para remover los depósitos de sedimentos acumulados. De acuerdo con el grado de extracción del agua del embalse, a través del desagüe de fondo pueden ocurrir dos modos de operación de la remoción hidráulica, flujo presurizado (flujo de orificio) y flujo a superficie libre.

Por otro lado, la erosión de los sedimentos en un embalse debido a la remoción hidráulica puede ocurrir en dos formas diferentes, erosión progresiva y erosión retrogresiva. La erosión progresiva empieza al final de un tramo aguas arriba y progresa sucesivamente hacia aguas abajo socavando progresivamente la superficie de los depósitos de sedimento. La erosión retrogresiva procede en la dirección opuesta, iniciando en un punto aguas abajo y procediendo aguas arriba. Ésta es más importante en la remoción de sedimentos debido a que es una erosión fuerte y a gran escala, por lo que crea un canal de flujo cortando los depósitos de sedimentos, (Jihn - Sung y Hsieh, 1996).

Jihn - Sung y Hsieh, (1996), recomiendan que, si la extracción por remoción hidráulica es operada en un embalse con depósitos acumulados en la vecindad de la compuerta del desagüe, estos pueden ser removidos, abriendo dicha compuerta por un corto periodo de tiempo bajo la condición de flujo presurizado, ya que bajo esta condición se forma un embudo en forma de cráter (llamado cono de remoción hidráulica) en la vecindad de la compuerta. Una vez que el cono de remoción hidráulica ha sido formado y no existe sedimento moviéndose dentro del cono, el agua fluye a través del desagüe, esto es por que la formación del cono de remoción hidráulica es estable y el sedimento ya no será removido

después de su formación. El porcentaje de sedimento removido, bajo esta condición es relativamente pequeño, en general la función del cono de remoción hidráulica es reducir la concentración de sedimento alrededor de la entrada de la toma y prevenir la abrasión por sedimento de las estructuras hidráulicas.

Si el nivel del agua almacenada en el embalse puede ser extraído significativamente para generar flujo de alta velocidad cerca a la compuerta del desagüe de fondo, el agua fluirá para iniciar la remoción del borde del cono de remoción hidráulica, y en ese momento se presentará la erosión retrogresiva.

Fan y Morris, (1992), establecieron la siguiente clasificación de los métodos de remoción hidráulica:

- Remoción de sedimentos durante avenidas.
- Extracción por chorros de agua.
- Vaciado del embalse y remoción por chorros de agua.
- Desfogado de corrientes densas.

#### 3.2.2.1. Remoción de sedimentos durante avenidas.

Dado que el mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado a los embalses durante la época de grandes avenidas, este método propone que se dejen pasar estas avenidas a través de los desagües de fondo que se deberán mantener abiertos cuando éstas se presenten. Con esto el embalse bajara su nivel, ya que se deberá tener una descarga mayor al flujo de entrada, con lo cual se minimiza el almacenaje de avenidas con sedimento, logrando el control de la sedimentación dentro del embalse.

### 3.2.2.2. Extracción por chorros de agua.

Este método es similar al anterior, sólo que este requiere la extracción total del embalse de modo que la fuerza erosiva del flujo del río ocurra, a lo largo del embalse, socavando algunos depósitos de sedimento por lo que la salida de flujo de sedimento excede el de entrada. Este método requiere de una extracción mucho mayor que el descrito anteriormente, pero esto es necesario para detener la acumulación de sedimentos dentro del embalse.

### 3.2.2.3. Vaciado del embalse y remoción por chorros.

Este método requiere de un embalse totalmente vacío y difiere de los dos métodos previamente descritos por que el periodo de extracción completa ocurre en temporadas de no avenidas (época de estiaje), para permitir la socavación y el corte de los sedimentos depositados por un tiempo prolongado; los sedimentos pueden ser removidos si las compuertas de los desagües de fondo permanecen abiertas por un periodo de algunas semanas.

La selección del tiempo para el vaciado, y la predicción del tiempo y duración de la remoción por chorros para evacuar los sedimentos son parámetros importantes en la operación del embalse durante la remoción del sedimento.

La máxima recuperación de la capacidad del embalse podría llevarse a cabo si el embalse fuera vaciado antes de presentarse las avenidas, de modo que el agua de las avenidas pudiera emplear su fuerza erosiva más fuerte en los depósitos que todavía no tienen consolidación después del vaciado del embalse.

#### 3.2.2.4. Desfogado de corrientes densas.

Éstas son desfogadas a través de los desagües de fondo, que se mantienen abiertos cuando las corrientes densas llegan al lugar de la presa. La figura 3.5 ilustra esquemáticamente la carga de flujo de sedimento que pasa sobre los depósitos deltáicos y flujos de corrientes densas en la presa acumuladas en lagos fangosos o desfogadas a través de los desagües de fondo, por lo que los desagües de fondo deberán ser diseñados adecuadamente, por ejemplo tener una elevación baja para capacidades moderadas para minimizar el remanso del lago fangoso. Con este método no se requiere la extracción del agua del embalse ya que la descarga de sedimento es menor al flujo de entrada al embalse. Con esto se puede reducir significativamente la acumulación de sedimentos en los embalses, (Fan y Morris, 1992).

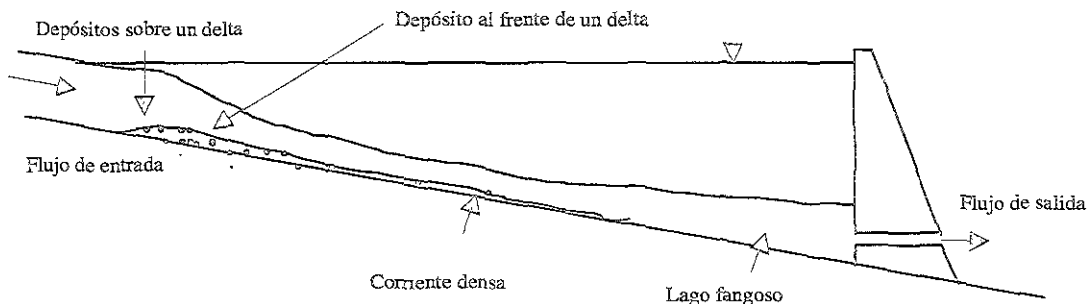


Figura 3.5. Esquema del proceso de sedimentación de un embalse.

La experiencia de la aplicación de la remoción hidráulica es muy grande y satisfactoria, como lo demuestran los ejemplos que se describen a continuación:

El 26 de mayo de 1998, se llevó a cabo una prueba del vaciado de la Presa la Soledad, (C.H. Mazatepec) ubicada en el estado de Puebla, México, como alternativa para

desazolvar el embalse, utilizando la eficiencia del agua para arrastrar el sedimento, ya que estudios realizados indicaban que para el año 2000 la operación de la Presa se haría incosteable, por el sedimento que entraría a la conducción a presión, atacando a las turbinas.

El vaciado consistió en abrir la válvula de medio fondo de la presa. Se realizó un levantamiento batimétrico en la zona crítica después del llenado del vaso, comparando con otro efectuado en el mes de marzo antes del vaciado, y se encontró que el sedimento de la cola del vaso se trasladó a la zona crítica apareciendo mayor volumen de sedimento que en marzo. La prueba demostró que es posible desazolvar el embalse sin ningún peligro para la cortina de arco, de las laderas, ni de las válvulas, logrando extraer aproximadamente 250,000 m<sup>3</sup> en 24 horas de prueba, con un costo conservador del metro cúbico, menor a 0.30 USD/m<sup>3</sup>, (Fernández, 1998).

El caso del embalse Sanmenxia en China, con una capacidad inicial de  $9,640 \times 10^6 \text{ m}^3$ , perdió alrededor de 55% de su capacidad de almacenamiento en aproximadamente 10 años, sin embargo con la adopción de una estrategia de operación modificada para incrementar la extracción por la remoción hidráulica durante avenidas, el embalse recuperó alrededor de 16% del 55% perdido de su capacidad de almacenamiento original en cuatro años, (Pau y Dhillon, 1988).

En el embalse Santo Domingo en Venezuela con una capacidad de almacenamiento original de  $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ , la remoción hidráulica durante avenidas con tres desagües de fondo de  $3 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$  cada uno, removió alrededor del 50 ó 60% del sedimento depositado en el embalse, en solo tres días, (Krumdieck y Chamot, 1979).

El embalse Sefid Rud en Irán, con una capacidad original de  $1,800 \times 10^6 \text{ m}^3$ , durante 20 años de operación perdió el 45% de su capacidad de almacenamiento original. El embalse almacena alrededor del 70% de los sedimentos, pero se reduce a un 50% cuando las

corrientes densas pasan a través de cinco desagües de fondo, (Hassanzadeh, 1995), con lo que se recupera la capacidad de almacenamiento del embalse.

El embalse Baira en la India, con una capacidad original de  $2.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ , en el primer año de operación acumuló un volumen de azolve de  $0.45 \times 10^6 \text{ m}^3$ , por lo cual se llevó a cabo una extracción por chorros de agua con la que se removió un volumen total de sedimento de  $0.382 \times 10^6 \text{ m}^3$ , en un periodo de 34 horas, (Paul y Dhillon, 1988).

En el embalse Chirt – Yury en la antes Unión Soviética, con la extracción por chorros de agua se removieron más de  $8 \times 10^6 \text{ m}^3$  de sedimento, en cuatro días de operación, lográndose recuperar el funcionamiento normal del embalse, y por lo tanto satisfacer las necesidades de los usuarios, (Vorob'ev, 1982).

Todos los métodos hidráulicos requieren que el agua sea puesta en libertad por la presa para transportar los sedimentos, y todos excepto el desfogue de corrientes densas requieren una extracción substancial o total del embalse. Los requerimientos de la extracción hacen que la aplicación de los tres primeros métodos no sea atractiva en grandes embalses donde la capacidad de almacenamiento se logra en muchos años y para los cuales, podría ser adaptado el desfogue de corrientes densas. Sin embargo, la sedimentación disminuirá progresivamente la capacidad de los embalses incluso los más grandes, hasta que el almacenamiento logrado en muchos años no esté disponible, por lo que también en estos embalses podrían implementarse estos métodos, (Fan y Morris, 1992).

Algunas desventajas importantes de la aplicación de estos métodos, es que debido a la reducción del almacenamiento en los embalses la operación del mismo será interrumpida por un periodo de tiempo, otro problema podría ser los depósitos de sedimentos aguas abajo de la presa, además de presentarse una gran turbiedad, (Roovers, 1989, Fan y Morris, 1992).

Para utilizar el método de remoción hidráulica se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los conductos de evacuación para la remoción hidráulica deberán ser localizados tan profundos como sea posible;
- La remoción hidráulica deberá ser hecha al menos una vez al año;
- La operación de la remoción hidráulica deberá empezar cuando los depósitos de sedimentos no estén a más de 100 ó 200 m de la presa;
- La operación de los conductos de evacuación para remoción hidráulica deberá ser intermitente; y
- La remoción hidráulica deberá llevarse bajo condiciones de flujo a superficie libre.

Es importante contar con técnicas que puedan ser usadas para proveer una evaluación inicial de sí la remoción hidráulica dará éxito en el embalse, como la propuesta por Atkinson, (1998). Las técnicas de evaluación necesitan relativamente pocos datos y deberían dar una primera estimación formal de la factibilidad de la remoción hidráulica. Una vez que la factibilidad ingenieril se establece, entonces las evaluaciones económicas y del medio ambiente pueden iniciarse.

Atkinson, (1998), propone un criterio empírico para llevar a cabo una evaluación inicial del éxito de la remoción hidráulica. Los criterios racionales para evaluar la remoción hidráulica pueden derivarse de dos requerimientos básicos:

- Las cantidades de sedimento que pasan a través de los desagües de fondo en la presa durante la remoción hidráulica deberán ser iguales o exceder las cantidades de sedimento depositados entre las operaciones de la remoción hidráulica (balance de sedimentos).
- El volumen de almacenamiento en el embalse que puede ser creado o mantenido por los flujos de la remoción hidráulica es una proporción relativamente grande del volumen de almacenamiento original antes de la sedimentación (sostener la capacidad del embalse).



Si los niveles de agua para la remoción hidráulica son cercanos a las elevaciones del fondo en la presa entonces la masa de sedimento removida, a largo plazo, balanceará la masa de sedimento depositada entre las operaciones de la remoción hidráulica. Este balance puede ser expresado de la siguiente manera, (Atkinson, 1998):

$$Q_{ts} n T_f = N \text{MinTE} \quad (3.6)$$

donde:

$Q_{ts}$  = Capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa, en (t/s);

$n$  = 86400 (seg/día);

$T_f$  = Duración de la remoción por chorros, en (días);

$N$  = Intervalo entre operaciones de la remoción hidráulica, en (años);

$\text{Min}$  = Porcentaje de entrada de sedimento, en (t/año);

$\text{TE}$  = Eficiencia de la trampa del embalse ( $\text{TE}$  puede ser tomado igual a 1 si el volumen de la entrada de sedimento ocurre durante el periodo de remoción hidráulica).

Una relación de balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado, puede ser expresada como, (Atkinson, 1998):

$$\text{BSR} = Q_{ts} n T_f / N \text{MinTE} \quad (3.7)$$

La capacidad de transporte,  $Q_{ts}$ , será una función de la descarga, la rugosidad del canal, el ancho y pendiente, y las propiedades del material depositado. El método para predecir  $Q_{ts}$  durante la remoción hidráulica de sedimentos del embalse es una ecuación empírica derivada por la Universidad de Tsinghua, (Atkinson, 1998):

$$Q_{ts} = Y \frac{Q_f^{1.6}}{W^{0.6}} S^{1.2} \quad (3.8)$$

donde:

$Q_f$  = Descarga de la remoción, en (m<sup>3</sup> / s);

$S$  = Pendiente longitudinal del fondo;

$W$  = Ancho del canal, en (m);

$Y$  = Constante relacionada al tipo de sedimento:

$Y = 1600$  para sedimentos de arcilla calcárea o tierra negra

$Y = 650$  para sedimentos con tamaños medianos más finos que 0.1 mm

$Y = 300$  para sedimentos con tamaños medianos más grandes que 0.1 mm, y

$Y = 180$  para condiciones de remoción hidráulica con una descarga baja.

La ecuación (3.8) fue derivada para datos obtenidos de la remoción hidráulica ocurrida en China, en los cuales el método está basado.

Se encontró que el ancho del canal que se forma en los depósitos de sedimentos existentes en los embalses de China al aplicar la remoción hidráulica, está dado por la siguiente ecuación (en unidades del SI):

$$W = 12.8Q_f^{0.5} \quad (3.9)$$

En algunos casos, los anchos de los canales podrían ser forzados por el ancho del embalse.

Las ecuaciones (3.7) y (3.8), junto con la eficiencia de la trampa del embalse, pueden ser usadas para derivar la relación de balance de sedimento, BSR. La descarga de la remoción hidráulica y la duración de la misma, dependerá de la selección de la operación del embalse, y la pendiente puede inicialmente ser puesta como la pendiente del río antes del

embalse. Los valores predichos con la ec. (3.7) pueden ser usados para guiar la selección de la entrada de datos para repetir los resultados; por ejemplo un valor bajo de BSR podría implicar que la remoción hidráulica deberá ser realizada para un tiempo de descargas altas y un alto BSR podría implicar que las pendientes planas puedan ser esperadas aguas arriba de la presa. Si  $BSR \gg 1$  la remoción hidráulica no es factible.

Un criterio simple para evaluar la capacidad sostenible del embalse puede ser tomando una sección transversal justo aguas arriba de la presa como representativa de la entrada del embalse, y entonces el área de la sección trapecial removida por chorros se compara al área de la sección transversal original. La relación de estas áreas da a largo plazo la relación de capacidad (RCLP), la cual es una estimación de la capacidad del embalse que puede ser sostenida a largo plazo por la remoción por chorros. Usualmente  $RCLP > 0.5$  indica que la remoción hidráulica es factible.

Es necesario realizar algunas evaluaciones ya que esto es útil para determinar los factores que determinan el éxito de la remoción hidráulica en un embalse, y para evaluar si ellos pueden ser superados. Las recomendaciones ingenieriles, para que tenga éxito la remoción hidráulica, son las siguientes:

#### A. Extracción incompleta

Tomando la altura del agua como la elevación encima de la base de la presa, una relación de extracción puede ser expresada:

$$REP = 1 - H_{\text{remoción}} / H_{\text{máx}} \quad (3.10)$$

donde:

$$H_{\text{remoción}} = \text{Altura del agua durante la remoción hidráulica,}$$

$H_{\text{máx}}$  = Altura máxima.

$REP < 0.7$  indica algún grado de determinación debido a la extracción insuficiente.

B. Flujo insuficiente para la remoción hidráulica para un balance de sedimento

La relación,  $BSR_d$ , es BSR calculada usando la pendiente original del río, la cual representa condiciones de extracción completa.  $BSR_d < 1.0$  indica que la remoción hidráulica es factible.

C. Ancho insuficiente del canal formado para la remoción hidráulica

Una relación de ancho para la remoción hidráulica puede ser definida como:

$$RAR = W / W_{\text{fondo}} \quad (3.11)$$

donde:

$W$  = Calculado de la ecuación (3.9);

$W_{\text{fondo}}$  = Ancho del fondo representativo en el embalse.

$RAR > 1.0$  se requiere a menos que las pendientes laterales sean bajas.

D. Pendientes laterales demasiado inclinadas

Si el ancho de la cima de la sección socavada por el canal de la remoción de sedimentos no es restringido por los costados del embalse, entonces la pendiente lateral muy pronunciada no es necesaria. La relación del ancho de la cima está definida como:

$$RAC = (W'_{\text{fondo}} + 2F_{\text{máx}} \tan\alpha) / W_{\text{cima}} \quad (3.12)$$

donde:

$W'_{\text{fondo}}$  = Más pequeño que  $W$  y  $W_{\text{fondo}}$  definida arriba;

$W_{\text{cima}}$  = Ancho de la cima representativo en el embalse;

$RAC > 1.0$  se requiere;

$$\tan\alpha = 0.63\rho^{4.7}$$

donde:

$\alpha$  = Ángulo de la pendiente lateral (la horizontal es cero);

$\rho$  = Densidad de los depósitos expresado como peso de material seco por unidad de volumen, en  $(\text{ton}/\text{m}^3)$ .

El criterio presentado podría proveer utilidad especial, ya que con éste se puede determinar teóricamente si la remoción hidráulica será efectiva, y de ser así llevarla a cabo, de lo contrario se deberá proponer que la remoción de sedimentos se realice con otro método.

Para conocer la evaluación inicial del éxito de la remoción hidráulica, aplicada al P.H. Tuxpango ubicado en el estado de Veracruz, México y poder determinar si es factible de realizar o no, se aplicará el método descrito anteriormente, para lo cual es necesario conocer los siguientes datos, (obtenidos del estudio de la Determinación de aportes sólidos al embalse del P.H. Tuxpango, realizado por la C.F.E. y de los planos Batimetría Presa Tuxpango y plano P.1214 de C.F.E.):

$$n = 86400 \text{ seg/día}$$

$$T_r = 0.08333 \text{ días}$$

$$N = 1 \text{ vez al año}$$

$$\text{Min} = 5,678,049.00 \text{ t/año}$$

$$TE = 1$$

La relación de balance de sedimento removido hidráulicamente a sedimento depositado es:

$$BSR = Q_{ts} n T_f / N \text{MinTE}$$

$$Q_{ts} = Y \frac{Q_f^{1.6}}{W^{0.6}} S^{1.2}$$

$$W = 12.8 Q_f^{0.5}$$

donde:

$$Q_f = 30.67 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$S = 0.00494$$

$$Y = 300$$

Por lo tanto:

$$W = 70.8870 \text{ m}$$

$$Q_{ts} = 9.50595 \text{ t/s}$$

Relación de extracción de la presa:

$$REP = 1 - H_{\text{remoción}} / H_{\text{máx}}$$

donde:

$$H_{\text{remoción}} = 7.97 \text{ m}$$

$$H_{\text{máx}} = 11.43 \text{ m}$$

$$REP = 0.30271 < 0.7$$

Balace de sedimentos removidos, calculado usando la pendiente original del río:

$$BSR_d = 0.01205 < 1$$

Relación de ancho para la remoción hidráulica:

$$RAR = W / W_{\text{fondo}}$$

donde:

$$W_{\text{fondo}} = 30 \text{ m}$$

$$RAR = 2.36290 > 1$$

La relación del ancho de la cima está definida:

$$RAC = (W_{\text{fondo}}' + 2H_{\text{máx}} \tan\alpha) / W_{\text{cima}}$$

donde:

$$W_{\text{fondo}}' = 12 \text{ m}$$

$$W_{\text{cima}} = 101 \text{ m}$$

$$\tan\alpha = 0.63\rho^{4.7}$$

$$\rho = 2.6 \text{ t/m}^3$$

$$RAC = 12.83831 > 1$$

Basados en el criterio descrito anteriormente y con los resultados obtenidos, se puede decir que la remoción hidráulica de sedimentos en el embalse del P.H. Tuxpango, es factible de realizar.

### 3.2.3. Remoción de sedimentos con un sifón en flujo crítico.

Otro método para remover sedimentos no cohesivos desde el fondo de un embalse es usando un sifón que succiona el sedimento y remueve al mismo (por medio de un chorro de agua) sobre la cresta de la presa y dentro del río aguas abajo de la presa como se muestra en la figura 3.6. La ventaja de esta clase de métodos es que el sifón puede ser instalado en cualquier parte y expulsado fuera si es necesario. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro del tubo o de las mangueras, (Rehbinder, 1994).

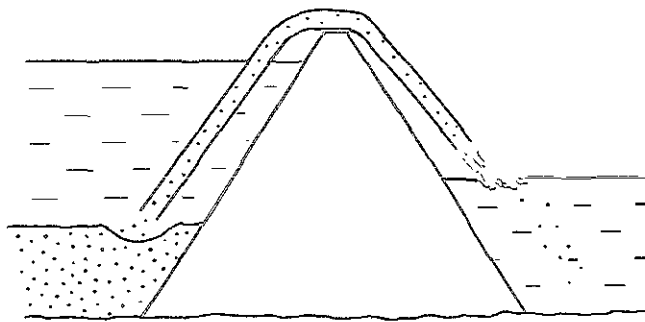


Figura 3.6. Remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.

Para la selección del tipo de método que se requiere utilizar en la remoción y manejo de sedimentos, es necesario contar primero con la identificación del tipo de sedimento del sitio de investigación, así como la graduación y propiedades de cohesión.



#### 4. Diseño de los Experimentos

---

Este capítulo presenta la descripción física de los modelos a utilizar, así como la fase de diseño de los experimentos que se llevaron a cabo.

De los métodos presentados en el capítulo anterior se eligió analizar el método de remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas, debido a que es un método de fácil aplicación y no es necesaria la construcción de estructuras adicionales para llevar a cabo la remoción de sedimentos. Además, no se requiere de una extracción total del agua almacenada en el embalse.

Para validar el método de la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas, se eligieron dos de los proyectos hidroeléctricos existentes en México (Huites y Tuxpango), para lo cual se recurrió a la modelación física.

La fase experimental se llevó a cabo para los dos tipos de operación de la remoción hidráulica durante avenidas, flujo presurizado (de orificio) y flujo a superficie libre.

La experimentación se realizó en dos modelos físicos diferentes, el modelo del P.H. Huites y el P. H. Tuxpango; en el primero se experimentó la condición de flujo presurizado y en el segundo flujo a superficie libre, los dos modelos se encuentran en el laboratorio de hidráulica de la C.F.E, ubicado en Cuernavaca, Morelos, Méx.

#### 4.1. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites).

El P.H. Huites ubicado en el estado de Sinaloa, Méx. fue terminado de construir en 1996, por lo que, por su corto periodo de vida no tiene actualmente problemas de sedimentación, pero el motivo de utilizar el modelo físico del mismo fue para aprovechar la instalación ya existente en el Laboratorio de Hidráulica de la C.F.E., y poder estudiar el método de remoción de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo presurizado (de orificio).

##### 4.1.1. Descripción de la obra.

El proyecto de la presa Huites y su planta hidroeléctrica comprende una cortina de concreto tipo gravedad, de 166 m de altura máxima, cerrando su margen derecha con una cortina de arco, (Solis y Camargo, 1994).

La sección transversal de la cortina se diseñó con 8 m de ancho en la corona a la elevación 290.75 msnm, con parapeto ciego aguas arriba de 1.25 m, para alcanzar la elevación 290.00 msnm. La cortina alcanza una longitud de 426.00 m al nivel de la corona.

Los principales datos del proyecto, se indican a continuación:

Capacidades	Millones de m <sup>3</sup>
Del vaso al NAME	4568
Del vaso al NAMO	2908
Para azolves	500
Para riego y generación	2408
Para control de avenidas	102
Superalmacenamiento	558

Elevaciones	msnm
Parapeto ciego aguas arriba de la cortina	292.00
Corona de la cortina	290.75
NAME, nivel de control superior	290.00
NAMO, nivel de conservación	270.00
Cresta vertedora	258.00
NAMINO, nivel mínimo para el diseño de la obra de toma.	215.00
Umbral de la obra de toma	190.00
Canal de desvío	150.00
Alimentación a las turbinas Francis	147.00

Gasto	m <sup>3</sup> /s
Máximo de diseño	30,000
Máximo de salida del vertedor	22,445
Capacidad de la obra de desvío	8,500
Obra de toma, de diseño	234.90
Obra de toma, mínimo	193.00

#### 4.1.2. Diseño del modelo.

Debido a que el modelo involucra una superficie libre fue diseñado bajo el criterio de similitud de Froude, ya que el flujo es controlado por la fuerza de gravedad. Sin embargo, las fuerzas viscosas y las de tensión superficial pueden determinar la formación de vórtices, manifestados a través de los números adimensionales de Reynolds y de Weber respectivamente.

El modelo fue diseñado con una escala de líneas de  $L_c = 47.25$ , cumpliendo con las restricciones establecidas en los números de Reynolds y Weber, además de las condiciones de espacio del laboratorio.

De acuerdo con el criterio de similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas:

Escala	Valor
Líneas	$L_c = 47.25$
Velocidad	$V_c = 6.87$
Gastos	$Q_c = 15346.33$
Rugosidades	$n_c = 1.9$

#### 4.1.3. Descripción del modelo.

##### Sistema de alimentación

La alimentación se realiza mediante una bomba de 20 H.P., ubicada sobre el cárcamo de bombeo general del laboratorio, que puede proporcionar un gasto de  $80 \lambda/s$ , la succión y descarga se realiza con tubería de acero al carbón de 10' de diámetro, la cual llega hasta el tanque de alimentación.

### Tanque de alimentación

Este es un tanque rectangular de  $2.0 \times 1.0 \times 15$  m, construido al nivel +1.85 m del terreno natural, con muros de concreto y acabados de cemento pulido fino; e impermeabilizado con hidroprimer y vaportite.

### Vertedor de aforos de alimentación

En el tanque de alimentación se colocó un vertedor rectangular de 0.80 m de longitud de cresta, después de éste se construyó un tanque tranquilizador para eliminar la turbulencia del agua al vaso de la presa.

### Geometría de la toma en acrílico

La toma se construyó en acrílico transparente de 8 mm de espesor, integrada por la entrada, transición, codos y desarrollo a 6" de diámetro.

### Geometría de la cortina en acrílico

Para visualizar el funcionamiento hidráulico de la toma, se construyó la cortina en arco y la torre de operación en acrílico.

### Vertedores de aforo de descarga

En la descarga de cada una de las tomas así como en la del desagüe, se colocaron vertedores triangulares, para aforar el gasto de diseño.

### Desagüe de fondo

El desagüe de fondo tiene un diámetro de 4.5 m, al cual se conectó un tubo de acrílico con una compuerta de descarga.

La distribución del modelo se presenta en las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

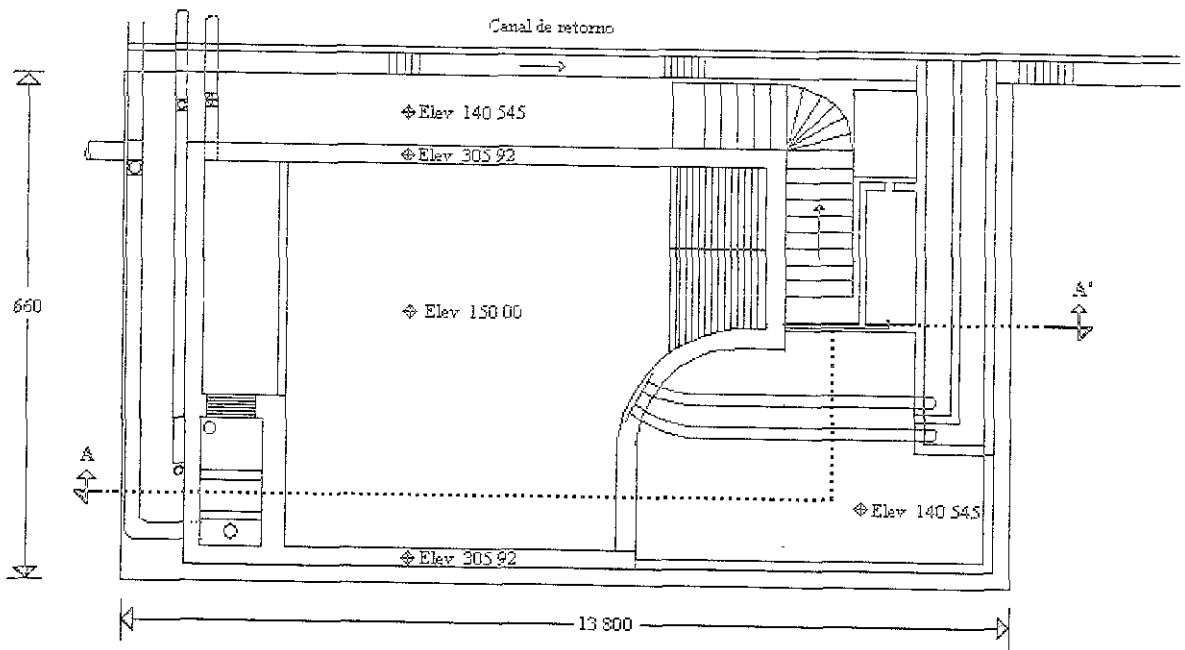


Figura 4.1. Geometría del modelo hidráulico en planta, ( P.H. Huites).

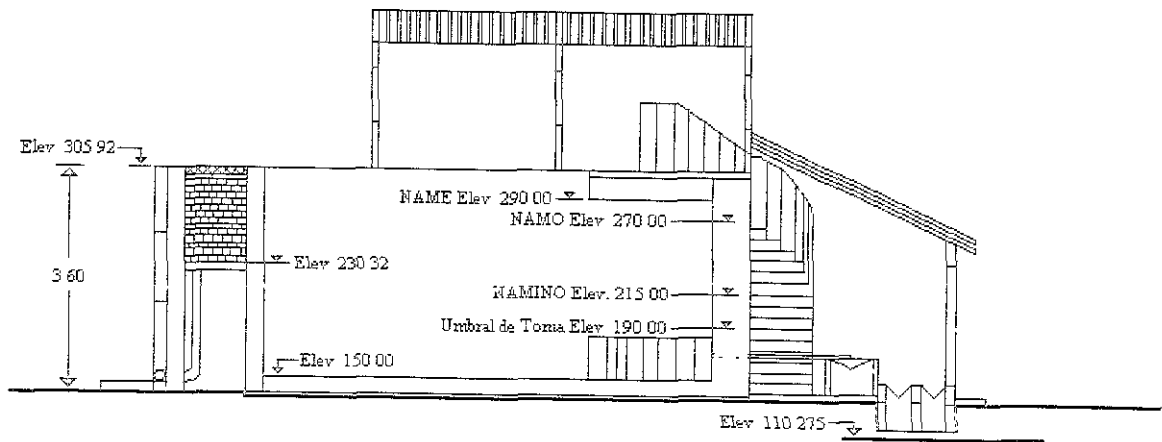


Figura 4.2. Perfil del modelo hidráulico, (P.H. Huites).

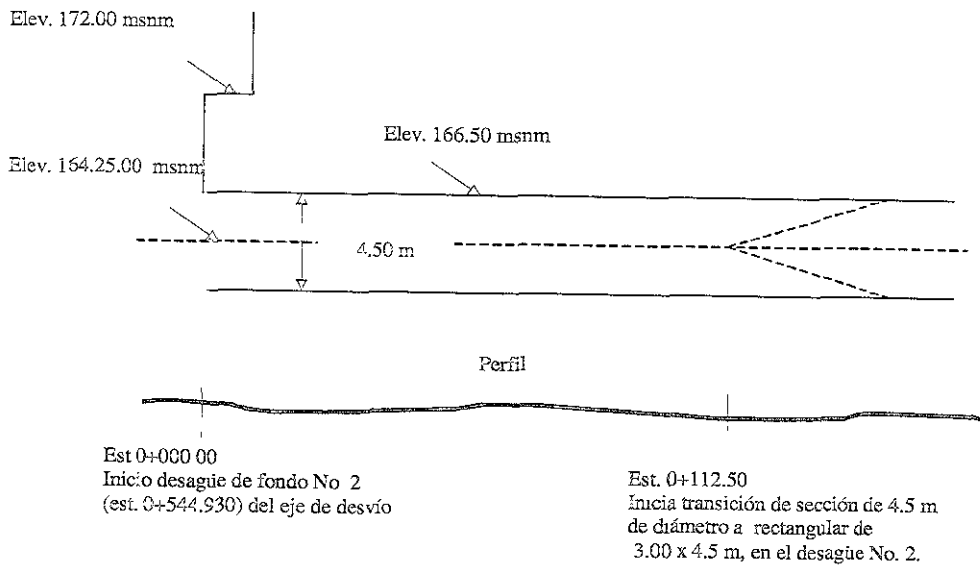


Figura 4.3. Desagüe de fondo del P. H. Huites.

### Sedimento utilizado

El material que se representó en el embalse, a todo lo largo y ancho del modelo físico, clasificado como arena mal graduada de origen volcánico del ajusco, (figura 4.4), tiene una densidad de 2.66 y un diámetro medio  $D_m = 0.19$  mm.

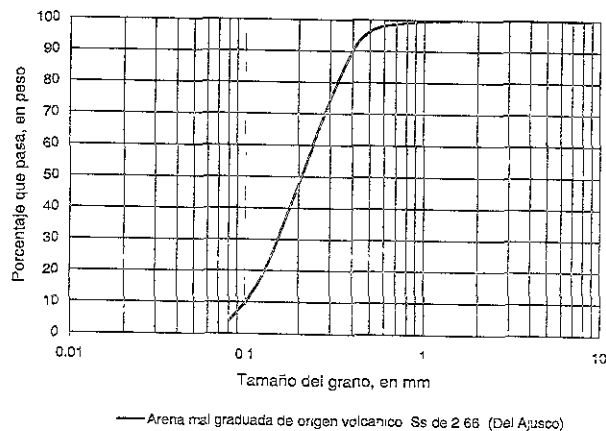


Figura 4.4. Curva granulométrica del sedimento empleado en el estudio.

#### 4.1.4. Instrumentación utilizada para la experimentación.

Limnómetro: Este se instaló en la estructura aforadora de descarga, para registrar los niveles del agua en el vertedor aforador y conocer los gastos desalojados.

Cámara fotográfica: Para obtener la topografía del embalse después de la remoción del sedimento se tomaron fotografías, las cuales fueron procesadas con un software (AutoCAD R14) para determinar el volumen de sólidos removido.

#### 4.1.5. Niveles del embalse a ensayar.

Para determinar la eficiencia de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado se llevaron a cabo ensayos para cinco diferentes elevaciones del embalse con siete diferentes niveles de sedimento en el embalse, es decir, cada nivel de agua se ensayó con los siete diferentes niveles de sedimento, como se presentan en la tabla 4.1, y se esquematizan en la figura 4.5.

Tabla 4.1. Niveles del embalse a ensayar, (P.H.Huites).

Elevación del Agua en el embalse (msnm).	t (min)	Elevación del sedimento en el embalse para operar el desagüe de fondo (msnm).						
270.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00
245.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00
235.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00
225.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00
215.00	5	166.50	168.75	171.00	173.25	175.50	177.75	180.00



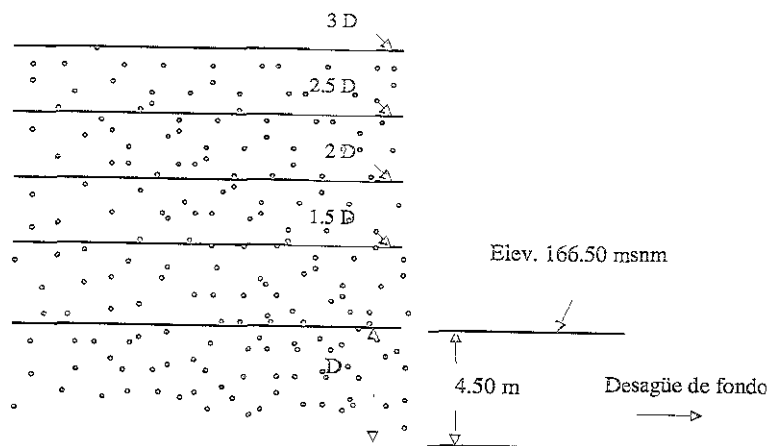


Figura 4.5. Niveles de sedimento a ensayar.

#### 4.2. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P. H. Tuxpango).

Por otro lado, el P.H. Tuxpango ubicado en el estado de Veracruz, Méx., fue terminado de construir en 1931, y se ha colmado de azolves, presentando serios problemas para la generación de energía eléctrica. Motivo por el cual la C.F.E. ha realizado un proyecto para la modernización de dicha central hidroeléctrica, constituido por un desarenador, y una nueva obra de toma que se conectaría mediante una lumbrera a la obra de toma actual.

##### 4.2.1. Descripción de la obra.

El proyecto de la presa Tuxpango y su planta hidroeléctrica comprende una cortina de concreto ciclópeo, tipo arco gravedad, de 30.7 m de altura máxima, y 108.5 m de longitud de corona.

Los principales datos del proyecto se indican a continuación:

Elevaciones	msnm
NAME, nivel de control superior	985.80
NAMO, nivel de conservación	981.90
Cresta vertedora	980.20
NAMINO, nivel mínimo para el diseño de la obra de toma.	980.20
Umbral de la obra de toma	976.20

Gasto	m <sup>3</sup> / s
Medio anual	41.30
Obra de toma, de diseño	30.67
Obra de toma, mínimo	11.50

#### 4.1.2. Diseño del modelo.

Debido a que el modelo involucra una superficie libre fue diseñado bajo el criterio de similitud de Froude, ya que el flujo es controlado por la fuerza de gravedad.

El modelo fue diseñado con una escala de líneas de  $L_e = 30$ , tomando en cuenta el espacio disponible en el laboratorio, y gasto de alimentación del modelo para su ensaye.

De acuerdo con el criterio de similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas siguientes:

Escala	Valor
Líneas	$L_e = 30$
Velocidad	$V_e = 5.47$
Gastos	$Q_e = 4929.5$
Rugosidades	$n_e = 7.76$

#### 4.1.3. Descripción del modelo.

En el modelo físico, se representó en su totalidad el desarenador, la obra de toma, la canalización y la lumbrera; así como parte de la cortina vertedora y del embalse, (figura 4.7).

##### Sistema de alimentación

El sistema de alimentación fue el mismo que se utilizó en el modelo anterior.

##### Tanque de alimentación

Este es un tanque rectangular de  $0.87 \times 1.0 \times 1.11$  m, con muros de concreto y acabados de cemento pulido fino.

##### Vertedor de aforos de alimentación

Para el aforo de los gastos de alimentación al modelo físico se utilizó un vertedor rectangular de 1.20 m de ancho; y para los gastos de derivación hacia la obra de toma se utilizó un vertedor triangular, después de éste se construyó un tanque tranquilizador para eliminar la turbulencia del agua al vaso de la presa.

##### Canal desarenador

El desarenador está formado por dos muros verticales paralelos, y al final por dos compuertas radiales, todo esto construido en el modelo en acrílico transparente de 8 mm de

espesor. Uno de los muros aloja las compuertas de la nueva obra de toma, con un umbral a una elevación por arriba de la plantilla del desarenador; el otro muro, denominado muro guía, separa el canal y el embalse del río, siendo la prolongación de una de las pilas del vertedor de la presa, (figura 4.8). La función del canal desarenador es reducir el paso de sedimentos por la obra de toma, si se logra operar las compuertas con cierta periodicidad.

### Sedimento utilizado

El sedimento que se utilizó fue el mismo del caso anterior, (figura 4.6).

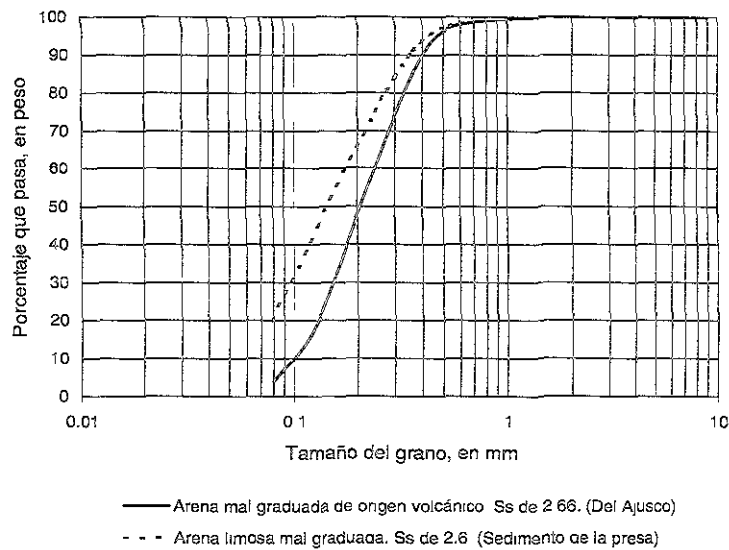


Figura 4.6. Curva granulométrica del sedimento empleado y del existente en prototipo.

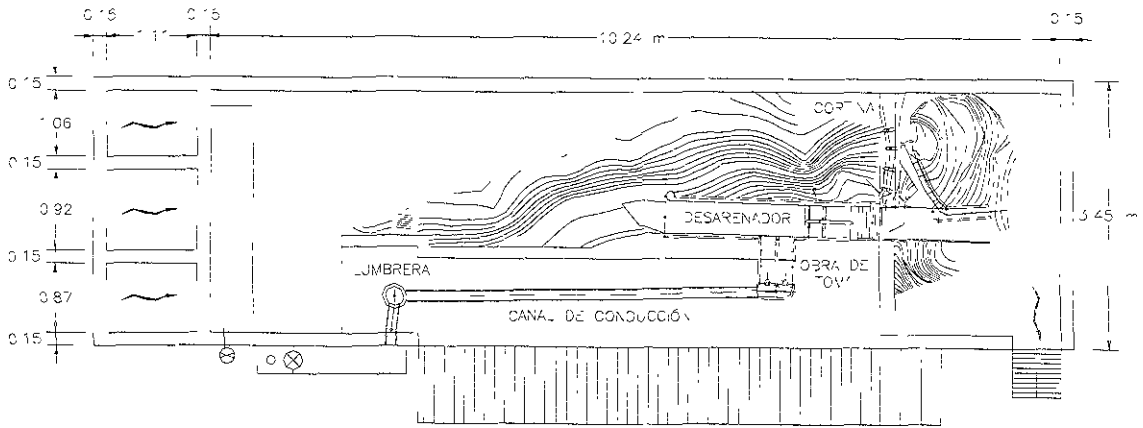


Figura 4.7. Geometría del modelo hidráulico en planta, (P.H. Tuxpango).

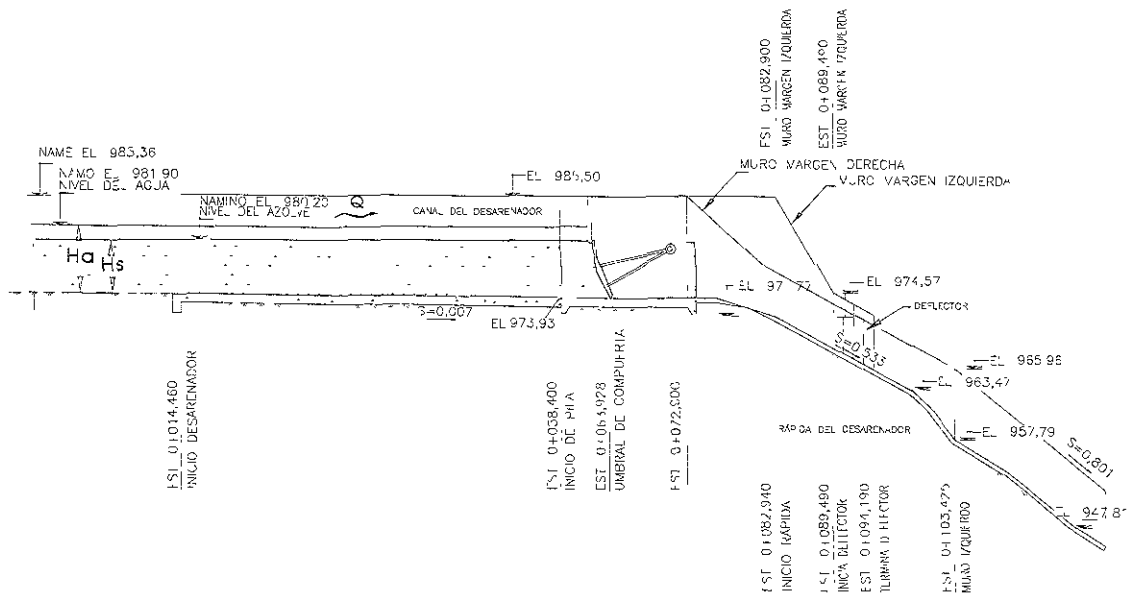


Figura 4.8. Perfil del canal desarenador de P.H. Tuxpango.

#### 4.1.4. Instrumentación utilizada para la experimentación.

Limnómetro: Este se instaló en la estructura aforadora de entrada, para registrar los niveles del agua en el vertedor aforador y conocer los gastos de entrada al vaso.

Cámara fotográfica digital: Para obtener la topografía del embalse después de la remoción del sedimento se tomaron fotografías, las cuales fueron procesadas con un software (AutoCAD R14) para determinar el volumen de sólidos removido.

#### 4.1.5. Niveles del embalse a ensayar.

Para determinar la eficiencia de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre se llevaron a cabo dieciocho ensayos, en los cuales se ensayaron dos diferentes condiciones de tiempo, tres diferentes gastos de entrada, tres diferentes niveles de sedimento en el embalse, y un mismo nivel de agua en el embalse (981.90 msnm), como se presenta en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Niveles a ensayar, (P.H. Tuxpango).

Elevación del Agua en el embalse (msnm).	t (min).	Gasto (m <sup>3</sup> /s).	Elevación del sedimento en el embalse para operar el canal desarenador (msnm).		
981.90	7	30.67	981.20	980.70	980.20
981.90	7	19.67	981.20	980.70	980.20
981.90	7	11.50	981.20	980.70	980.20
981.90	14	30.67	981.20	980.70	980.20
981.90	14	19.67	981.20	980.70	980.20
981.90	14	11.50	981.20	980.70	980.20

## 5. Resultados experimentales

---

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la fase experimental así como el análisis estadístico realizado para determinar el gasto sólido removido, el área erosionada dentro del vaso, y el volumen total removido por el método analizado.

### 5.1. Resultados de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites).

En esta etapa se presenta un ensaye representativo de la serie de ensayes realizados, para describir de manera detallada como se llevaron a cabo estos. Se seleccionó el ensaye (A1) para ser descrito en esta sección. Primero se preparó el modelo para iniciar el ensaye, es decir, el nivel de agua fue 215.00 msnm, el nivel del sedimento fue 166.50 msnm, el nivel del agua en el embalse se mantuvo constante durante la remoción y corresponde a un gasto

de entrada de  $199.50 \text{ m}^3/\text{s}$ . El ensayo inició al abrir la compuerta del desagüe de fondo por un tiempo de cinco minutos, una vez transcurrido este tiempo la compuerta fue cerrada.

Como resultado de abrir el desagüe de fondo se observó la formación de un cono de remoción en la vecindad de este. Después de un cierto tiempo de que la compuerta fue abierta, el agua de la descarga de salida fue casi limpia, debido a que una vez formado el cono de remoción hidráulica (ver figuras 5.1 y 5.2), ya no se removi6 sedimento, el tiempo promedio en que sucedió esto fue de dos minutos y cincuenta y siete segundos. El ángulo de reposo del sedimento en el cono de remoción formado fue en promedio de  $27.80^\circ$  para los ensayos realizados. El fenómeno presentado de la remoción durante avenidas para la condición de flujo presurizado confirma las observaciones realizadas por Jihm – Sung y Hsieh en 1996.

Sin embargo se registró que con este método solamente se puede remover sedimento con una carga de éste de 4 veces el diámetro del desagüe de fondo, a partir del nivel al que se encuentra dicho desagüe, ya que rebasando este nivel de sedimento el desagüe de fondo se tapaná y por consiguiente no existirá remoción de sedimentos.

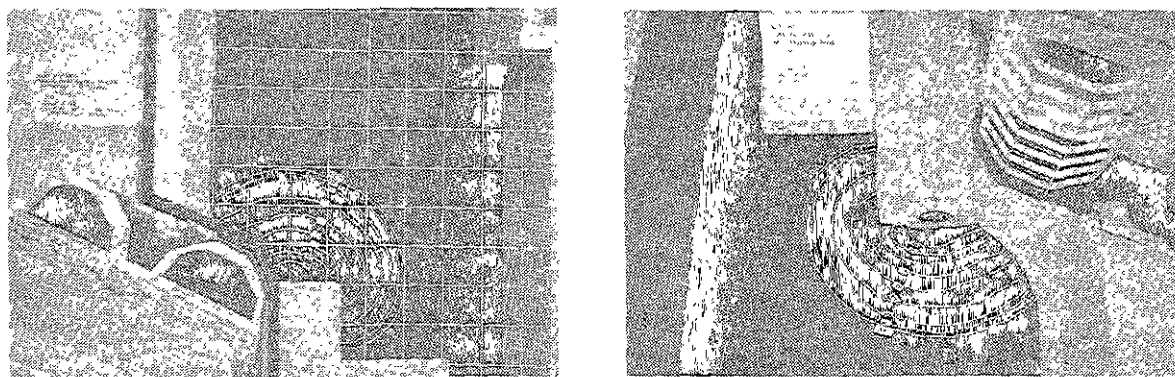


Figura 5.1. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites), Ensayo A1.



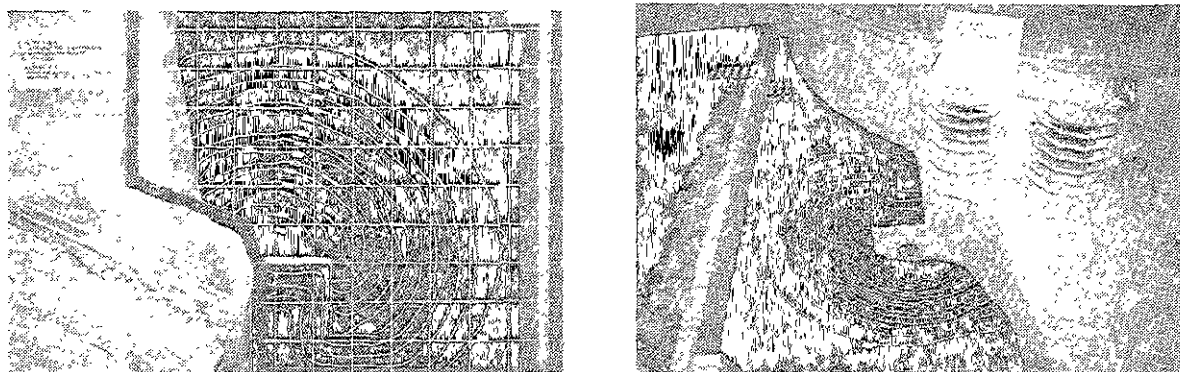


Figura 5.2. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado (P.H. Huites), Ensaye F3.

#### 5.1.2. Análisis de los resultados experimentales.

Una vez realizados los experimentos es necesario llevar a cabo un análisis de los datos obtenidos para poder establecer algún criterio de diseño.

La estadística juega un papel muy importante en el análisis de las mediciones experimentales, por lo que se hará uso de ella para encontrar una formulación con la cual se pueda obtener el gasto sólido de la remoción, el área erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente, a partir de los resultados registrados en el modelo físico, los cuales se obtuvieron de la configuración topográfica que se produce por el arrastre del material (ver figuras 5.1 y 5.2), utilizando como técnica experimental, la fotografía digital y el programa de computo AutoCAD R14.

La remoción de sedimentos por este método depende tanto de la altura del agua en el embalse, ( $H_a$ ); la altura del sedimento en el embalse, ( $H_s$ ); el gasto de agua de entrada, ( $Q_a$ ); el diámetro del desagüe de fondo, ( $D$ ); el gasto de sólidos removido, ( $Q_s$ ); el área

erosionada,  $(A_c)$ ; la profundidad de la remoción,  $(H_r)$ ; la longitud del cauce formado por la erosión,  $(L_c)$ ; y el volumen total de sólidos removido,  $(V_s)$ . De las condiciones de frontera establecidas en el modelo físico, los resultados obtenidos en éste (apéndice A) y usando el teorema  $\pi$ , se proponen los siguientes parámetros adimensionales.

$$Q_a/Q_s, H_a/H_s, H_s/D, A_c/H_s D \text{ y } A_c H_s/V_s.$$

Debido a que los resultados de un experimento "Y" dependen de los factores,  $X_1$  y  $X_2$ , se puede establecer una relación lineal:

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \varepsilon \quad (5.1)$$

Donde  $\varepsilon$  es el error que se puede cometer al valuar "Y" mediante esta relación, en el apéndice B se presenta el método para realizar la regresión lineal.

Utilizando la regresión lineal múltiple se puede establecer una formulación para obtener el gasto sólido de la remoción, utilizando los parámetros adimensionales propuestos anteriormente.

Siendo, para esta los siguientes:

$$Y = \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right) \quad X_1 = \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right) \quad X_2 = \log\left(\frac{H_s}{D}\right)$$

De la representación gráfica de estos parámetros en papel doble logarítmico, (figuras 5.3), se observa que la relación que guardan estos parámetros es de tipo de potencia, por lo que es necesario transformarlos en una regresión lineal, lo cual se realiza como lo indica el apéndice B, con lo que se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{Q_a}{Q_s} = 982.2453 \left[ \frac{H_a}{H_s} \right]^{-0.2219} \left[ \frac{H_s}{D} \right]^{-2.1229} \quad (5.2)$$

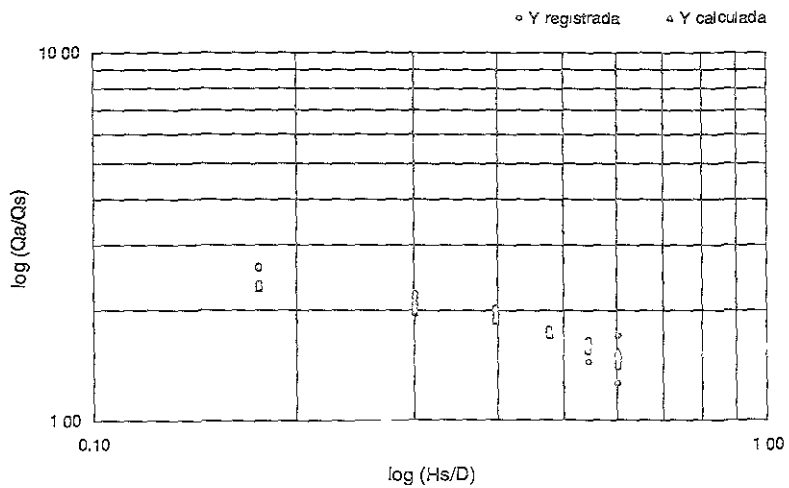
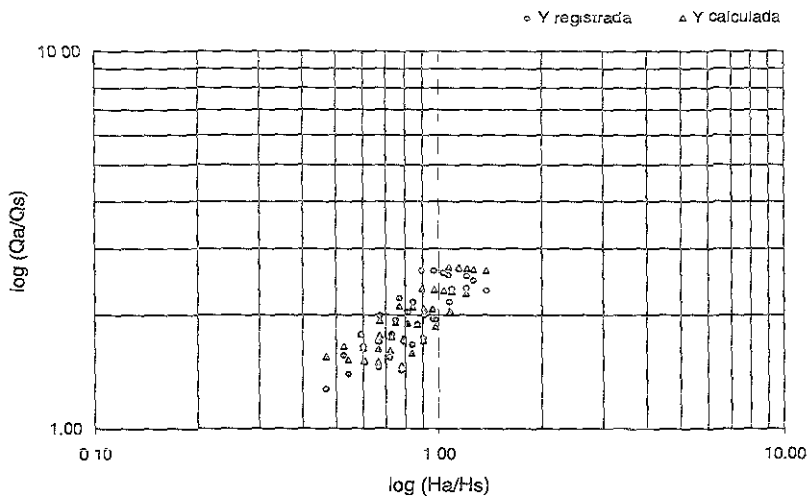


Figura 5.3. Representación gráfica de los parámetros adimensionales.

$$\log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right) - \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right) \quad \text{y} \quad \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right) - \log\left(\frac{H_s}{D}\right)$$

El grado de confiabilidad con la cual se puede aplicar la correlación obtenida, para un cierto valor de confianza, se ha obtenido a través del segundo método presentado en el apéndice C.

Como el tamaño de la muestra es mayor de 30, se acepta que la distribución de errores se comporta como una distribución normal de probabilidad, por lo tanto, (tabla 5.1):

$$\Delta Y = \bar{e} \pm Z\sigma_e \tag{5.3}$$

Tabla 5.1. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{Q_d}{Q_s}\right)$

Nivel de confianza	Z	+ΔY	-ΔY
97.5 %	1.9600	0.2717	- 0.2717
95 %	1.6449	0.2280	- 0.2280
90 %	1.2816	0.1776	- 0.1776
85 %	1.0364	0.1436	- 0.1436
80 %	0.8416	0.1167	- 0.1167

En la figura 5.4 se presentan en forma gráfica los niveles de confianza calculados anteriormente, y con la cual se calcularon los intervalos de confiabilidad, (como se indica en el apéndice C), que se encuentran del orden de 91, 86, 83, 77 y 66% respectivamente para los niveles de confianza propuestos.

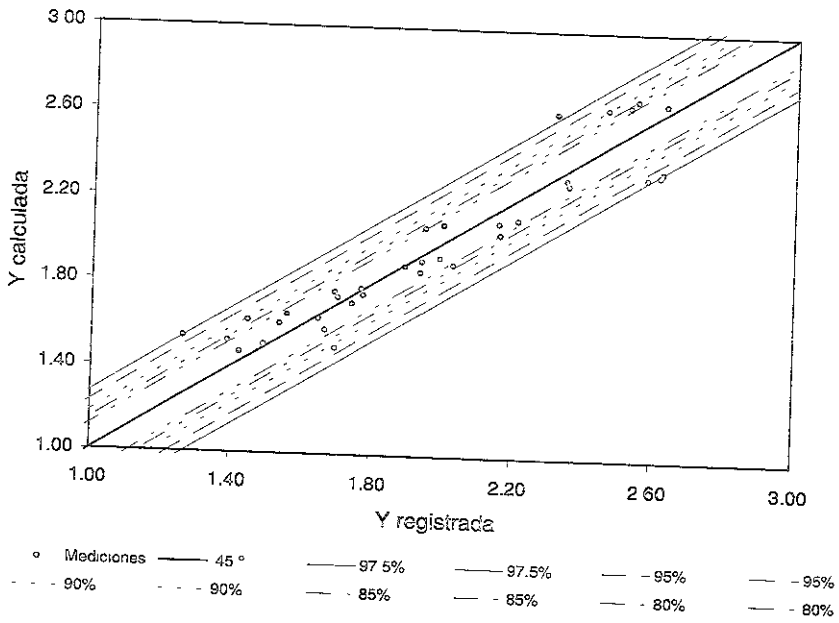


Figura 5.4. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$  registrada y calculada para diferentes intervalos de confianza.

De igual forma que el caso anterior los parámetros adimensionales se ajustaron a una regresión del tipo lineal, para establecer una formulación que permita obtener el área erosionada dentro del vaso, resultando la siguiente expresión, (figura 5.5):

$$\frac{A_c}{H_s D} = 51.36943 \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.27445} \tag{5.4}$$

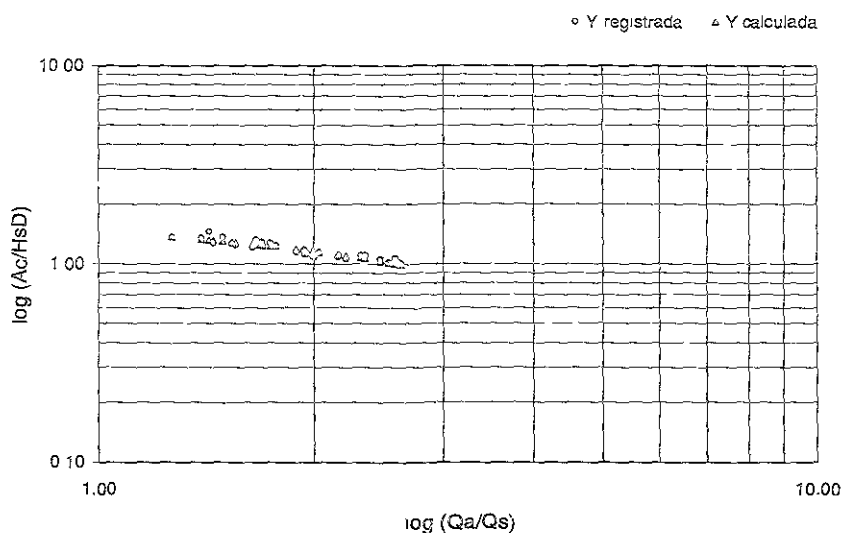


Figura 5.5. Representación gráfica de los parámetros adimensionales.

$$\log\left(\frac{A_c}{H_c D}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$$

Siguiendo el procedimiento empleado anteriormente se obtienen los intervalos de confianza, que se presentan en la tabla 5.2, utilizando la ecuación (5.3).

Tabla 5.2. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_c D}\right)$

Nivel de confianza	Z	$+\Delta Y$	$-\Delta Y$
97.5 %	1.9600	0.0906	-0.0906
95 %	1.6449	0.0760	-0.0760
90 %	1.2816	0.0592	-0.0592
85 %	1.0364	0.0479	-0.0479
80 %	0.8416	0.0389	-0.0389

En la figura 5.6 se presentan en forma gráfica los niveles de confianza calculados anteriormente, y con la cual se calcularon los intervalos de confiabilidad, que se encuentran del orden de 94, 86, 80 y 62%, respectivamente para los niveles de confianza propuestos.

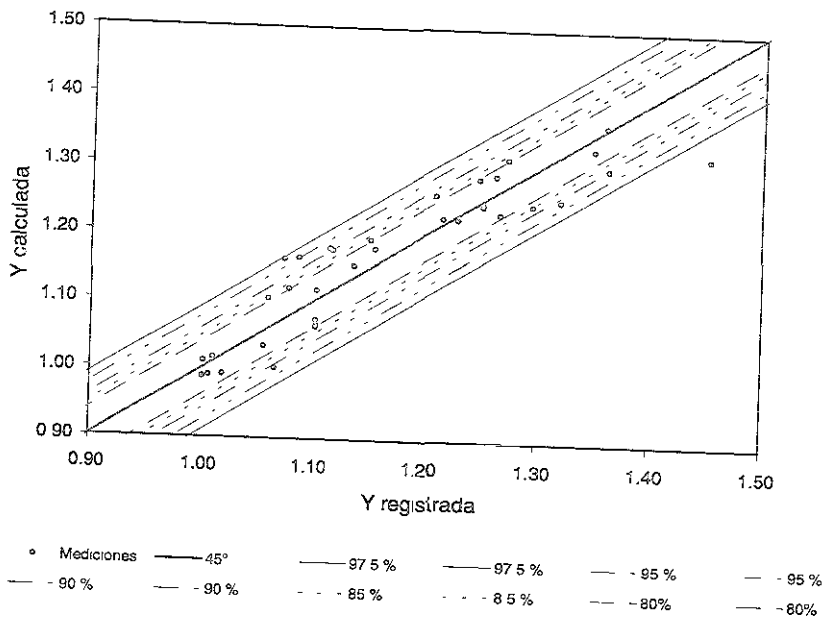


Figura 5.6. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_s D}\right)$  registrada y calculada para diferentes intervalos de confianza.

Es necesario calcular la profundidad que se alcanzaría al operar el desagüe de fondo ( $H_r$ ), para lo cual se realizó lo mismo que en el paso anterior obteniéndose la siguiente expresión, (figura 5.7):

$$\frac{A_c}{H_r D} = 63.93058 \left[ \frac{L_c}{H_s} \right]^{-2.22198} \quad (5.5)$$

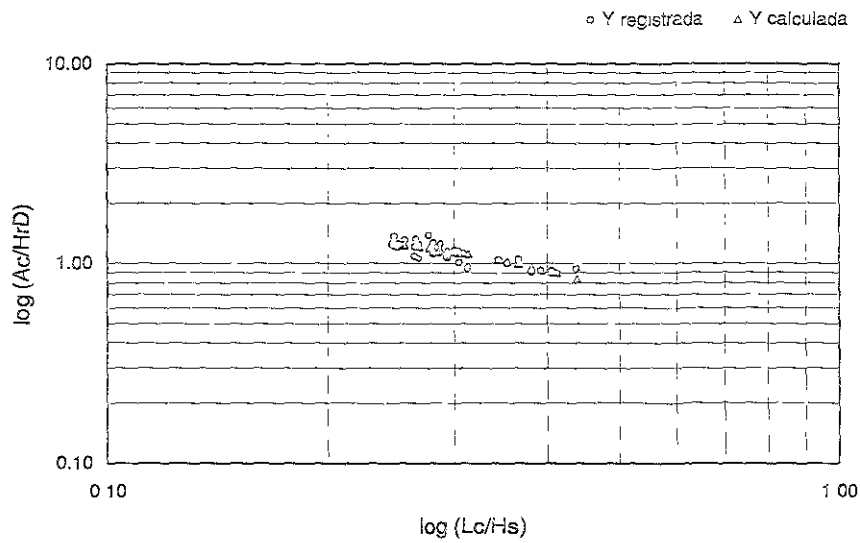


Figura 5.7. Representación gráfica de los parámetros adimensionales.

$$\log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right) - \log\left(\frac{L_c}{H_s}\right)$$

Los intervalos de confianza también se pueden obtener de la ecuación (5.3), los que se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right)$

Nivel de confianza	Z	$+\Delta Y$	$-\Delta Y$
97.5 %	1.9600	0.1753	- 0.1750
95 %	1.6449	0.1471	- 0.1468
90 %	1.2816	0.1147	- 0.1144
85 %	1.0354	0.0928	- 0.0924
80 %	0.8416	0.0754	- 0.0751



En la figura 5.8 se presentan en forma gráfica los intervalos de confianza calculados anteriormente, y con la cual se calcularon los intervalos de confiabilidad, que se encuentran del orden de 94, 85, 80, 74 y 56% respectivamente para los niveles de confianza propuestos.

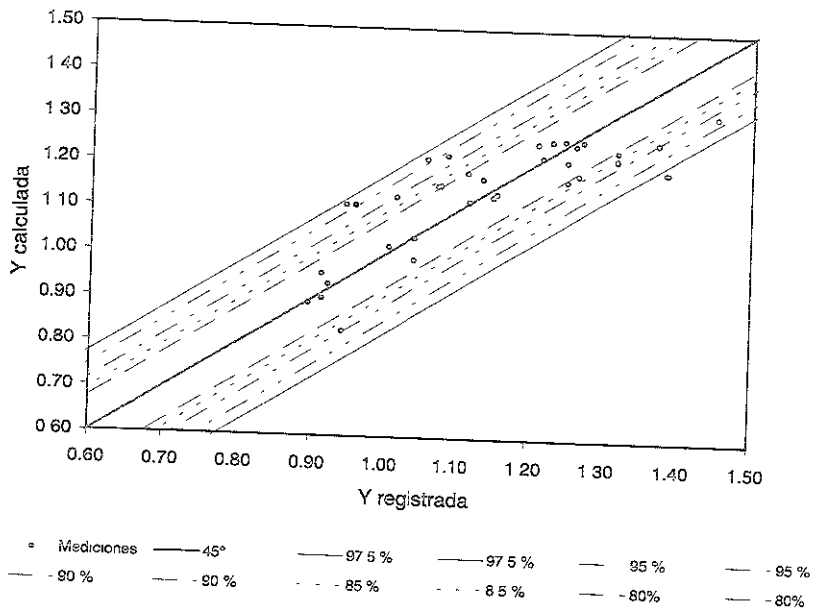


Figura 5.8. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{H_r D}\right)$  registrada y calculada para diferentes intervalos de confianza.

De igual forma se ajustaron los parámetros adimensionales a una regresión del tipo lineal para establecer una formulación y poder obtener el volumen de sólidos removido y posteriormente encontrar el tiempo de operación de la remoción, (figura 5.9):

$$\frac{A_c H_s}{V_s} = 5.12715 \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.16504} \quad (5.6)$$

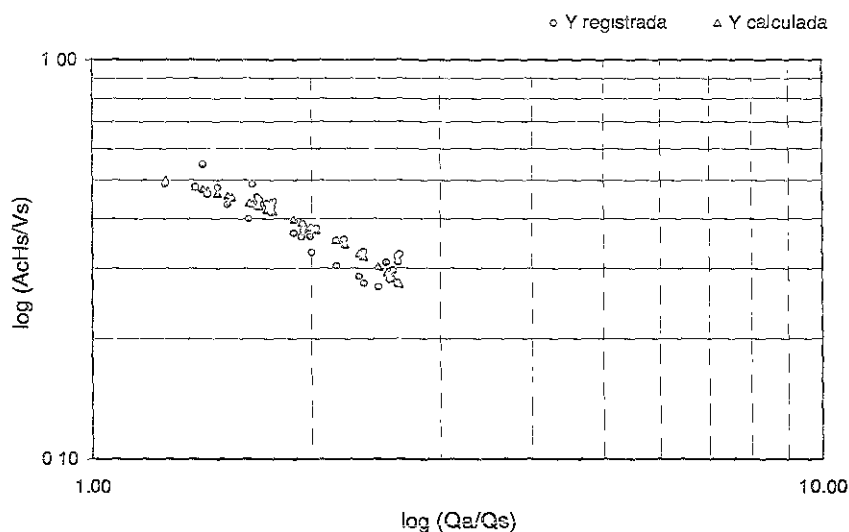


Figura 5.9. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log \left( \frac{A_c H_s}{V_s} \right) - \log \left( \frac{Q_a}{Q_s} \right)$$

Calculando los intervalos de confianza (ec. 5.3), se obtiene lo siguiente, (tabla 5.4):

Tabla 5.4. Intervalos de confianza para  $Y = \log \left( \frac{A_c}{H_s D} \right)$

Nivel de confianza	Z	+ΔY	-ΔY
97.5 %	1.9600	0.0602	-0.0602
95 %	1.6449	0.0505	-0.0505
90 %	1.2816	0.0394	-0.0394
85 %	1.0364	0.0318	-0.0318
80 %	0.8416	0.0258	-0.0258

En la figura 5.10 se presentan en forma gráfica los intervalos de confianza calculados anteriormente, y con la cual se calcularon los porcentajes de confiabilidad, que se encuentran del orden de 97, 94, 80, 71 y 63%, respectivamente para los niveles de confianza propuestos.

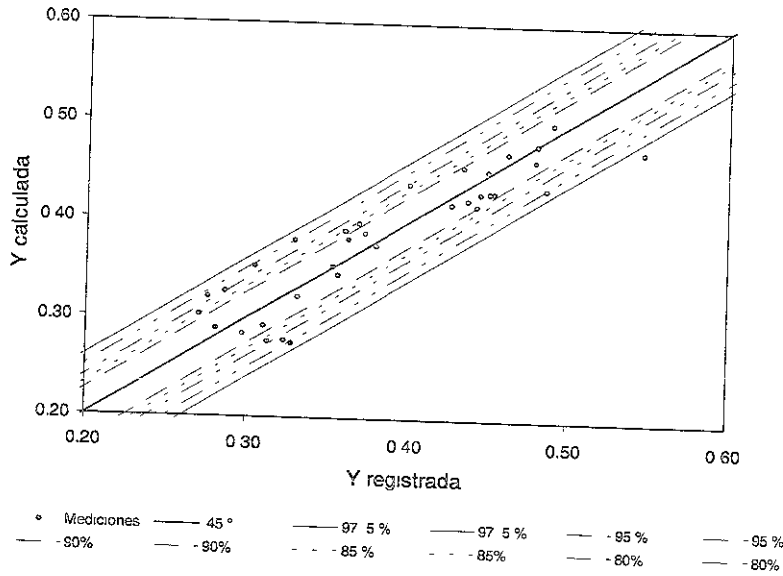


Figura 5.10. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c H_s}{V_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza.

Una vez conociendo el  $Q_s$  y el  $V_s$ , se puede conocer el tiempo de operación, ya que por definición:

$$Q = \frac{V}{t} \tag{5.7}$$

Por lo tanto:

$$t = \frac{V_s}{Q_s} \quad (5.8)$$

Los porcentajes de confiabilidad registrados, para los intervalos de confianza propuestos, garantizan que las ecuaciones obtenidas a través de los ajustes realizados, se pueden utilizar para calcular teóricamente el volumen total de sedimentos removidos, el área de influencia, la profundidad de la remoción y el tiempo en que esto sucederá, si se aplicara el método de remoción hidráulica durante avenidas para esta condición de operación .

En el apéndice D se presenta un ejemplo de la aplicación de la metodología propuesta.

## 5.2. Resultados de la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango).

Para esta condición de operación, al igual que en el caso anterior se eligió un ensaye para ser descrito en esta sección, tal ensaye fue el CD1. Primero se preparó el modelo para realizar el ensaye (gasto de entrada  $30.67 \text{ m}^3/\text{s}$ , nivel del sedimento  $980.20 \text{ msnm}$ , nivel de agua en el embalse  $981.90 \text{ msnm}$ , para esta etapa el nivel del agua en el embalse no se mantuvo constante, sino que se dejó abatir). El ensaye inició al abrir las compuertas del canal desarenador por un tiempo de siete minutos, una vez transcurrido este tiempo las compuertas son cerradas, los resultados obtenidos fueron la formación de un canal de remoción a lo largo del vaso del modelo, con una profundidad mayor en la vecindad del canal desarenador y decreciente hacia el final del vaso, (figuras 5.11 y 5.12). Con esta condición de operación el arrastre de sedimento es continuo, es decir éste se presenta durante todo el tiempo de operación ensayado, cosa que no sucede para la condición de flujo presurizado. El fenómeno presentado de la remoción durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre confirma las observaciones realizadas por Jihn – Sung y Hsieh en 1996.



Figura 5.11. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango), Ensaye CD01.

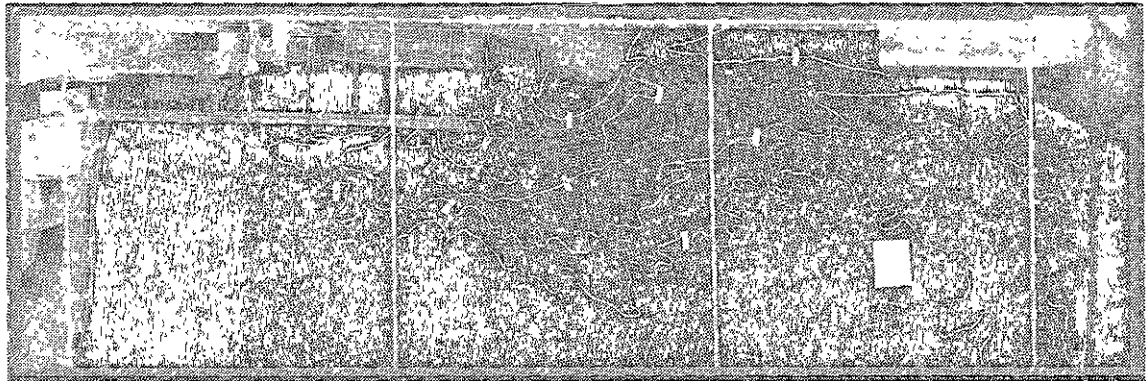


Figura 5.12. Remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre (P.H. Tuxpango), Ensaye CD03.

### 5.2.1. Análisis de los resultados experimentales.

Al igual que para la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo presurizado, una vez realizados los experimentos es necesario llevar a cabo un análisis de los datos obtenidos para llegar a una formulación que pueda dar como resultado

algún criterio con el cual se pueda obtener el gasto sólido de la remoción, el área erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente.

La remoción de sedimentos para la condición de flujo a superficie libre depende tanto de la altura del agua en el embalse, ( $H_a$ ); la altura del sedimento en el embalse, ( $H_s$ ); el gasto de agua de entrada, ( $Q_a$ ); el gasto de sólidos removido, ( $Q_s$ ); el área erosionada, ( $A_c$ ); la longitud del cauce formado por la erosión, ( $L_c$ ); y el volumen total de sólidos removido, ( $V_s$ ). Los resultados obtenidos en la fase experimental se presentan en el apéndice E. Todos los cálculos realizados para establecer la siguiente formulación se hicieron siguiendo la misma metodología que para la condición anterior, por lo que se establecieron los siguientes parámetros adimensionales:

$$\frac{L_c Q_s}{H_s Q_a}, \frac{H_a}{H_s}, \frac{A_c}{L_c H_s}, \frac{A_c L_c}{V_s} \text{ y } \frac{Q_a}{Q_s}.$$

De la representación gráfica en papel doble logarítmico de los grupos de parámetros que intervienen para calcular el gasto sólido de la remoción, el área erosionada dentro del vaso y la cantidad de material transportado por la corriente, se observa que tienen una distribución de potencia, por lo que se ha ajustado a una regresión lineal, (apéndice B), obteniendo finalmente las correlaciones siguientes, (figuras 5.13, 5.14 y 5.15):

$$\frac{H_a}{H_s} = 1.100528 \left[ \frac{L_c Q_s}{H_s Q_a} \right]^{-0.090995} \quad (5.9)$$

$$\frac{A_c}{L_c H_s} = 11.843280 \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.154171} \quad (5.10)$$

$$\frac{A_c \tilde{L}_c}{V_s} = 102.104292 \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.222441} \quad (5.11)$$

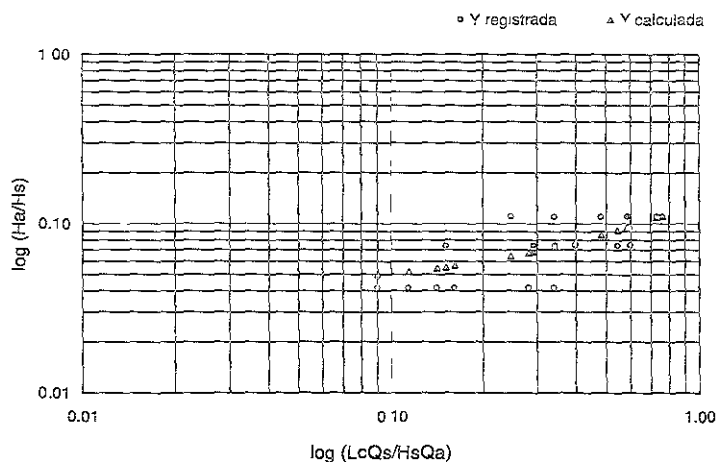


Figura 5.13. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{H_a}{H_s}\right) - \log\left(\frac{L_c Q_s}{H_s Q_a}\right)$$

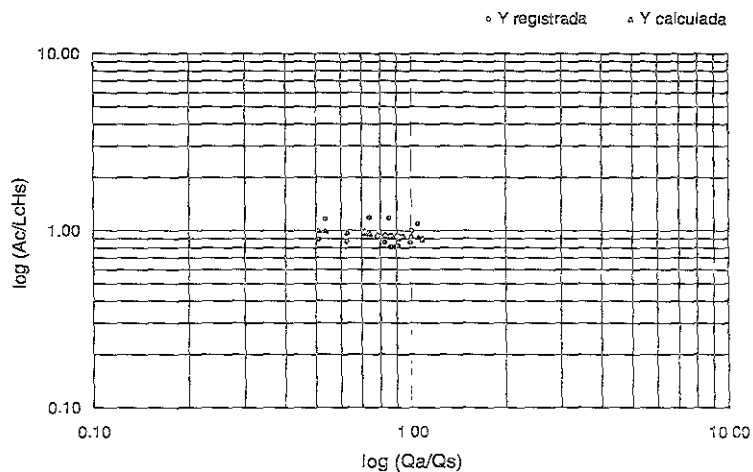


Figura 5.14. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$$

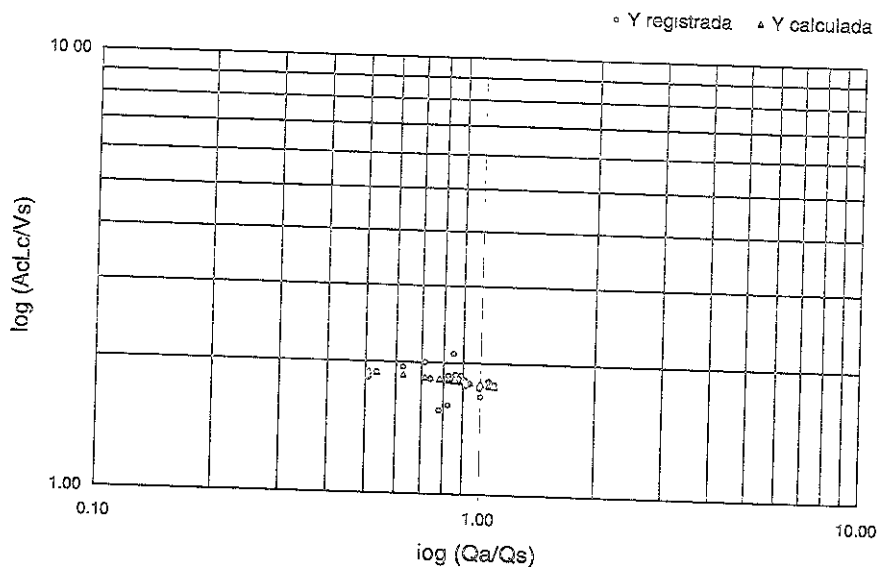


Figura 5.15. Representación gráfica de los parámetros adimensionales

$$\log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right) - \log\left(\frac{Q_a}{Q_s}\right)$$

El grado de confiabilidad de las correlaciones anteriores, para un cierto nivel de confianza, se ha obtenido a través del segundo método presentado en el apéndice C.

Como el tamaño de la muestra es menor de 30, se acepta que la distribución de errores se comporta como una distribución T de Student, (Guido 1992) y considerando  $v = n - 1$ , y ya que  $n = 18$  se tienen 17 grados de libertad, con lo que se obtiene, (Tabla, 5.5, 5.6, 5.7.):

$$\Delta Y = \bar{e} \pm t \sigma_e \tag{5.12}$$



Tabla 5.5. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right)$

Nivel de confianza	t	+ΔY	-ΔY
97.5 %	2.11	0.0443	- 0.0443
95 %	1.74	0.0365	- 0.0365
90 %	1.33	0.0279	- 0.0279
85 %	1.069	0.0224	- 0.0224
80 %	0.863	0.0181	- 0.0181

Tabla 5.6. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right)$

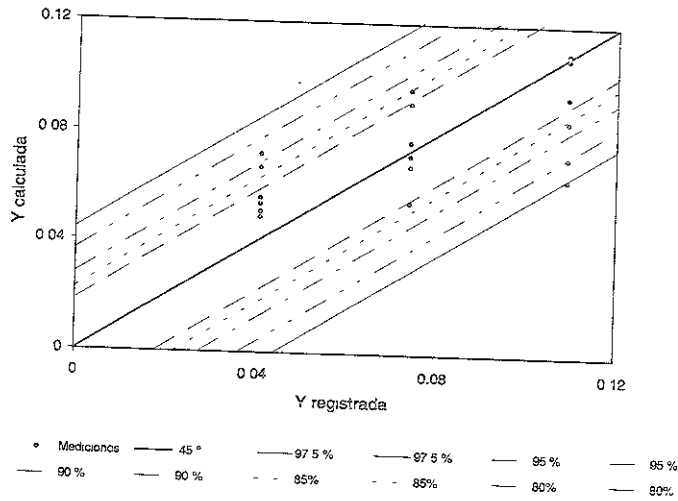
Nivel de confianza	t	+ΔY	-ΔY
97.5 %	2.11	0.2562	- 0.2562
95 %	1.74	0.2113	- 0.2113
90 %	1.33	0.1615	- 0.1615
85 %	1.069	0.1298	- 0.1298
80 %	0.863	0.1048	- 0.1048

Tabla 5.7. Intervalos de confianza para  $Y = \log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right)$

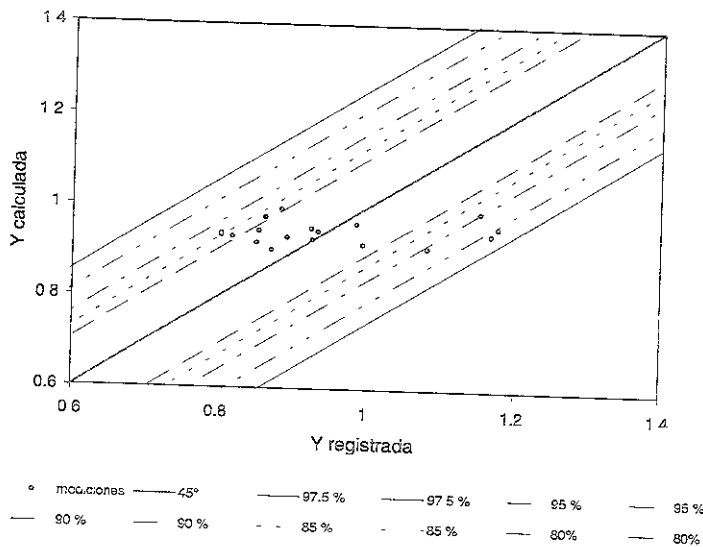
Nivel de confianza	t	+ΔY	-ΔY
97.5 %	2.11	0.2636	- 0.2636
95 %	1.74	0.2174	- 0.2174
90 %	1.33	0.1661	- 0.1661
85 %	1.069	0.1335	- 0.1335
80 %	0.863	0.1078	- 0.1078

En la figura 5.16, 5.17 y 5.18 se presentan en forma gráfica los intervalos de confianza calculados anteriormente, y con la cual se calcularon los porcentajes de confiabilidad para

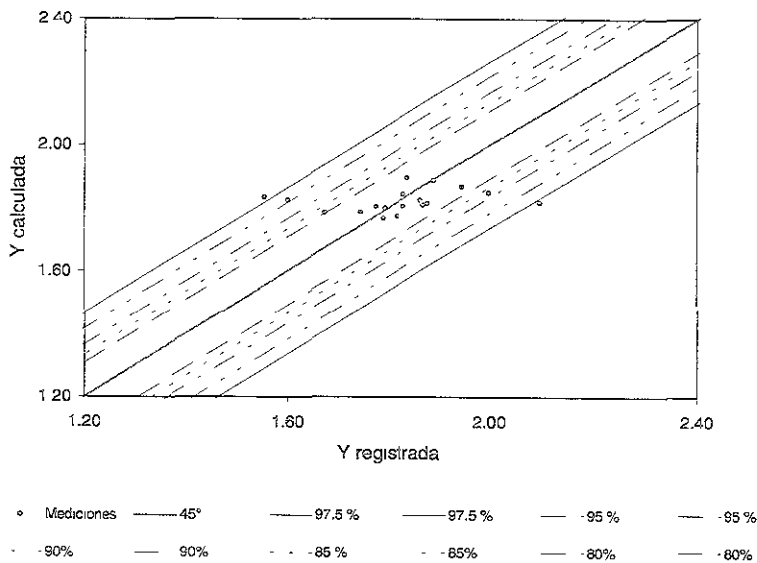
cada una de las regresiones, obteniéndose para las tres, que se encuentran del orden de 94, 89, 83, 72 y 61% respectivamente para los niveles de confianza propuestos.



Figuras 5.16. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{H_a}{H_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza.



Figuras 5.17. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c}{L_c H_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza.



Figuras 5.18. Correlación de  $Y = \log\left(\frac{A_c L_c}{V_s}\right)$  registrada y calculada, para diferentes intervalos de confianza.

Al igual que para la condición de operación anterior, los porcentajes de confiabilidad registrados, para los intervalos de confianza propuestos, garantizan que las ecuaciones obtenidas a través de los ajustes realizados, se pueden utilizar para calcular teóricamente el volumen total de sedimentos removidos, el área de influencia y el tiempo en que esto sucederá, si se aplicara el método de remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre.

En el apéndice F se presenta un ejemplo de la aplicación de la metodología propuesta.

## 6. Conclusiones y recomendaciones

---

En este capítulo se presentan las conclusiones más relevantes del trabajo realizado, así como algunas recomendaciones que se sugieren para futuras investigaciones.

### Conclusiones generales

- La acumulación de sedimento en embalses disminuye el volumen de almacenamiento efectivo y si no se controla, este sedimento desplazará completamente la capacidad de almacenamiento efectiva.
- La sedimentación en embalses no es un proceso irreversible, ni tampoco un proceso incontrolable, ya que se pueden utilizar varios métodos de prevención, remoción de sedimentos y estrategias de reconstrucción de embalses, para el balance de la entrada y

salida del sedimento en los embalses. La previsión del desagüe de fondo es el elemento estructural clave para manejar los sedimentos en los embalses.

- La información encontrada en la literatura revisada indicó que la remoción hidráulica de sedimentos es una técnica eficiente para la remoción de sedimentos depositados, no solamente en pequeños embalses, sino también para embalses a gran escala y tiene la promesa de mejorar los impactos negativos de la sedimentación en los embalses.
- En la planeación y diseño de un embalse, los ingenieros deben anticipar y predecir los problemas de sedimentación que se presentarán, e incorporar dentro de las medidas de diseño, estrategias para regular la acumulación de sedimento dentro del embalse. Si los diseñadores desprecian o sobrestiman los problemas de la sedimentación, podrían fallar al adoptar medidas apropiadas para la puesta en libertad eventual del sedimento, tal como la construcción de desagües de fondo diseñados y localizados para que también permitan que se lleve a cabo la remoción hidráulica de sedimentos.

Sin esas medidas, la capacidad de los embalses continuará disminuyendo hasta perder los beneficios del almacenamiento del agua. La construcción de presas sin desagües de fondo adecuados puede requerir reconstrucciones extensas y costosas, para aplicar la remoción hidráulica de sedimentos. De cualquier modo, esas medidas llegan a ser cada vez más comunes mundialmente, en embalses viejos, con acumulaciones de sedimentos a tal grado que el desempeño del embalse se ve totalmente afectado.

- La remoción hidráulica de sedimentos en muchos países se realiza con gran éxito, sin embargo, no se lleva a cabo en muchos embalses, debido frecuentemente a las restricciones impuestas por los usuarios, los que no permiten que se abata el nivel del agua en el embalse y algunas veces restringen aún un breve vaciado del mismo. Por lo tanto, es muy importante determinar la efectividad de la remoción hidráulica y convencer a los usuarios lo conveniente de realizar la remoción.

## Conclusiones específicas

Del modelo del P. H. Huites se puede concluir que:

- En todos los ensayos realizados, al aplicar la remoción hidráulica durante avenidas para la condición de flujo presurizado, se forma un cono estable demasiado pequeño de remoción.
- Las pruebas realizadas indican que existe una condición crítica del tiempo de operación, ya que al alcanzar este tiempo no se removerá más sedimento.
- Se registró que para esta condición de operación se puede remover sedimento con una carga de 4 veces el diámetro del desagüe de fondo, a partir del nivel del umbral de dicho desagüe, ya que rebasando este nivel de sedimento el desagüe de fondo se tapaná y por consiguiente no existirá remoción alguna.
- De acuerdo con las observaciones en el modelo, aplicando la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo presurizado, se puede decir que el volumen total de sedimento removido es mínimo, comparado con el volumen total de sedimento que se tiene en el embalse, sin embargo, si se requiere remover el sedimento que se encuentra en la vecindad de la obra de toma únicamente, este método será el adecuado y si se tiene el cuidado de no permitir que el nivel del sedimento rebase la elevación máxima de operación, lo cual se lograría operando el desagüe de fondo periódicamente, no se presentara ningún problema.

Por otro lado, del modelo del P. H. Tuxpango se puede concluir que:

- Al aplicar la remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre se formó un canal de remoción a lo largo del vaso del embalse.
- Se encontró que para esta condición de operación el arrastre de sedimento es continuo, es decir, éste se presenta durante todo el tiempo de operación ensayado, y el volumen total de sedimento removido es mayor que en el caso anterior (flujo presurizado). Por lo que esta condición de operación se recomienda cuando es necesario remover el sedimento alejado de la cortina de la presa.
- De acuerdo con los resultados experimentales, para las dos condiciones de operación, se ha formulado una metodología, para calcular el gasto sólido, el área de influencia de la remoción, el volumen de sedimento removido y el tiempo de operación, aplicables en prototipo.
- La utilidad de la metodología propuesta permite establecer la conveniencia de aplicar la remoción hidráulica en embalses con características semejantes a los estudiados, ya que permite conocer teóricamente, el volumen total de sedimentos que serán removidos y el tiempo de operación. Aún que no se dispone de información de campo para comprobar dicha metodología, se estima que por lo general del procedimiento, ésta puede aplicarse a prototipo.

### Recomendaciones

- Se recomienda realizar una investigación del impacto al medio ambiente que ocasionará la remoción hidráulica y poder determinar un plan de manejo del sedimento removido.

Se requiere además, determinar la capacidad del río aguas debajo de la presa, en caso de que el flujo de agua - sedimento sea descargado a éste.

- Se recomienda que se lleve a cabo periódicamente la remoción de sedimentos, para evitar grandes acumulaciones de éste dentro de los embalses, con lo cual se complicaría la extracción del mismo. Ya que por ejemplo al alcanzar la elevación máxima de operación encontrada, para la condición de flujo presurizado sería imposible remover el sedimento.
- Se recomienda realizar una investigación más extensa, es decir, que abarque un número mayor de ensayos, en los que se consideren diferentes condiciones de operación, diferentes tipos de sedimento y grados de compactación del mismo, tanto para la condición de flujo presurizado como para la de superficie libre. Esto sin duda enriquecerá la investigación.
- En caso de un proyecto nuevo, para la condición de operación de flujo presurizado, se recomienda que se estudien diferentes medidas del diámetro del desagüe de fondo, ya que la altura de remoción depende de éste y así poder utilizarlo también para la remoción de sedimentos.

#### Futuras líneas de investigación

- Deben continuarse los esfuerzos encaminados a la investigación, para construir mejores bases que permitan establecer una metodología general, con la que se pueda conocer la eficiencia de la remoción hidráulica.



- Debido al grado de sedimentación que presenta el embalse del P.H. Tuxpango, es necesario estudiar la evolución del desazoive con otra disposición geometría del desarenador, que bien podría ser la escotadura que está proyectada.

Otra opción sería la construcción de un túnel de gran diámetro, con cierta longitud dentro del embalse, y una compuerta que permita que se opere en época de grandes avenidas, con lo que probablemente se tengan resultados satisfactorios, sin embargo, es necesario estudiar si se tendría un funcionamiento adecuado y si, económicamente, es lo más conveniente. Esto tendría que modelarse físicamente para determinar las dimensiones así como el tiempo de apertura del mismo.

- Otro paso es, de ser posible, establecer técnicas de simulación numérica generalizadas para analizar el problema del manejo de sedimentos en embalses y probar estas técnicas con datos de campo o laboratorio.

## Bibliografía

---

1. Atkinson, Ed. (1998), "Looking a little flushed", *International Water Power & Dam Construction*, Febrero, pp. 30-33.
2. Campos, Aranda Daniel Fco. (1980), "Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F. pp. 187.
3. Caiahorra, Fuentes Óscar y Ponce, Hinojosa José. (1996), "Modernización de la C. H. Tuxpango, Veracruz", Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I, No. de Ponencia 25.
4. Eftekharzadeh, Shahriar and Laursen Emmett M. (1990), "A new method for removing sediment from reservoirs", *Hydro Review*, Vol. 9, No. 1, pp. 80-84.

5. Fan, Jiahua and Morris, Gregory L. (1992), "Reservoir sedimentation. I: Delta and density current deposits", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, No. 3, pp. 354 - 369.
6. Fan, Jiahua and Morris Gregory L. (1992), "Reservoir sedimentation. II: reservoir desiltation and long - term", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, No. 3, pp. 370 - 385.
7. Fernández, Espinosa A. (1998), " Experiencias en el vaciado de una presa", XVIII Congreso Latino Americano de Hidráulica, Oaxaca, México.
8. González, Ortiz Luis y Campos, Aranda Daniel Fco. (1996), "Estudio de la sedimentación ocurrida en 35 embalses pequeños de la zonas centro y norte de la República Mexicana. (Estimación de la aportación de sedimentos de la cuenca)", XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I, No. de Ponencia 42.
9. Guido, Aguilar S. (1992), "Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento formulación teórica", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F.
10. Harrison, Larry L., Lee Wing, and Tu Scott. (1997), " Developing an effective plan for managing sediment at hydro projects", *Hydro Review*, May, pp. 56 - 63.
11. Hassanzadeh, Youssef. (1995), "The removal of reservoir sediment", *Official Journal of the Water International*, Vol. 20, pp. 151-154.
12. Hotchkiss, Rollin H. (1995), "Reservoir Sedimentation: Causes and Consequences", *International Water Resources Engineering Conference*, 1, San Antonio, TX, Proceedings, New York, NY: American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 1189-1192.

13. Hotchkiss, Rollin H. and Huang Xi. (1994), "Reservoir sediment removal: Hydrosuction dredging", Congress of Hydraulic Engineering 94, Vol. 2, pp. 1020-1024.
14. Hotchkiss, Rollin H. and Huang Xi. (1995), "Hydrosuction sediment-removal systems (HSRS); Principles and field test", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No. 6, pp. 479 - 489.
15. Jihn - Sung, Lai and Hsieh, Shen W. (1996), "Flushing sediment through reservoirs", Journal of Hydraulic Research, Vol. 34, No. 2, pp. 237 - 255.
16. Krundieck, A. and Chamot, P. (1979), "Sediment flushing at the Santo Domingo Reservoir", Water Power & Dam Construction, Vol. 31, No. 12, pp. 25 - 30.
17. Marengo, Mogollón H. (1995), "La ingeniería de presas y la hidrogenación en las próximas décadas" Revista de Ingeniería Civil, México. Vol. 312, pp.19-25.
18. Marengo, Mogollón H. (1998), "Consideraciones de riesgo de falla en presas mexicanas", Revista de Ingeniería Civil, México. Vol. 356, pp. 22-39.
19. Montgomery, Douglas C. y Runger, George C. (1996), "Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería", Editorial Mc Graw Hill.
20. Moric, P. Electrowatt Engineering Ltd, Switzerland. (1996), "Optimizing desanding facilities for hydro plants", Hydropower & Dams, Vol. 6, pp. 31 - 35.
21. Paul, C. T. and Dhillon, G. S. (1988), "Sluice dimensioning for desilting reservoirs", International Water Power & Dam Construction, Vol. 40, No. 5, pp. 40 - 44.
22. Rehbinder, G. (1994), "Sediment removal with a siphon at critical flux", Journal of Hydraulic Research, Vol. 32, No. 6, pp. 845 - 860.

23. Romero, Chávez Enrique Irán. (1996), "Problemática y soluciones para el aprovechamiento de la central hidroeléctrica Manuel M. Diéguez - Santa Rosa", Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I, No. de Ponencia 28.
24. Roovers, M. (1989), "The removal, treatment and use of sediment from reservoirs", International Water Power & Dam Construction, Vol. 41, No. 3, pp. 45-48.
25. Singh, Krishan P. and Durgunoglu, Ali. (1991), "Remedies for sediment buildup", Hydro Review, Vol. 10, No. 7, pp. 90-97.
26. Solis, Alejandro y Camargo, H. Jaime. (1994), "P. H. Huites, funcionamiento hidráulico de la obra de toma de generación", Comisión Federal de Electricidad, Laboratorio de Hidráulica.
27. Vorob'ev, A.S. (1982), "Flushing of reservoirs as a means of increasing the operating efficiency of hydroelectric stations", Hydrotechnical construction, pp. 517 - 521.
28. Wen, Sen Hsieh, Sung, Lai Jihn and Zhao Dihua. (1993), "Hydraulic desiltation for noncohesive sediment", Congress of Hydraulic Engineering '93, Edited by When Shen, S.T. Su and Feng Wen, Vol. 1, pp. 119-124.

## Apéndice A

### Mediciones obtenidas para la condición de flujo presurizado

---

Se presentan los datos y mediciones obtenidas en la experimentación del método de remoción de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo presurizado, (P.H. Huites).

Tabla A.1. Datos y mediciones obtenidas, (P. H. Huites).

No	Ensaye	H <sub>a</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	Q <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> /s)	t (seg)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )	Q <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> /s)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>c</sub> (m)	H <sub>r</sub> (m)	θ (°)
1	A1	1.122	0.095	0.013	2.0	0.0045	0.000038	0.091	0.243	0.116	25.64
2	A2	1.333	0.095	0.015	2.0	0.0041	0.000034	0.091	0.229	0.116	26.91
3	A3	1.545	0.095	0.016	1.5	0.0043	0.000048	0.093	0.235	0.116	26.34
4	A4	1.757	0.095	0.017	1.5	0.0053	0.000059	0.103	0.246	0.138	29.26
5	A5	2.286	0.095	0.020	1.0	0.0057	0.000094	0.115	0.261	0.138	27.76
6	B1	1.122	0.143	0.013	5.0	0.0096	0.000032	0.138	0.294	0.164	29.17
7	B2	1.333	0.143	0.015	4.5	0.0097	0.000036	0.142	0.294	0.164	29.14
8	B3	1.545	0.143	0.016	4.5	0.0114	0.000042	0.158	0.323	0.164	26.92
9	B4	1.757	0.143	0.017	2.5	0.0115	0.000077	0.173	0.316	0.164	27.42
10	B5	2.286	0.143	0.020	2.5	0.0130	0.000087	0.172	0.332	0.164	26.27
11	C1	1.122	0.190	0.014	3.5	0.0175	0.000083	0.208	0.352	0.190	28.44
12	C2	1.333	0.190	0.015	3.0	0.0184	0.000102	0.217	0.373	0.190	27.02
13	C3	1.545	0.190	0.016	2.0	0.0192	0.000160	0.215	0.374	0.190	26.97
14	C4	1.757	0.190	0.017	1.7	0.0192	0.000193	0.238	0.387	0.190	26.19
15	C5	2.286	0.190	0.020	2.7	0.0217	0.000136	0.230	0.384	0.233	31.21
16	D1	1.122	0.238	0.013	3.5	0.0287	0.000137	0.277	0.436	0.238	28.64
17	D2	1.333	0.238	0.015	3.0	0.0307	0.000171	0.296	0.453	0.238	27.72
18	D3	1.545	0.238	0.016	3.5	0.0309	0.000147	0.311	0.459	0.238	27.41
19	D4	1.757	0.238	0.017	2.5	0.0328	0.000218	0.322	0.478	0.238	26.46
20	D5	2.286	0.238	0.020	2.5	0.0338	0.000225	0.325	0.475	0.238	26.62
21	E1	1.122	0.286	0.013	3.5	0.0480	0.000229	0.449	0.523	0.286	28.63
22	E2	1.333	0.286	0.015	2.8	0.0489	0.000296	0.486	0.528	0.286	28.42
23	E3	1.545	0.286	0.016	3.0	0.0477	0.000265	0.462	0.504	0.286	29.53
24	E4	1.757	0.286	0.017	2.5	0.0499	0.000333	0.486	0.552	0.286	27.36
25	E5	2.286	0.286	0.019	2.5	0.0526	0.000351	0.503	0.544	0.286	27.73
26	F1	1.122	0.333	0.013	3.0	0.0666	0.000370	0.562	0.587	0.333	29.56
27	F2	1.333	0.333	0.015	3.5	0.0684	0.000326	0.515	0.592	0.333	29.40
28	F3	1.545	0.333	0.013	2.5	0.0686	0.000457	0.595	0.587	0.333	29.57
29	F4	1.757	0.333	0.016	2.6	0.0715	0.000467	0.582	0.593	0.333	29.35
30	F5	2.286	0.333	0.019	3.0	0.0721	0.000401	0.663	0.613	0.333	28.55
31	G1	1.122	0.381	0.013	2.5	0.1026	0.000684	0.832	0.719	0.360	26.60
32	G2	1.333	0.381	0.014	3.0	0.1023	0.000568	0.811	0.673	0.360	28.14
33	G3	1.545	0.381	0.015	3.7	0.1057	0.000481	0.836	0.719	0.360	26.59
34	G4	1.757	0.381	0.016	5.0	0.0968	0.000323	0.716	0.686	0.360	27.68
35	G5	2.286	0.381	0.018	2.7	0.1114	0.000680	1.029	0.719	0.360	24.14

## Apéndice B

### Regresión lineal

---

En muchos problemas existe una relación inherente entre una o más variables, y resulta necesario explorar la naturaleza de esta relación. El análisis de regresión es una técnica estadística para la investigación de la relación entre dos o más variables, (Douglas C. 1996).

#### Regresión lineal simple

El caso de la regresión lineal simple considera sólo un regresor o predictor  $X$ , y una variable o respuesta  $Y$ . Supóngase que la verdadera relación entre  $Y$ ,  $X$  es una línea recta, y que la observación de  $Y$  en cada nivel de  $X$  es una variable aleatoria. Por lo que el valor esperado de  $Y$  para cada valor de  $X$  es:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X + \varepsilon \tag{B.1}$$



donde la ordenada al origen  $\beta_0$  y la pendiente  $\beta_1$ , son los coeficientes desconocidos de la regresión y  $\varepsilon$  es el error que se pueda cometer al evaluar  $Y$ , mediante esa relación.

Supóngase que se tienen  $n$  pares de observaciones  $(X_1, Y_1), (X_2, Y_2), \dots, (X_n, Y_n)$ , las estimaciones de  $\beta_0, \beta_1$  deben dar como resultado una línea recta que (en algún sentido) se ajuste mejor a los datos. El científico alemán Karl Gauss propuso estimar estos parámetros de modo que se minimice la suma de los cuadrados de las desviaciones de las observaciones con respecto a la recta.

Este criterio para estimar los coeficientes de regresión se conoce como método de mínimos cuadrados. Al utilizar la ecuación (B.1), es posible expresar las  $n$  observaciones de la muestra como:

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_i + \varepsilon_i \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{B.2})$$

y la suma de los cuadrados de las desviaciones es:

$$L = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - \beta_0 - \beta_1 X_i)^2 \quad (\text{B.3})$$

Los estimadores de mínimos cuadrados  $\beta_0, \beta_1$  deben satisfacer las ecuaciones siguientes:

$$\frac{\delta L}{\delta \beta_0} \Big|_{\beta_0, \beta_1} = -2 \sum_{i=1}^n (Y_i - \beta_0 - \beta_1 X_i) = 0 \quad (\text{B.4})$$

$$\frac{\delta L}{\delta \beta_1} \Big|_{\beta_0, \beta_1} = -2 \sum_{i=1}^n (Y_i - \beta_0 - \beta_1 X_i) X_i = 0 \quad (\text{B.5})$$

Después de simplificar las expresiones anteriores se obtiene un sistema de ecuaciones.

$$\sum_{i=1}^n Y_i = n\beta_0 + \beta_1 \sum_{i=1}^n X_i \quad (\text{B.6})$$

$$\sum_{i=1}^n Y_i X_i = \beta_0 \sum_{i=1}^n X_i + \beta_1 \sum_{i=1}^n X_i^2 \quad (\text{B.7})$$

Las ecuaciones (B.6) y (B.7) reciben el nombre de ecuaciones de mínimos cuadrados, y la solución de estas, dan como resultado los estimadores de mínimos cuadrados.

### Regresión lineal múltiple

Muchas situaciones del análisis de regresión involucran situaciones donde se tiene más de una variable de regresión. Un modelo de regresión que contiene más de un regresor recibe el nombre de modelo de regresión múltiple.

Un modelo de regresión múltiple puede escribirse de la forma siguiente:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n + \varepsilon \quad (\text{B.8})$$

El modelo de regresión de la ecuación B.8 describe un plano en el espacio tridimensional formado por  $Y$ ,  $X_1$ ,  $X_2$ , ...,  $X_n$ . Al igual que para el caso de la regresión lineal simple los coeficientes de regresión  $\beta_0$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ , ...,  $\beta_n$ , se estimaran con el método de mínimos cuadrados por lo que si se tienen  $n > k$  observaciones, y sea  $X_{ij}$  la  $i$ -ésima observación o nivel de la variable  $X_j$ , la función de mínimos cuadrados será:

$$L = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{j=1}^n (Y_i - \beta_0 - \beta_j X_{ij})^2 \quad (\text{B.9})$$

El siguiente paso es minimizar  $L$  con respecto a  $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_k$ . Las estimaciones de mínimos cuadrados deben satisfacer:

$$\left. \frac{\delta L}{\delta \beta_0} \right|_{\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_k} = -2 \sum_{i=1}^n \left( Y_i - \beta_0 - \sum_{j=1}^k \beta_j X_{ij} \right) = 0 \quad (\text{B.10})$$

$$\left. \frac{\delta L}{\delta \beta_j} \right|_{\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_k} = -2 \sum_{i=1}^n \left( Y_i - \beta_0 - \sum_{j=1}^k \beta_j X_{ij} \right) X_{ij} = 0 \quad (\text{B.11})$$

Después de simplificar las expresiones anteriores se obtienen las ecuaciones normales de mínimos cuadrados.

$$\sum_{i=1}^n Y_i = n\beta_0 + \beta_1 \sum_{i=1}^n X_{i1} + \beta_2 \sum_{i=1}^n X_{i2} + \dots + \beta_k \sum_{i=1}^n X_{ik} \quad (\text{B.12})$$

$$\sum_{i=1}^n Y_i X_{i1} = \beta_0 \sum_{i=1}^n X_{i1} + \beta_1 \sum_{i=1}^n X_{i1}^2 + \beta_2 \sum_{i=1}^n X_{i1} X_{i2} + \dots + \beta_k \sum_{i=1}^n X_{i1} X_{ik} \quad (\text{B.13})$$

$$\begin{array}{ccccccc} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{array}$$

$$\sum_{i=1}^n Y_i X_{ik} = \beta_0 \sum_{i=1}^n X_{ik} + \beta_1 \sum_{i=1}^n X_{ik} X_{i1} + \beta_2 \sum_{i=1}^n X_{ik} X_{i2} + \dots + \beta_k \sum_{i=1}^n X_{ik}^2 \quad (\text{B.14})$$

Nótese que existe  $p = k + 1$  ecuaciones normales, una para coeficiente de regresión. La solución de las ecuaciones normales son los estimadores de mínimos cuadrados de los coeficientes de regresión. La solución de las ecuaciones normales puede obtenerse con cualquier método apropiado para la solución de sistemas de ecuaciones lineales.

### Transformación que lleva a una línea recta

En ocasiones se encuentra que el modelo de regresión de línea recta es inapropiado por que la función de regresión verdadera no es lineal. A veces, la no linealidad se determina visualmente a partir del diagrama de dispersión; en otras ocasiones, dada la experiencia o la teoría subyacente, se sabe con anticipación que el modelo es no lineal, estos modelos son denominados intrínsecamente lineales, puesto que pueden transformarse a una línea recta utilizando algún artificio matemático.

Como ejemplo de un modelo no lineal que es intrínsecamente lineal, considérese la función de potencias:

$$Y = \beta_0 X_1^{\beta_1} X_2^{\beta_2} \dots X_n^{\beta_n} \quad (\text{B.15})$$

Puede ajustarse a una línea recta mediante una transformación logarítmica:

$$\log(Y) = \log(\beta_0) + \beta_1 \log(X_1) + \beta_2 \log(X_2) + \dots + \beta_n \log(X_n) \quad (\text{B.16})$$

Haciendo los cambios de variables se obtiene:

$$Y' = \log(Y) \quad \beta_0' = \log \beta_0 \quad X_1' = \log(X_1) \quad X_n' = \log(X_n)$$

Con base a lo anterior la ec. (B.15) se puede escribir de la forma siguiente

$$Y' = \beta_0' + \beta_1 X_1' + \beta_2 X_2' + \dots + \beta_n X_n' \quad (\text{B.17})$$

## Apéndice C

### Confiabilidad de los resultados obtenidos por la regresión

---

Para valuar el grado de confiabilidad con el cual se puede aplicar la correlación obtenida, existen dos métodos (Guigo, 1992).

El primero es un método gráfico el cual está basado en calcular el error típico de la estima o desviación estándar de los resultados obtenidos al aplicar la correlación para esto es necesario dibujar las  $Y_{calculada}$ , (que es el valor obtenido de  $Y$  al aplicar la correlación) contra la  $Y_{medida}$ , (que es el resultado real obtenido en el experimento), colocando en el eje de las abscisas el valor de  $Y_{calculada}$  y en el de las ordenadas el de  $Y_{medida}$ . Posteriormente se traza una recta a  $45^\circ$  la cual representa los valores que deberían tomar los resultados si al valuar  $Y_{calculada}$  fueron iguales a los obtenidos al realizar el experimento ( $Y_{calculada} = Y_{medida}$ ). La distancia vertical que existe entre los puntos y la recta es el error cometido ( $e$ ) al valuar el experimento por medio de la correlación. De esta forma se puede valuar el error por medio de la ecuación siguiente:

$$e = Y_{\text{medida}} - Y_{\text{calculada}} \quad (\text{C.1})$$

Esta gráfica representa la dispersión de los resultados al valuar la correlación. Si se calcula la desviación estándar de los resultados por medio de la ecuación siguiente.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n e^2}{n}} \quad (\text{C.2})$$

donde,  $\bar{e}$  = la media de los errores.

Se podría decir que la desviación estándar representaría el error típico cometido al estimar  $Y$ , por lo que se podría trazar dos rectas paralelas a la de  $45^\circ$  a una distancia  $\sigma$ , medida verticalmente, por encima y por debajo de la misma. Estas rectas delimitarían una zona que representa que para cualquier punto que caiga dentro de la misma se estaría cometiendo un error menor al típico. Con esto se trata de lograr que al valuar  $Y_{\text{calculada}}$  pueda llegar a caer dentro del error típico o aceptable, o lo que es lo mismo, el grado de confiabilidad al valuar  $Y$  estaría dando por:

$$\% \text{ Confianza} = \frac{\# \text{ de resultados que caen dentro de la zona}}{\# \text{ total de resultados}} * 100 \quad (\text{C.3})$$

El segundo método consistente en valuar la confiabilidad por medio de intervalos de confianza. Este método tiene dos variantes, la primera es suponer que la distribución de los errores se comporta como una distribución normal de probabilidad, siempre y cuando el tamaño de la muestra sea mayor de 30, por lo que el intervalo de confianza estaría dado por:

$$\Delta Y = \bar{e} \pm Z\sigma_e \quad (\text{C.4})$$

donde,  $(\bar{e})$  = el error medio cometido y  $\sigma_e$  = la desviación estándar de los errores, estas se puede valuar mediante las ecuaciones siguientes:

$$\bar{e} = \frac{\sum_{i=1}^n e}{n} \quad (C.5)$$

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{e} - e_i)^2}{n-1}} \quad (C.6)$$

La segunda es similar a la primera pero en vez de suponer que la distribución de los errores siguen una distribución normal, éstos se comportarían como una distribución T de Student, esto se usa cuando n es menor de 30, valuando el intervalo de confianza como sigue:

$$\Delta Y = \bar{e} \pm t \sigma_e \quad (C.7)$$

En donde los valores de Z y t dependen del nivel de confianza que se necesite según el criterio del estimador, y se pueden obtener de tablas de distribución normal, y de distribución T de Student, respectivamente; para esta última también se necesitará definir los grados de libertad que es igual a  $v = n - 1$ .

En ambos criterios el valor real de Y ( $Y_{\text{real}}$ ) estaría dentro del intervalo siguiente:

$$Y_{\text{calculada}} + \Delta Y < Y_{\text{real}} < Y_{\text{calculada}} - \Delta Y \quad (C.8)$$

De esta forma se obtendría un rango de valores según el nivel de confianza requerido por el estimador, dentro del cual se encontraría el resultado real del experimento.

## Apéndice D

### Aplicación de la metodología propuesta al P.H. Huites

---

---

De acuerdo con la formulación obtenida en el capítulo 5, el volumen total de sólidos removidos por el desagüe de fondo al realizar la remoción de sedimentos para la condición de flujo presurizado y el tiempo de operación, se obtiene de la siguiente manera:

1. Calcular  $Q_s$  de la ecuación (5.2)
2. Calcular  $A_c$  de la ecuación (5.4)
3. Calcular  $H_r$  de la ecuación la (5.5)
4. Calcular  $V_s$  de la ecuación (5.6)
5. Calcular el tiempo  $t$  de operación del desagüe de fondo de la ecuación (5.8)

Esta secuencia de aplicación se presenta a través del siguiente ejemplo, para el cual se supondrá la distancia entre el desagüe y la obra de toma y la elevación del umbral de esta



ya que con este método solamente se puede remover sedimento a una elevación de cuatro veces el diámetro del desagüe de fondo a partir de la elevación de dicho desagüe, (180.00 m.s.n.m).

Suponiendo que el aporte de sedimento a colmado el embalse del P.H. Huites disminuyendo con esto la capacidad de generación de la planta hidroeléctrica existente, por tal motivo es necesario realizar la remoción de sedimentos a través del desagüe de fondo.

Obtener el volumen total de sólidos removidos del embalse de el P.H. Huites al operar el desagüe de fondo que se encuentra a una elevación de 162.00 m.s.n.m y tiene un diámetro de 4.5 m , además del tiempo en que ocurriría esto, si se considera la siguiente información:

Información de campo:

- E scorrimiento del río ,  $Q_a = 276.234 \text{ m}^3 / \text{s}$  .
- Elevación del agua, NAMO  $H_a = 270.00 \text{ m.s.n.m}$  .
- Elevación del sedimento,  $H_s = 180.00 \text{ m.s.n.m}$  .
- Elevación del umbral de la obra de toma, 170.00 m.s.n.m .
- Distancia existente entre el desagüe de fondo y la obra de toma  $\Delta L = 15 \text{ m}$  .

Con los datos anteriores primeramente se deberá calcular el  $Q_s$ , el cual se obtiene despejándolo de la ecuación (5.2).

Primeramente es necesario conocer  $H_a$  y  $H_s$ , las cuales se obtienen:

$$H_a = \text{Elevación del umbral del desagüe de fondo} - \text{Elevación del NAMO.} \quad (\text{D.1})$$

$$H_a = 108 \text{ m}$$

$H_s$  = Elevación del umbral del desagüe de fondo – Elevación del sedimento. (D.2)

$$H_s = 18 \text{ m}$$

$$Q_s = \left( \frac{Q_a}{982.24539} \right) \left[ \frac{H_a}{H_s} \right]^{0.22119} \left[ \frac{H_s}{D} \right]^{2.12229} \quad (\text{D.3})$$

$$Q_s = 7.923596 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Una vez conocido el  $Q_s$ , puede conocerse el área de influencia  $A_c$ , despejándola de la ecuación (5.4).

$$A_c = 51.36943(H_s D) \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.27445} \quad (\text{D.4})$$

$$A_c = 1569.966856 \text{ m}^2$$

Como tercer paso se calcula la profundidad que se obtendrá con la remoción, despejando la de la ecuación (5.5).

Es necesario conocer el desnivel entre el umbral de la toma y el umbral del desagüe de fondo, lo cual corresponde a:

$$\Delta z = \text{Elevación del umbral de la toma} - \text{Elevación del umbral del desagüe} \quad (\text{D.5})$$

$$\Delta z = 8 \text{ m}$$

Con lo que se puede calcular la pendiente del cauce como, el desnivel antes encontrado dividido entre la longitud existente entre la obra de tomo y el desagüe:

$$S = \frac{\Delta z}{\Delta L} = \quad (D.6)$$

$$S = 0.533333$$

$$L_c = \frac{H_s}{S} = \quad (D.7)$$

$$L_c = 33.75 \text{ m}$$

Con lo que finalmente se calculara  $H_r$

$$H_r = \frac{Ac}{63.93058D} \left[ \frac{L_c}{H_s} \right]^{2.22198} \quad (D.8)$$

$$H_r = 22.058335 \text{ m}$$

Esta profundidad de remoción corresponde a la elevación 157.942 m.s.n.m, con lo que se tiene que el umbral de la obra de toma (elevación 172.00 m.s.n.m) queda totalmente limpio de sedimento, y el ángulo de reposo del sedimento será:

$$\theta = \arctan\left(\frac{L_c}{H_r}\right) \quad (D.9)$$

$$\theta = 33.167839^\circ$$

Como cuarto paso se calcula el volumen total de sólidos que será removido, despejándolo de la ecuación (5.6).

$$V_s = \left( \frac{H_s A_c}{5.12715} \right) \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{0.16504} \quad (D.10)$$

$$V_s = 9904.602181 \text{ m}^3$$

Finalmente se calcula el tiempo de operación, a partir de que:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (D.11)$$

$$t = \frac{V_s}{Q_s} \quad (D.12)$$

$$t = 1250.013527 \text{ seg} = 0.347 \text{ hr}$$

Por lo que el tiempo de operación del desagüe de fondo, para remover ese volumen de sedimento será de 20 minutos con 50 segundos.

## Apéndice E

### Mediciones obtenidas para la condición de flujo a superficie libre

---

---

Se presentan los datos y mediciones obtenidas en la experimentación del método de remoción de sedimentos durante avenidas para la condición de flujo a superficie libre, (P.H. Tuxpango).

Tabla E.1. Datos y mediciones obtenidas, (P.H. Tuxpango).

Ensaye	$H_a$ (m)	$H_s$ (m)	$Q_a$ (m <sup>3</sup> /s)	$t$ (seg)	$V_s$ (m <sup>3</sup> )	$Q_s$ (m <sup>3</sup> /s)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$L_c$ (m)
CD1	0.255	0.198	0.0062	420	0.476	0.001133	9.8155	3.2876
CD2	0.255	0.198	0.0040	420	0.481	0.001145	10.3737	3.6746
CD3	0.255	0.198	0.0023	420	0.303	0.000722	5.6495	3.7037
CD4	0.255	0.215	0.0062	420	0.368	0.000876	7.7907	3.8087
CD5	0.255	0.215	0.0040	420	0.322	0.000767	7.6728	3.9306
CD6	0.255	0.215	0.0023	420	0.231	0.000550	7.5023	3.6125
CD7	0.255	0.232	0.0062	420	0.264	0.000629	4.9141	2.98317
CD8	0.255	0.232	0.0040	420	0.251	0.000598	4.4698	2.2415
CD9	0.255	0.232	0.0023	420	0.162	0.000386	3.3664	1.7240
CD10	0.255	0.198	0.0062	840	0.518	0.000617	6.9308	3.5330
CD11	0.255	0.198	0.0040	840	0.502	0.000598	7.2380	5.1031
CD12	0.255	0.198	0.0023	840	0.241	0.000287	4.6229	3.5352
CD13	0.255	0.215	0.0062	840	0.464	0.000552	6.0270	3.4282
CD14	0.255	0.215	0.0040	840	0.389	0.000463	4.2276	3.6393
CD15	0.255	0.215	0.0023	840	0.251	0.000299	3.5864	3.6927
CD16	0.255	0.232	0.0062	840	0.428	0.000510	6.7514	3.9153
CD17	0.255	0.232	0.0040	840	0.406	0.000483	6.6164	3.6568
CD18	0.255	0.232	0.0023	840	0.268	0.000319	5.4862	3.7136

## Apéndice F

### Aplicación de la metodología propuesta al P.H. Tuxpango

---

---

Por el aporte de sedimentos al embalse del P.H. Tuxpango, éstos han colmado y disminuido significativamente la capacidad del embalse y la capacidad generada de la planta hidroeléctrica existente, motivo por el cual se ha proyectado un desarenador para desalojar con cierta periodicidad los sedimentos depositados en la captación de una nueva obra de toma.

El desarenador se ubica a una distancia de 95.00 m, aguas abajo de la obra de toma actual. Estructuralmente la obra de toma actual está formada por cuatro bocatomas-rejillas, con umbrales a las elevs. 962.50, 967.50, 972.45 y 976.50 m.s.n.m; el ancho medio de las rejillas es de 4 m.

De acuerdo con la formulación obtenida en el capítulo 5, se podrá encontrar el tiempo de operación del canal desarenador, para alcanzar un determinado nivel de azolve, frente a la obra de toma actual, lo cual se obtiene de la forma siguiente:

1. De la ec (5.9) obtener el gasto sólido,  $Q_s$ .
2. De la ec (5.10) obtener el área de influencia del material arrastrado,  $A_c$ .
3. De la ec (5.11) obtener el volumen del material arrastrado por el flujo,  $V_s$ .
4. De la ec (5.8) obtener el tiempo de desazolve,  $t$ .

Esta secuencia de aplicación se presenta a través del ejemplo siguiente:

Obtener el tiempo de desazolve del embalse, de tal manera que en la obra de toma actual, se alcance el nivel del umbral, (elevación 976.50 m.s.n.m) ya que se encuentra colmado de sedimento, la información necesaria se presenta a continuación:

Información de campo:

- Ecurrimiento del río,  $Q_a = 30.67 \text{ m}^3 / \text{s}$ .
- Distancia entre la obra de toma y el desarenador,  $\Delta L = 95 \text{ m}$ .
- Elevación del agua, 981.90 m.s.n.m (NAMO).
- Elevación del azolve, 980.00 m.s.n.m.
- Elevación de la plantilla del desarenador, 974 m.s.n.m.

Primeramente se calculará el gasto sólido que arrastra el flujo a partir de la ecuación (5.9), para lo cual es necesario establecer:

$$H_a = \text{Elevación al NAMO} - \text{Elevación de la plantilla del desarenador} \quad (\text{F.1})$$

$$H_a = 7.9 \text{ m}$$



$$H_s = \text{Elevación del azolve} - \text{Elevación de la plantilla del desarenador} \quad (\text{F.2})$$

$$H_s = 6.0 \text{ m}$$

Es necesario conocer el desnivel entre el umbral de la toma y la plantilla del desarenador, lo cual corresponde a:

$$\Delta z = \text{Elevación del umbral de la toma} - \text{Elevación de la plantilla del desarenador} \quad (\text{F.3})$$

$$\Delta z = 2.5 \text{ m}$$

Con lo que se puede calcular la pendiente del cauce como, el desnivel antes encontrado dividido entre la longitud existente entre el desarenador y la obra de toma actual:

$$S = \frac{\Delta z}{\Delta L} = 0.0263157 \quad (\text{F.4})$$

$$L_c = \frac{H_s}{S} = 228 \text{ m} \quad (\text{F.5})$$

Finalmente de la ecuación (5.9) se despeja  $Q_s$ :

$$Q_s = \left[ \frac{H_a}{1.1005278 H_s} \left( \frac{H_s Q_a}{L_c} \right)^{0.090995} \right]^{\frac{1}{0.090995}} \quad (\text{F.6})$$

$$Q_s = 5.79088 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El segundo paso es calcular el área de influencia del material arrastrado, y de la ecuación (5.10) se despejará el área de influencia:

$$A_c = 11.8432801(H_s L_c) \left[ \frac{Q_a}{Q_s} \right]^{-0.154171} \quad (F.7)$$

$$A_c = 12529.76885 \text{ m}^2$$

El tercer paso es calcular el volumen de sedimento arrastrado, a partir de la ecuación (5.11) se despejará el volumen total de sólidos removido:

$$V_s = \frac{A_c L_c}{102.1042924} \left[ \frac{Q_s}{Q_a} \right]^{-0.222441} \quad (F.8)$$

$$V_s = 40539.11973 \text{ m}^3$$

Finalmente se calcula el tiempo de operación del canal desarenador con el cual se desazolvará hasta el nivel deseado.

Por definición:

$$t = \frac{V_s}{Q_s} \quad (F.9)$$

$$t = 7000.50902 \text{ seg.} = 1.944 \text{ hrs.}$$

Por lo que el tiempo de operación del canal desarenador, para lograr el desazolve del embalse, hasta el nivel de la obra de toma actual (elevación 976.50 m.s.n.m), será de 1 hora 57 minutos.