



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ESTUDIO DE LAS TÉCNICAS DE DESCOLMATACIÓN DE EMBALSES

Sergio Calle-Velasco

Piura, febrero de 2018

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Calle, S. (2018). *Estudio de las técnicas de descolmatación de embalses* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

**UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



“ESTUDIO DE LAS TÉCNICAS DE DESCOLMATACIÓN DE EMBALSES”

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Sergio Ivan Calle Velasco

Asesor: Dr. Ing. Jorge Reyes Salazar

Piura, Febrero 2018

A Dios, mis padres,
familiares, profesores y
amigos que me apoyaron y
motivaron al desarrollo de
esta tesis.

PRÓLOGO

La colmatación o sedimentación de embalses es un problema que se ha vuelto recurrente en muchos embalses alrededor del mundo. Los registros de medición muestran que la pérdida anual de capacidad de almacenamiento es de 1 % (Rocha, 2006) en los embalses debido a los sedimentos. Esta cifra puede variar dependiendo de las características propias del embalse. Por ejemplo, en el reservorio Sanmenxia de China se tiene una pérdida anual de 1,7 %, para el reservorio Sefid-Rud de Irán se tiene un valor de 2 % y siendo más alto para el reservorio Welbedacht de Sudáfrica 5 % (Sloff, 1997).

Nuestra región no está excluida de este problema, se ve latente en el embalse Poechos. Según los registros de mediciones de la batimetría¹ del embalse, su razón de pérdida anual de capacidad se encuentra en el orden del 1 %, sin embargo, eventos extremos como el fenómeno de El Niño incrementaron estos valores. Actualmente el reservorio se encuentra al 44,91 % de su capacidad, es decir 397,5 MMC.

Es importante tratar de resolver el problema ya que este embalse beneficia la economía de la región en muchos factores como por ejemplo:

- La irrigación de 108 000 ha, previo al reservorio solo se irrigaban 75 380 ha, con lo cual se aumentaron en 32 620 ha de irrigación.
- La generación de energía por medio de centrales hidroeléctricas: Poechos I, Poechos II y Curumuy, siendo un total de 37,9 MW.
- El control de la avenida histórica de 5 400 m³/s es posible realizarla manteniendo bajo el nivel del embalse y se puede regular, descargando un caudal máximo de 1 600 m³/s para evitar daños a la población establecida aguas abajo del reservorio.

Tal como ocurre con el embalse Poechos, muchas actividades económicas en varios países del mundo también dependen de los embalses, por lo tanto si se resuelve el problema de colmatación de embalses, se estaría evitando que estas actividades se vean afectadas.

Con la finalidad de resolver la problema de la colmatación de embales el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura se encuentra investigando la manera de cómo lograr un diseño óptimo de embalses, para evitar este problema, y así poder lograr que el embalse cumpla la vida útil para el cual fue diseñado, sin sufrir problemas de colmatación.

¹ Batimetría: Es el estudio de las profundidades marinas, de la tercera dimensión de los fondos lacustres o marinos. Un mapa o carta batimétricos normalmente muestra el relieve del fondo o terreno como isogramas, y puede también dar información adicional de navegación en superficie.

La presente tesis formara parte de la investigación y busca ser un aporte a ese gran trabajo que realiza el IHHS, teniendo como objetivo y motivación conocer las alternativas de descolmatación de embalses.

Finalmente quisiera expresar un agradecimiento especial a mi asesor, Dr. Jorge Reyes Salazar, por sus valiosos aportes al desarrollo de la presente tesis, además al Ing. Leo Guerrero Asmad, por el gran apoyo para la elaboración de esta tesis.

RESUMEN

Esta tesis ha recopilado los principales métodos de descolmatación de embalses. El estudio de estos métodos abarca principalmente la información técnica y en algunos casos económica, así como las principales aplicaciones de estos métodos alrededor del mundo. La presente tesis permitirá conocer las ventajas y desventajas de cada método, con la finalidad de escoger el método que más se ajuste a las condiciones del problema.

Tras hacer un estudio de los métodos de descolmatación de embalses, se puede concluir que el método de remoción hidráulica (*flushing*) es el método más económico y uno de los más aplicados, esto significa que el diseño óptimo de un embalse debe permitir la operación de remoción hidráulica, para esto debe contar con compuertas de fondo.

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| CAPÍTULO 1 | 3 |
| SEDIMENTACIÓN EN LOS EMBALSES | 3 |
| 1.1 Los sedimentos | 3 |
| 1.1.1 Fuentes de los sedimentos | 3 |
| 1.1.2 Clasificación de los sedimentos..... | 5 |
| 1.2 Propiedades de los sedimentos | 6 |
| 1.2.1 Densidad y peso específico..... | 6 |
| 1.2.2 Tamaño | 8 |
| 1.2.3 Forma..... | 13 |
| 1.2.4 Velocidad de caída..... | 16 |
| 1.3 Transporte de sedimentos | 17 |
| 1.3.1 Clasificación de transporte de sedimentos | 17 |
| 1.3.2 Factores que influyen en el transporte y deposición de sedimentos..... | 18 |
| 1.4 Los embalses..... | 20 |
| 1.4.1 Sedimentación de embalses | 20 |
| 1.4.2 Formas en que se deposita el sedimento en los embalses..... | 23 |
| 1.4.3 Importancia de los embalses..... | 26 |
| 1.4.4 Importancia de los embalses en el Perú..... | 27 |
| CAPÍTULO 2 | 35 |
| REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS | 35 |
| 2.1 Descripción del sistema de remoción hidráulica | 35 |
| 2.2 Clasificación de la remoción hidráulica..... | 37 |
| 2.2.1 Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas | 37 |
| 2.2.2 Remoción hidráulica de sedimentos por chorros de agua | 40 |
| 2.2.3 Remoción hidráulica de sedimentos por desfogue de corrientes densas | 43 |
| 2.2.4 Remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado | 48 |
| 2.3 Proceso de erosión durante la remoción hidráulica | 49 |
| 2.3.1 Formación del cono de remoción hidráulica | 49 |

| | | |
|--------------------------|--|-----|
| 2.3.2 | Falla de pendiente..... | 50 |
| 2.3.3 | Erosión regresiva..... | 50 |
| 2.3.4 | Erosión progresiva..... | 51 |
| 2.3.5 | Métodos auxiliares de <i>flushings</i> | 51 |
| 2.3.6 | Métodos mecánicos para <i>flushing</i> | 55 |
| 2.4 | Criterios y recomendaciones para el uso de la remoción hidráulica | 55 |
| 2.4.1 | Balance de sedimentos | 55 |
| 2.4.2 | Capacidad de transporte de los flujos de lavado | 55 |
| 2.4.3 | Ancho del canal durante el lavado | 56 |
| 2.4.4 | Relación de Balance de Sedimentos, SBR | 56 |
| 2.5 | Capacidad sostenible del reservorio | 56 |
| 2.5.1 | Predicción de pendiente lateral | 56 |
| 2.5.2 | Criterio para lavado basado en el concepto de capacidad sostenible | 57 |
| 2.6 | Evaluación de criterio usado para el lavado de reservorios..... | 57 |
| 2.7 | Criterios adicionales para evaluar las restricciones de la remoción hidráulica | 58 |
| 2.7.1 | Abertura incompleta del reservorio..... | 58 |
| 2.7.2 | Flujo insuficiente de lavado para el balance de sedimentos..... | 58 |
| 2.7.3 | Anchura de canal por lavado insuficiente | 58 |
| 2.7.4 | Pendiente lateral demasiado empinada | 59 |
| 2.8 | Eficiencia de la remoción hidráulica | 59 |
| 2.9 | Experiencias internacionales de remoción hidráulica | 60 |
| 2.9.1 | Embalse Gebidem, Suiza..... | 60 |
| 2.9.2 | Embalse Sefid-Rud, Irán | 69 |
| 2.9.3 | Otras aplicaciones de remoción hidráulica..... | 93 |
| CAPÍTULO 3 | | 99 |
| SISTEMA DE DRAGADO | | 99 |
| 3.1 | Definición e importancia del dragado | 100 |
| 3.2 | Tipos de dragado | 100 |
| 3.2.1 | Dragado hidráulico | 100 |
| 3.2.2 | Dragado mecánico..... | 106 |
| 3.3 | Consideraciones de dragado en embalses..... | 108 |
| 3.3.1 | Sitio de dragado..... | 108 |
| 3.3.2 | Equipos de dragado | 109 |
| 3.3.3 | Sistema de tuberías..... | 111 |
| 3.3.4 | Sitio de eliminación..... | 111 |
| 3.4 | Ventajas y desventajas del dragado | 114 |
| 3.4.1 | Ventajas | 114 |

| | | |
|--------------------------------------|---|-----|
| 3.4.2 | Desventajas | 114 |
| 3.5 | Aplicaciones del sistema de dragado | 114 |
| 3.5.1 | Embalse del Lago Springfield, Estados Unidos | 115 |
| 3.5.2 | Embalse Valdesia, República Dominicana..... | 117 |
| 3.5.3 | Embalse Bai-Ho, Taiwán..... | 119 |
| 3.5.4 | Embalse de la central Doña Julia, Costa Rica | 120 |
| 3.5.5 | Embalse Malana, India | 120 |
| 3.5.6 | Embalse Nagoro, Japón | 122 |
| 3.5.7 | Embalse Tablachaca, Perú..... | 124 |
| CAPÍTULO 4 | | 129 |
| SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN..... | | 129 |
| 4.1 | Descripción del sistema de hidrosucción | 129 |
| 4.1.1 | Inicio de movimiento y captación de sedimentos..... | 129 |
| 4.1.2 | Transporte de sedimento en la tubería..... | 130 |
| 4.2 | Requisitos para el uso del sistema de hidrosucción | 132 |
| 4.3 | Operación del sistema de hidrosucción | 133 |
| 4.4 | Ventajas y desventajas del sistema de hidrosucción..... | 133 |
| 4.4.1 | Ventajas | 133 |
| 4.4.2 | Desventajas..... | 134 |
| 4.5 | Aplicación del sistema de hidrosucción..... | 134 |
| 4.6 | Análisis económico del sistema de hidrosucción | 136 |
| 4.6.1 | Metodología..... | 136 |
| 4.6.2 | Diseño del sistema de hidrosucción | 137 |
| 4.7 | Sistema de hidrosucción modificado | 142 |
| 4.7.1 | Aplicación del sistema de hidrosucción modificado..... | 143 |
| 4.8 | Sistema de aspersores de sedimentos..... | 149 |
| 4.8.1 | Descripción del sistema de aspersores de sedimentos..... | 149 |
| 4.8.2 | Modelo hidráulico físico conceptual de los aspersores de sedimentos | 150 |
| 4.8.3 | Análisis económico del sistema de aspersores de sedimentos | 151 |
| 4.8.4 | Ventajas y desventajas del sistema de aspersores de sedimentos..... | 152 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 153 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 155 |

INTRODUCCIÓN

Uno de los principales problemas que afrontan los embalses es su colmatación, que consiste en la pérdida de la capacidad de almacenamiento por la presencia de sedimentos, por lo tanto la presente tesis busca estudiar las principales técnicas de descolmatación de embalses, de tal manera que se pueda conocer las ventajas y desventajas de cada método y escoger el método que más se ajuste a las condiciones del problema. Adicionalmente, se ha buscado aplicaciones de los métodos de descolmatación.

Actualmente no hay soluciones para evitar la colmatación de embalses, pero existen técnicas para la descolmatación que pueden contribuir a minimizar el proceso de colmatación y/o reducir sus efectos de colmatación.

La presente tesis se divide en 4 capítulos:

- El primer capítulo trata de conceptos generales de los sedimentos y embalses, esto con el fin de entender el problema de la sedimentación o colmatación de embalses; luego en los siguientes capítulos ya se tratan directamente los tres métodos de descolmatación de embalses: remoción hidráulica, dragado y sistema de hidrosucción, cada capítulo es un método de descolmatación de embalse.
- El segundo capítulo abarca el método de *flushing* o remoción hidráulica, que es uno de los métodos más eficientes y más aplicados en Estados Unidos y China.
- El tercer capítulo presenta el sistema de dragado, que incluye dos tipos de dragado; hidráulico y mecánico. El dragado hidráulico se divide en dragado hidráulico de succión y dragado hidráulico por sifón utilizando un tubo de paso.
- En el cuarto capítulo se presenta el método de hidrosucción, el cual ha tenido interesantes aplicaciones en modelos físicos, y algunas aplicaciones en embalses, y que últimamente está siendo mejorado, además se presentan propuestas como el método de aspersores de sedimentos.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1

SEDIMENTACIÓN EN LOS EMBALSES

Este capítulo presenta los conceptos generales de los sedimentos y embalses, esto con el fin de entender el problema de la sedimentación o colmatación de embalses.

Este capítulo se ha basado en información presentada por Garcia & Maza, 1998.

1.1 Los sedimentos

Los sedimentos básicamente son partículas procedentes de rocas o suelos que son transportadas por flujos de agua o por el viento (García & Maza, 1998), mientras que la sedimentación es un proceso por el cual el sedimento se acumula en un determinado lugar dentro de la trayectoria de un flujo de agua.

1.1.1 Fuentes de los sedimentos

Es difícil conocer con exactitud las fuentes que generan los sedimentos que llegan a un embalse, sin embargo de acuerdo con el concepto anterior, la principal fuente de los sedimentos son los suelos y rocas, mientras que el viento y los flujos de agua son los principales agentes de erosión y transporte. Por las acciones del hombre, las fuentes de sedimento se clasifican en naturales y artificiales (García & Maza, 1998).

1.1.1.1 Fuentes naturales

a. Erosión de la superficie del terreno

El suelo es una capa delgada y frágil que sufre la acción del viento y la lluvia. El viento arrastra y levanta las partículas del suelo, las cuales llegan a colocarse sobre otros terrenos, o caen directamente en flujos de agua, esta acción es llamada transporte eólico. Por otro lado las gotas de lluvia o las granizadas, al caer sobre el suelo, desprenden y remueven las partículas de suelos y rocas. Una parte de la lluvia riega los cultivos y luego se infiltra en el terreno, esta situación se presenta cuando la intensidad de la lluvia satura la capacidad de infiltración del suelo de la cuenca, entonces se inicia el llamado flujo de agua por tierra. Este escurrimiento superficial desprende y transporta partículas de las capas superficiales del terreno. La cantidad de sedimento transportado es mayor cuanto más frecuentes y fuertes son las lluvias y los vientos.

b. Erosión del cauce principal y sus tributarios

Esta erosión se presenta cuando el escurrimiento superficial ha comenzado, y por causa de las irregularidades del terreno, se forman arroyos, los cuales aumentan progresivamente su caudal y se transforman en torrentes², los cuales tienen gran capacidad erosiva y transportadora. Además, cuando los ríos se desbordan o cambian su cauce, su acción erosiva y transportadora es considerable y, en ocasiones, catastrófica.

Con respecto a la edad de un río y una cuenca, estos pueden ser juveniles, maduros y viejos, y en cada una de estas etapas tienen cambios progresivos en su perfil longitudinal, en su corte transversal y en su trazado o curso, pues el río profundiza, ensancha y alarga su cauce por la erosión continua de los materiales que constituyen su lecho y riberas. De esta manera, el río transporta materiales de diversos tamaños, depositándolos, en forma graduada, a lo largo de su perfil longitudinal, según varía la velocidad de su corriente: al disminuir la velocidad del flujo de agua, la capacidad de transporte del río también disminuye, por lo que primero se depositan los materiales más gruesos, mientras que en la zona de llanura, donde las velocidades son relativamente bajas, se deposita parte del material fino, y el resto continúa su traslado hacia las fuentes de agua o al mar.

c. Movimientos naturales del terreno

Los deslizamientos de grandes masas de sedimentos y rocas provocan que gran cantidad de material quede suelto y sin protección. En ocasiones, aunque muy rara vez, la roca y el suelo se impregnan tanto de agua, que toda la ladera puede soltarse bruscamente en un deslizamiento de tierra. Con el transcurso del tiempo, y por causa de la lluvia y el viento, estos materiales llegan a un flujo de agua.

1.1.1.2 Fuentes artificiales

a. Destrucción de la vegetación

Desde hace un tiempo, el hombre con frecuencia destruye irracionalmente bosques y praderas para preparar terrenos para el cultivo, o para el desarrollo urbano e industrial. Pero sin duda, el desmonte, la quema y el talado de extensas zonas boscosas, son las actividades que más sedimentos producen, ya que de esa manera se quita al suelo de su capa protectora, indispensable contra las lluvias y el viento.

b. Obras de ingeniería

La construcción de caminos, vías férreas, presas, plantas industriales, ciudades, etc.; para desarrollar una región, hace que grandes volúmenes de sedimentos sean removidos y queden más sueltos que en su estado natural, con lo cual se modifican las pendientes del terreno, y otros materiales quedan expuestos sin protección, lo que facilita su transporte hacia flujos y fuentes de agua.

c. Explotación de minas y canteras

Estas actividades se basan en romper y fracturar rocas y suelos, produciendo al final grandes cantidades de sedimentos en forma de partículas pequeñas o polvo, luego gran parte de este material llega a un flujo y fuentes de agua.

d. Desechos urbanos e industriales

Son los materiales arrastrados por el drenaje y que son arrojados directamente a ríos y lagos.

² Torrente: Corriente o avenida impetuosa de aguas que sobreviene en tiempos de muchas lluvias o de rápidos deshielos.

En problemas de ingeniería se sugiere dividir el origen de los sedimentos en tres grupos, ya que al tratar de reducirlos se puede proceder de manera distinta para cada uno:

- Sedimentos originados en la superficie de la cuenca
Se reducen aplicando técnicas de conservación de suelos.
- Sedimentos procedentes del fondo y orillas de los ríos
Se reducen con los embalses de grandes presas, presas derivadoras y construyendo pequeños diques en arroyos y cañadas.
- Sedimentos provenientes de los desechos industriales y urbanos
Se reducen aplicando técnicas sanitarias sobre el manejo de desechos sólidos.

1.1.2 Clasificación de los sedimentos

Los sedimentos naturales están formados por una gran variedad de partículas que se diferencian entre sí en tamaño, forma y densidad. Con respecto a la resistencia que oponen a ser arrastrados y a su comportamiento al ser transportados por un flujo de agua, se pueden clasificar en dos tipos de sedimentos: cohesivos y no cohesivos. Sin embargo, hay sedimentos que presentan ambas características, o sea presentan, a la vez, cohesión y fricción interna (García & Maza, 1998).

a. Sedimento no cohesivo

Este sedimento también es llamado sedimento friccionante o material granular, está compuesto por granos gruesos o partículas sueltas, como las arenas y gravas. En los granos gruesos, la fuerza de gravedad predomina fuertemente sobre cualquier otra fuerza, por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. Además, esto significa que el peso de las partículas es la fuerza principal que resiste las fuerzas de arrastre y suspensión, o sea el empuje del flujo de agua, y dado que la fuerza de gravedad siempre está presente, al disminuir la acción del agua, las partículas se detienen, caen y se depositan. Por tanto, el empuje que debe ejercer un flujo de agua para mover o transportar tales partículas es función del peso de cada una de ellas, y cuando se depositan lo hacen apoyándose directamente unas en otras, teniendo cada partícula varios puntos de apoyo y dejando vacíos entre ellas. Así, el comportamiento mecánico e hidráulico de los sedimentos no cohesivos queda definido por el grado de acomodo alcanzado por las partículas, y por su orientación.

b. Sedimento cohesivo

Este sedimento está compuesto por partículas de grano muy fino, constituidas por minerales de arcilla, que se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual se opone a que las partículas individuales sean separadas del conjunto del que forman parte. Esa fuerza de unión es ampliamente mayor que el peso de cada grano, y es la que resiste a las fuerzas de arrastre y suspensión causadas por el flujo de agua. Por tanto, una vez que la cohesión ha sido vencida, las partículas desprendidas o levantadas pueden llegar a comportarse como las no cohesivas, aunque siempre serán transportadas o mantenidas en suspensión con mayor facilidad, ya que por ser muy pequeñas su peso prácticamente no influye en sus movimientos; en cuanto acaba la acción del agua, muchas de ellas (coloides³) no se depositan, a menos que por la presencia de sales facilite el proceso de floculación⁴.

³ Coloide: Sustancia que se dispersa lentamente en un líquido.

⁴ Floculación: Agregación de partículas sólidas en una dispersión coloidal, en general por la adición de algún agente.

Las interacciones entre un flujo de agua y un suelo no cohesivo han sido estudiadas con mayor detenimiento, y más ampliamente que las existentes con un suelo cohesivo, entre otros motivos porque a lo largo de los cursos de los flujos naturales exceden mucho más los materiales no cohesivos, aun en el lecho de aquellos tramos con márgenes arcillosos, ya que la mayor parte de los ríos escurren sobre suelos no cohesivos; por ello, en la hidráulica fluvial se trata más con las propiedades de los sedimentos o suelos no cohesivos.

1.2 Propiedades de los sedimentos

Las principales propiedades del sedimento no cohesivo, son propias de las partículas que forman el sedimento, pero considerándolas como entes aislados, estas propiedades son las siguientes (García & Maza, 1998):

- Densidad y peso específico
- Tamaño
- Forma
- Velocidad de caída

Sin embargo, para entender la dinámica de los sedimentos no cohesivos no basta con estudiar únicamente las propiedades de las partículas individuales que lo componen, ya que el comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, es muy distinta de aquel que muestra cuando está formando parte de un conjunto de partículas. Por ello, es necesario estudiar también las propiedades de un conjunto o volumen grande de partículas, estas propiedades son las siguientes:

- Relaciones entre pesos y volúmenes
- Distribución de los tamaños de las partículas
- Velocidad de caída
- Ángulo de fricción interna o de reposo

Para estudiar los sedimentos que ingresan a un embalse, interesa ante todo conocer las propiedades de un conjunto o volumen grande de partículas. Así, por ejemplo, importará más conocer la distribución de los tamaños de las partículas que constituyen el material del cauce, que el tamaño de una sola partícula. Entonces, el primer paso que debe darse es considerar las partículas sedimentarias como entes aislados. De acuerdo con esto, en lo que sigue se tratarán primero las principales propiedades físicas de las partículas que componen el sedimento, y luego las referentes a un grupo grande de partículas o suelo (García & Maza, 1998).

1.2.1 Densidad y peso específico

Generalmente, el conjunto de partículas de sedimentos no son completamente denso o sólido, sino que posee cierta porosidad o relación de vacíos. Por ello, en un conjunto de partículas se distinguen tres fases constituyentes: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales que la componen, la líquida por el agua y la gaseosa por el aire. Las fases líquida y gaseosa de la partícula suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos. En la Figura 1, se aprecia un esquema de la composición de un conjunto de partículas de sedimentos (García & Maza, 1998).

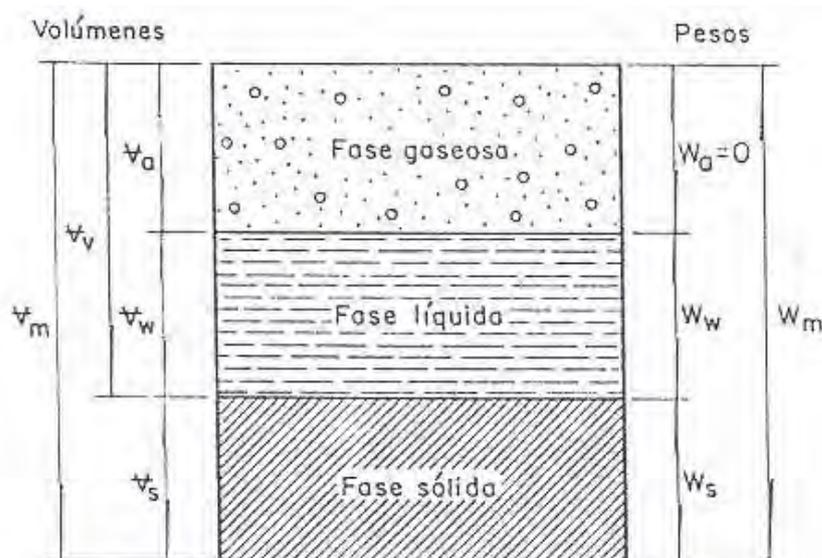


Figura 1. Esquema de la composición de una partícula de sedimentos.

Fuente: García & Maza, 1998.

El peso específico de la fase sólida del conjunto de partículas, γ_s , se define como el cociente que resulta entre el peso de su fase o materia sólida, W_s , y el volumen de sólidos, V_s , tal como se muestra en la Ec. 1.1:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Al dividir entre la g (gravedad) ambos miembros de la Ec. 1.1, se obtiene la densidad o masa específica de la fase sólida de la partícula, ρ_s , la cual se expresa en la Ec. 1.2:

$$\rho_s = \frac{\gamma_s}{g} = \frac{W_s}{G_v} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

La densidad de una partícula depende de su composición mineralógica, o sea de la densidad de los minerales que la componen.

El granito forma aproximadamente el 95 % de la parte superior de la corteza terrestre, aunque en su mayoría no está al descubierto, es la roca madre o fuente original de los sedimentos. El granito está constituido esencialmente por feldespato⁵ y cuarzo. Por la desintegración mecánica el granito se convierte en un conjunto de fragmentos o granos sueltos de feldespato y cuarzo, que son acarreados por los ríos en forma de grava y arena; luego, por acción química, parte del feldespato se convierte fácilmente en arcilla, en cambio el cuarzo es mucho más resistente. Puesto que los materiales aluviales contienen un alto porcentaje de cuarzo, se puede suponer, para propósitos prácticos, que la densidad relativa de las partículas sedimentarias se puede expresar según la Ec. 1.3:

$$S_s = \frac{\rho_s}{\rho} = \frac{\gamma_s}{\gamma} = 2,65 \quad (\text{Ec. 1.3})$$

De donde se obtiene su peso específico, que se muestra en la Ec. 1.4:

$$\gamma_s = \gamma S_s = 2\,650 \text{ kgf} / \text{m}^3 \quad (\text{Ec. 1.4})$$

En el SI se obtiene:

$$\gamma_s = 25\,996,50 \text{ N} / \text{m}^3 = 25,99 \text{ KN} / \text{m}^3 \approx 26 \text{ KN} / \text{m}^3$$

⁵ Feldespato: Grupo de minerales tecto y aluminosilicatos que corresponden en volumen a tanto como el 60 % de la corteza terrestre.

Sin embargo, hay que tener en cuenta que la presencia de hierro, Fe, incrementa notablemente la densidad del mineral, como es el caso de la magnetita, cuya densidad relativa promedio es 5,10. Por ello, las partículas de sedimentos constituidas por minerales pesados tienen densidades relativas elevadas (mayores de 4,5). En la Tabla 1, se indican los nombres y densidades relativas de algunos de los minerales constitutivos de partículas de sedimentos.

Tabla 1. Densidades relativas de algunos minerales constitutivos de partículas de sedimentos.

| Mineral | S_s | Mineral | S_s |
|------------|-------------|------------|-------------|
| Feldestapo | 2,54 - 2,76 | Granate | 3,50 - 4,30 |
| Cuarzo | 2,60 - 2,70 | Corindón | 4,02 |
| Biotita | 2,70 - 3,20 | Zircón | 4,68 |
| Moscovita | 2,76 - 3,10 | Hematites | 5,26 |
| Serpentina | 2,20 - 2,65 | Magnetita | 5,00 - 5,2 |
| Calcita | 2,72 | Pirita | 5,02 |
| Dolomita | 2,85 | Cuprita | 6,00 |
| Anhidrita | 2,89 - 2,98 | Casiterita | 6,80 - 7,10 |
| Fluorita | 3,18 | Galena | 7,40 - 7,60 |
| Limonita | 3,60 - 4,00 | | |

Fuente: García & Maza, 1998.

1.2.1.1 Peso específico sumergido

Para las partículas de sedimentos que están dentro del agua, el empuje hidrostático influye en los pesos, tanto específicos como específicos relativos. El peso específico de la materia sólida sumergida, γ_s' , está definido por la Ec. 1.5:

$$\gamma_s' = \gamma_s - \gamma \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Pues el empuje hidrostático neto es el peso en agua del volumen desalojado por los sólidos. Un parámetro muy utilizado en la hidráulica fluvial es el peso específico relativo de la materia sólida sumergida, Δ , el cual se expresa en la Ec. 1.6:

$$\Delta = S_s' = S_s - 1 = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} h \quad (\text{Ec. 1.6})$$

1.2.2 Tamaño

El tamaño de las partículas que constituyen el sedimento es una de las propiedades más importantes y quizás la más utilizada. Pero el tamaño de las partículas no puede definirse fácilmente con una sola dimensión, como podría hacerse si ellas fueran esferas o cubos, porque las partículas naturales tienen muy diversas formas y nunca alcanzan la forma de esferas en que podría conocerse su tamaño al medir su diámetro. Las formas tan irregulares que asumen las partículas sedimentarias dificultan su clasificación, ya que el diámetro como índice de tamaño pierde su significado usual. Por ello ha sido necesario definir dimensiones, idear métodos y desarrollar procedimientos de laboratorio que, junto con técnicas estadísticas, ayudan a describir y, sobre todo, a cuantificar adecuadamente las características de un sedimento. En la Tabla 2, se presenta una clasificación del tamaño de sedimentos (García & Maza, 1998).

Tabla 2. Clasificación de tamaño para materiales sedimentarios de la American Geophysical Union (A.G.U)

| Grupo | Denominación | Rango de tamaños (mm) |
|---------|--------------|-----------------------|
| Bolos | muy grandes | 4 096 - 2 048 |
| | grandes | 2 048 - 1 024 |
| | medios | 1 024 - 512 |
| | pequeños | 512 - 256 |
| Cantos | grandes | 256 - 128 |
| | pequeños | 128 - 64 |
| Grava | muy gruesa | 64 - 32 |
| | gruesa | 32 - 16 |
| | media | 16 - 8 |
| | fina | 8 - 4 |
| | muy fina | 4 - 2 |
| Arena | muy gruesa | 2 - 1 |
| | gruesa | 1 - 0,50 |
| | media | 0,50 - 0,25 |
| | fina | 0,25 - 0,125 |
| | muy fina | 0,125 - 0,062 |
| Limo | grueso | 0,061 - 0,031 |
| | medio | 0,031 - 0,016 |
| | fino | 0,016 - 0,008 |
| | muy fino | 0,008 - 0,004 |
| Arcilla | gruesa | 0,004 - 0,002 |
| | media | 0,002 - 0,001 |
| | fina | 0,001 - 0,0005 |
| | muy fina | 0,0005 - 0,00024 |

Fuente: García & Maza, 1998.

Nota: Las partículas o fragmentos naturales de roca pueden ser angulosos o rodados, según el grado de abrasión o rodadura que hayan experimentado.

El tamaño de una partícula puede definirse en términos de su volumen o de su velocidad de caída, o por el tamaño de la abertura de la malla de una criba⁶ o por sus dimensiones triaxiales. A excepción de la definición dada en términos del volumen de la partícula, todas las demás definiciones están influenciadas por la forma o densidad de la partícula. Por tanto, el tamaño de una partícula dependerá de la dimensión que se mida, según se haya definido, y del procedimiento que se utilice para obtener dicha medida (García & Maza, 1998).

Los principales criterios para precisar el tamaño de una partícula están basados sobre alguna de las siguientes definiciones:

- Diámetro nominal
- Diámetro de cribado
- Diámetro de sedimentación
- Diámetro estándar de sedimentación
- Dimensiones triaxiales

⁶ Criba: Utensilio consistente en un aro con una malla u otro material agujereado fijados en él, y que sirve para separar el material fino del grueso, o para eliminar las impurezas.

1.2.2.1 Diámetro nominal

Es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula de que se trata, se define según la Ec. 1.7:

$$D_{\text{nominal}} = \left[\left(\frac{6}{\pi} \right) V_p \right]^{1/3} \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Donde:

V_p : Volumen de la partícula.

De acuerdo con la definición, para el cálculo del diámetro nominal no intervienen ni la forma, ni la densidad de la partícula, porque partículas de muy diferente forma y densidad pueden tener el mismo volumen y, por consiguiente, el mismo diámetro nominal. Por ello, este diámetro casi no se emplea en estudios sobre transporte de sedimentos. Se utiliza preferentemente para definir el tamaño de partículas gruesas, ya que la medición del volumen de una partícula se hace tanto más difícil y poco práctica, cuanto más pequeña es la partícula de que se trata.

1.2.2.2 Diámetro de cribado

Es el tamaño de la abertura de la malla por la cual pasa justamente la partícula. Se utiliza comúnmente para definir el tamaño de partículas mayores de 0,062 mm, como las arenas y gravas.

Las partículas largas de sección transversal angosta pueden pasar o no a través de una malla de abertura pequeña; si logran pasar, significa que el diámetro de cribado clasifica las partículas de acuerdo con su menor área transversal; pero si ello no ocurre, la clasificación es según la mayor dimensión triaxial de la partícula por lo que el diámetro de cribado no tiene en cuenta la forma real de los granos ni su densidad.

En el caso de una esfera, los diámetros nominal y de cribado siempre son iguales. Para partículas naturales, las cuales muestran siempre desgaste o redondez, se ha encontrado que el diámetro de cribado es ligeramente menor que el diámetro nominal, esto se expresa en la Ec. 1.8:

$$D_{\text{cribado}} = 0,9 D_{\text{nominal}} \quad (\text{Ec. 1.8})$$

En la Tabla 3, se presenta la clasificación de las mallas y sus aberturas correspondientes (malla N^0 significa el número de hilos por pulgada). En realidad, no importa qué serie o marca de mallas se utilice en el cribado, siempre y cuando se ordenen correctamente, o sea de mayor a menor, y se verifiquen y anoten correctamente sus aberturas.

1.2.2.3 Diámetro de sedimentación o equivalente

Es el diámetro de una esfera que tiene igual densidad y velocidad de caída que la partícula de que se trata, al caer ambas en el mismo líquido y a la misma temperatura.

1.2.2.4 Diámetro estándar de sedimentación

Es el diámetro de una esfera cuya densidad relativa es 2,65 y que tiene la misma velocidad de caída que la partícula considerada, cuando ambas caen en agua destilada a 24 °C. Los diámetros de sedimentación se emplean habitualmente para definir el tamaño de partículas muy finas, como el caso de limos y arcillas.

Tabla 3. Clasificación y abertura de las mallas.

| Serie U.S Bureau of standard | | Serie Tyler | |
|---------------------------------------|---|------------------------------|--|
| Designación actual de las mallas (mm) | Designación antigua de la mallas (pulg) | Abertura de las malla (pulg) | Designación equivalente de las mallas (pulg) |
| 75 | 3 | 3 | - |
| 63 | 2 1/2 | 2,5 | - |
| 50 | 2* | 2 | - |
| 45 | 1 3/4 | 1,75 | - |
| 37,5 | 1 1/2 | 1,5 | - |
| 31,5 | 1 1/4 | 1,25 | - |
| 26,5 | 1,06 | 1,06 | 1,05 |
| 25 | 1* | 1 | - |
| 22,4 | 7/8 | 0,875 | 0,883 |
| 19 | 3/4 | 0,75 | 0,742 |
| 16 | 5/8 | 0,625 | 0,624 |
| 13,2 | 0.53 | 0,53 | 0,525 |
| 12,5 | 1/2* | 0,5 | - |
| 11,2 | 7/16 | 0,438 | 0,441 |
| 9,5 | 3/8 | 0,375 | 0,371 |
| | | | Malla N ⁰ |
| 8 | 5/16 | 0,312 | 2 1/2 |
| 6,7 | 0.265 | 0,265 | 3 |
| 6,3 | 1/4* | 0,25 | - |
| | Malla N ⁰ | | |
| 5,6 | 3 1/2 | 0,223 | 3 1/2 |
| 4,75 | 4 | 0,187 | 4 |
| 4 | 5 | 0,157 | 5 |
| 3,35 | 6 | 0,132 | 6 |
| 2,8 | 7 | 0,111 | 7 |
| 2,36 | 8 | 0,0937 | 8 |
| 2 | 10 | 0,0787 | 9 |
| 1,7 | 12 | 0,0661 | 10 |
| 1,4 | 14 | 0,0555 | 12 |
| 1,18 | 16 | 0,0469 | 14 |
| 1 | 18 | 0,0394 | 16 |
| micras | | | |
| 850 | 20 | 0,0331 | 20 |
| 710 | 25 | 0,0278 | 24 |
| 600 | 30 | 0,0234 | 28 |
| 500 | 35 | 0,0197 | 32 |
| 425 | 40 | 0,0165 | 35 |
| 355 | 45 | 0,0139 | 42 |
| 300 | 50 | 0,0117 | 48 |
| 250 | 60 | 0,0098 | 60 |
| 212 | 70 | 0,0083 | 65 |
| 180 | 80 | 0,007 | 80 |
| 150 | 100 | 0,0059 | 100 |

Fuente: García & Maza, 1998.

Tabla 3. Clasificación y abertura de las mallas. (Continuación)

| Serie U.S Bureau of standard | | Serie Tyler | |
|---------------------------------------|---|------------------------------|--|
| Designación actual de las mallas (mm) | Designación antigua de la mallas (pulg) | Abertura de las malla (pulg) | Designación equivalente de las mallas (pulg) |
| 125 | 120 | 0,0049 | 115 |
| 106 | 140 | 0,0041 | 150 |
| 90 | 170 | 0,0035 | 170 |
| 75 | 200 | 0,0029 | 200 |
| 63 | 230 | 0,0025 | 250 |
| 53 | 270 | 0,0021 | 270 |
| 45 | 325 | 0,0017 | 325 |
| 38 | 400 | 0,0015 | 400 |

Fuente: García & Maza, 1998.

* Estas mallas no siguen la serie 2 ¼, pero se incluyen por ser de uso común.

En los problemas relacionados con el transporte de sedimentos, los diámetros de sedimentación tiene mayor significado físico que los anteriores, ya que en su determinación influye la forma y densidad reales de la partícula, así como la densidad del fluido en el que se sedimentan.

El diámetro de cribado y el de sedimentación son los más utilizados en la práctica. Cuando un material se ha cribado adecuadamente, el diámetro de cribado corresponde aproximadamente a su diámetro de sedimentación.

1.2.2.5 Dimensiones triaxiales

El tamaño de una partícula también puede definirse en función de tres dimensiones características de la misma, las cuales se denotan, en orden decreciente de magnitud, con las letras a, b y c, o sea $a > b > c$, medidas en la dirección de tres ejes que sean ortogonales entre sí, haciendo coincidir uno de ellos, por ejemplo, con la mayor dimensión de la partícula, ya que con ellas se pretende determinar el largo, ancho y espesor de la partícula, en la Figura 2, se aprecia un esquema de las dimensiones triaxiales de una partícula.

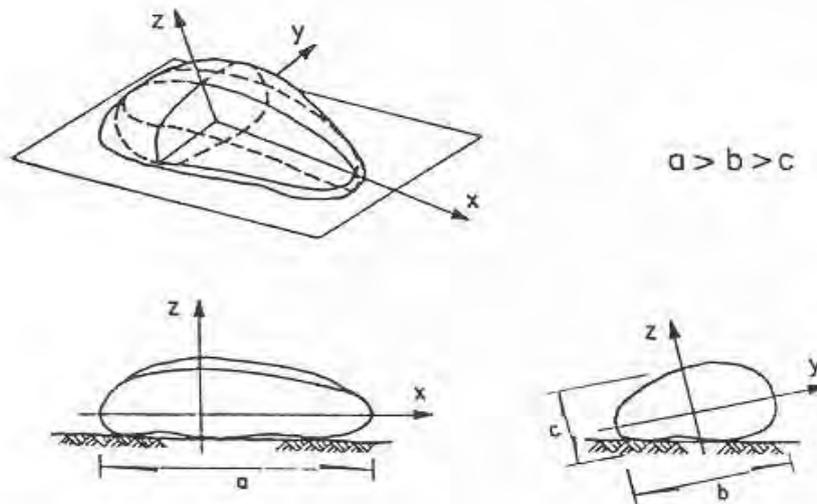


Figura 2. Esquema de las dimensiones triaxiales de una partícula.

Fuente: García & Maza, 1998.

Las dimensiones triaxiales se utilizan preferentemente para especificar el tamaño de partículas gruesas o fragmentos rocosos, ya que conforme disminuye el tamaño de una partícula se dificulta la determinación de sus dimensiones triaxiales.

Puesto que los ejes tienen que ser ortogonales entre sí, los valores de a , b y c dependen de la manera cómo se define o elige el primer eje, o de cuál de ellos se escoge primero.

Por tanto, para evitar ambigüedades, siempre hay que indicar claramente la manera cómo fueron seleccionados los ejes. En la Figura 3, por ejemplo, se presentan tres maneras diferentes de seleccionar los ejes ortogonales y, por ende, tres formas distintas de medir las dimensiones triaxiales de un hexaedro regular o cubo.

Sin embargo, hay que tener en cuenta lo siguiente: por convención, sólo en el caso de esferas las tres dimensiones triaxiales son iguales, o sea $a = b = c$, por lo que la selección de ejes indicada en la Figura 3a, no sería la correcta; por otro lado, si se considera que la menor dimensión triaxial o uno de los ejes debe ser vertical cuando la partícula descansa en su postura más estable, entonces la Figura 3b, muestra la manera de seleccionar los ejes; finalmente, si se establece como criterio que uno de los ejes debe coincidir con la mayor dimensión de la partícula, la forma correcta de seleccionar los ejes sería la que se presenta en la Figura 3c, y es la que aquí se recomienda.

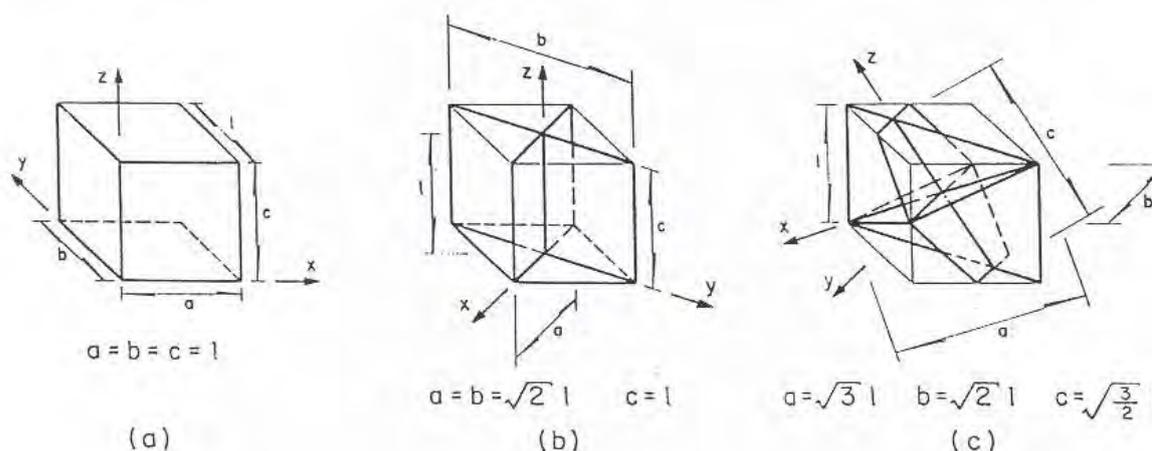


Figura 3. Selección de ejes para definir las dimensiones triaxiales de un hexaedro regular o cubo.
Fuente: García & Maza, 1998.

1.2.3 Forma

Esta característica describe el aspecto o apariencia de la partícula, independientemente de su tamaño, densidad o composición mineralógica.

La forma es una característica importante, porque influye en el movimiento de las partículas que caen o se desplazan dentro de un fluido; además, está comprobada la influencia de la forma de las partículas en la determinación de algunas características de los sedimentos o suelos no cohesivos, como ángulo de reposo y compacidad o porosidad; por otro lado, en igualdad de condiciones, el poder abrasivo de las partículas depende de su forma.

Las partículas de sedimentos pueden asumir varias formas, lo cual dificulta su clasificación. Las formas geométricas regulares tales como esferas, cilindros y elipsoides resultan artificiales, pues tales descripciones, aun cuando dan una idea de la forma de la partícula, son poco efectivas. Sin embargo, lo que se requiere es un parámetro simple que sea susceptible de análisis matemático. A continuación se presentan algunos de los muchos

parámetros que se han definido para precisar la forma de las partículas de sedimentos (García & Maza, 1998).

1.2.3.1 Factor de forma, SF

El parámetro más adecuado para estudiar el efecto de la forma sobre la velocidad de caída y, por consiguiente, un factor muy apropiado para definir la forma de los granos o partículas, es el llamado factor de forma (*Shape Factor*), el cual se define según la Ec. 1.9:

$$SF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Siendo a, b y c las dimensiones triaxiales de las partículas. Para el caso de esferas, $SF = 1$; para otras formas se obtendrá que $SF < 1$.

1.2.3.2 Esfericidad, ε

La esfera es un cuerpo o sólido geométrico que tiene la menor superficie por unidad de volumen. La esfericidad se define como la raíz cúbica del cociente que resulta de comparar el volumen de la partícula, V_p , entre el volumen de la menor esfera que la circunscribe, V_s , tal como se muestra en la Ec. 1.10:

$$\varepsilon = \left[\frac{V_p}{V_s} \right]^{1/3} \quad (\text{Ec. 1.10})$$

Si se conoce el diámetro nominal de la partícula y la mayor de sus dimensiones triaxiales, la ecuación anterior se reduce a una expresión más simple que se muestra en la Ec. 1.11.

$$\varepsilon = \frac{D_{\text{nominal}}}{a} \quad (\text{Ec. 1.11})$$

La esfericidad también se define en términos de las dimensiones triaxiales de la partícula, como se aprecia en la Ec. 1.12.

$$\varepsilon = \left[\left(\frac{b}{a} \right)^2 \left(\frac{c}{b} \right) \right]^{1/3} \quad (\text{Ec. 1.12})$$

En cualquier caso, la esfericidad de una esfera es, por definición, $\varepsilon = 1$; para otras formas deberá ser $\varepsilon < 1$. La esfericidad promedio de las partículas de sedimentos varía entre 0,60 y 0,85.

Por otro lado, dependiendo de los valores de los parámetros adimensionales b/a y c/b , se clasifica las partículas como discos, láminas, rollos y esferoides. Se pueden dibujar el diagrama de Zingg, mediante la Ec. 1.12, curvas de igual esfericidad. En la Figura 4, se presenta el diagrama donde se han dibujado varias curvas de esfericidad constante.

1.2.3.3 Planicidad, grosor y largura

El índice de planicidad de una partícula, i_p , se define en términos de sus dimensiones triaxiales, como se expresa en la Ec. 1.13.

$$i_p = \frac{a+b}{2c} \quad (\text{Ec. 1.13})$$

El índice de planicidad puede ser igual o mayor a uno, el índice de partículas naturales varía de 1,05 a 10. Cuanto más grande es el índice de planicidad, más aplanada es la partícula, como una laja.

Por su parte, los módulos o índices de grosor y largura, i_g e i_l , respectivamente, también se definen en términos de las dimensiones triaxiales de la partícula, tal cual se expresan en las

Ec. 1.14 y 1.15:

$$i_g = \frac{c}{b} \quad (\text{Ec. 1.14})$$

$$i_l = \frac{a}{b} \quad (\text{Ec. 1.15})$$

Si $c/b < 0,6$ la partícula es de poco espesor respecto de su ancho, en tanto que si $a/b > 1,8$; la partícula es más larga que ancha, o sea de apariencia alargada.

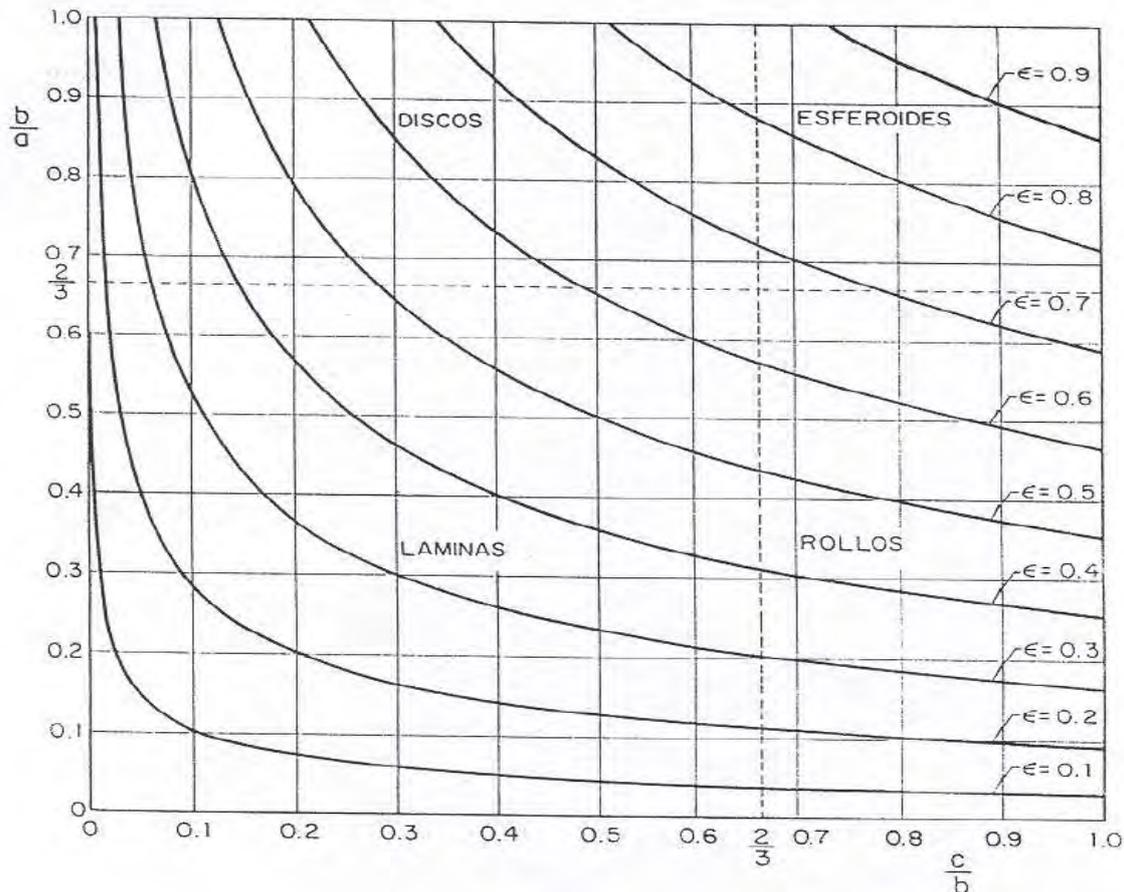


Figura 4. Diagrama para clasificar la forma de las partículas.

Fuente: García & Maza, 1998.

1.2.3.4 Redondez

Es un concepto importante, establecido para detallar el contorno o bordes de una partícula.

Si se considera el área que proyecta una partícula en su postura o posición más estable (la menor dimensión triaxial vertical), el índice de redondez puede definirse entonces como el cociente que resulta de dividir el radio promedio de curvatura del contorno de la superficie proyectada (o sea el promedio de los radios de curvatura de los diferentes bordes o esquinas que delinean el contorno del área proyectada), entre el radio del círculo máximo que puede inscribirse en el área proyectada.

Según esta definición, la redondez es un parámetro que da una idea cuantitativa de qué tan chatos o puntiagudos están los filos o aristas que delinean el contorno de la partícula: si una partícula muestra angulosidades, o sea cantos o bordes agudos, tendrá un índice bajo de redondez; si por el contrario tiene aristas o filos achatados, tendrá entonces un índice alto de redondez. Así por ejemplo, una partícula de forma alargada tendrá un alto grado de redondez si sus bordes o esquinas están redondeados.

La redondez de una esfera por definición tiene un valor de 1, y para otra forma será menor que dicho valor. En el caso de partículas naturales, la redondez promedio varía entre 0,3 y 0,8.

Para dar una idea del aspecto que tienen las partículas según su grado de redondez, en la Figura 5, se muestra el contorno de algunas partículas y su correspondiente índice de redondez.

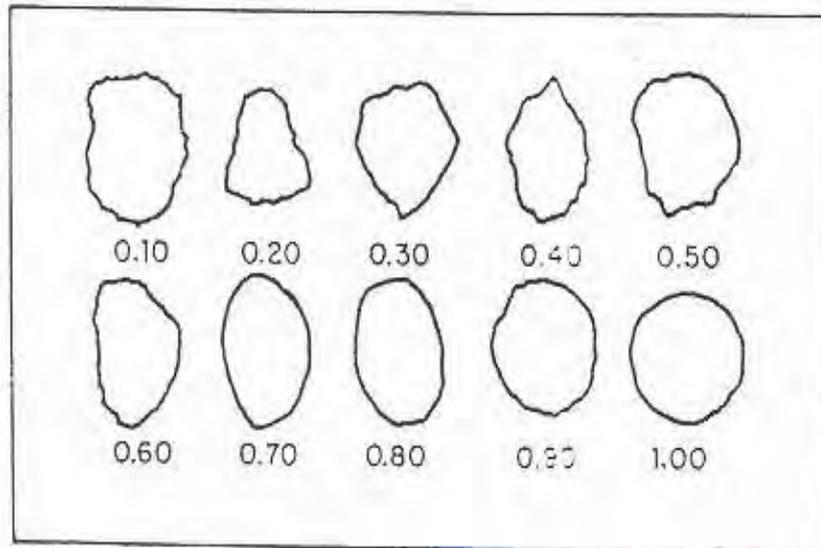


Figura 5. Índice de redondez de partículas.

Fuente: Garcia & Maza, 1998.

El desgaste que experimenta la partícula, ocasionado por el golpeteo, la abrasión y la rodadura, perfila y redondea su contorno. La redondez indica, pues, el deterioro que ha sufrido la partícula al viajar. Por tanto, partículas angulosas indicarán que éstas casi no han experimentado desgaste o que han viajado relativamente poco.

En teoría, la redondez y la esfericidad son independientes, y no están supeditadas al tamaño de la partícula. Sin embargo, en el caso de materiales aluviales, la experiencia ha demostrado lo contrario, pues en los ríos la redondez de las partículas crece al aumentar la esfericidad, y ambas se incrementan a medida que se agranda el tamaño del sedimento: una arena de río, por ejemplo, puede contener granos redondeados más gruesos y otros angulosos más finos.

Por último, la redondez es un parámetro que altera poco la esfericidad, y prácticamente no influye en el comportamiento dinámico de las partículas. No obstante, es un parámetro que tiene importancia en la resolución de problemas o estudios de abrasión; por ejemplo, diseño de tuberías que conducen agua o mezclas con cantidades apreciables de material sólido (obras de tomas fluviales y marinas, emisores, etc.). En igualdad de condiciones, el poder abrasivo de las partículas será tanto más grande cuanto menor sea su redondez.

1.2.4 Velocidad de caída

Al caer una partícula dentro de un líquido en reposo, su peso sumergido tiende a equilibrarse con la fuerza que se opone a su caída, o sea con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella. En el instante en que ambas fuerzas se equilibran, la partícula alcanza su velocidad de caída terminal o final, ya que a partir de ese instante comienza a caer con velocidad uniforme.

1.3 Transporte de sedimentos

Los sedimentos pueden ser transportados, de varias formas por el flujo de una corriente, cuando el esfuerzo cortante promedio sobre el fondo del cauce excede el esfuerzo crítico tractivo del material de fondo. El transporte puede ser por rodamiento o deslizamiento sobre el fondo, a saltos dentro del flujo y suspendido o soportado por el flujo durante el tiempo que es transportado. El transporte puede ser también una combinación de las anteriores (García S. , 2005).

El flujo de una corriente transporta los sedimentos de varias formas, esto sucede cuando el esfuerzo cortante promedio sobre el fondo del cauce es mayor que el esfuerzo crítico tractivo del material de fondo. El transporte puede ser por rodamiento o deslizamiento sobre el fondo (acarreo), a saltos dentro del flujo y suspendido o soportado (légamos) por el flujo durante el tiempo que es transportado. El transporte puede ser también una combinación de las anteriores. En la Figura 6, se aprecia las formas de transporte de sedimentos por parte del flujo de una corriente.

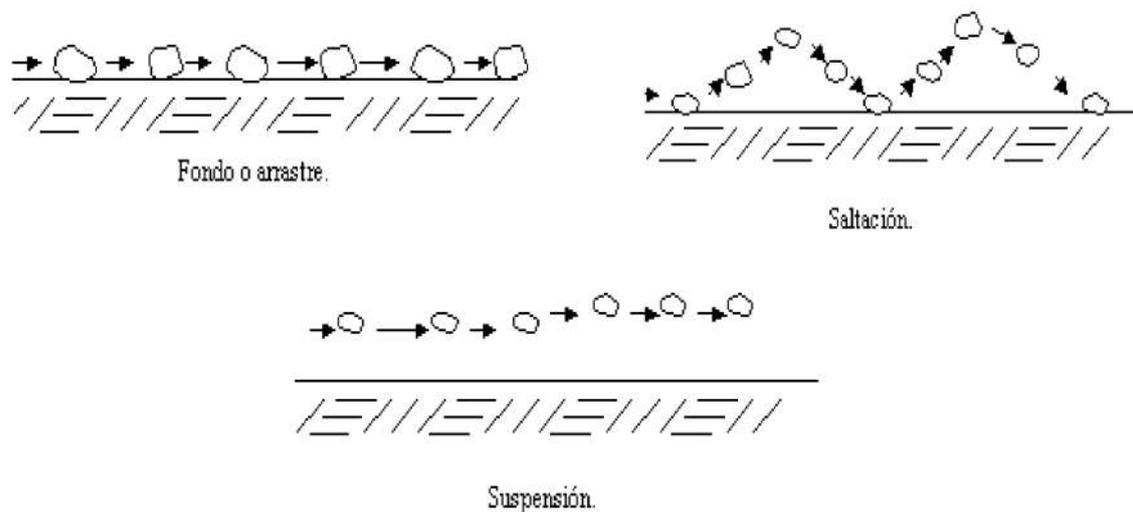


Figura 6. Formas de transporte del sedimento por parte del flujo de una corriente.
Fuente: García & Maza, 1996.

1.3.1 Clasificación de transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos por un río puede ser en suspensión y de fondo. El material en suspensión está sostenido por la turbulencia del flujo y se traslada con el caudal de agua, haciendo una mezcla. El material de fondo se transporta mediante tres formas: rodando, deslizando y saltando (García S. , 2005).

El tamaño de las partículas influye en cómo son transportadas, en el caso de las arenas, gravas y cantos, éstas se deslizan o avanzan a saltos apoyándose sobre el fondo, este transporte es lo que se conoce como carga de fondo.

En el caso de los limos, arcillas y partículas menores que 0,062 mm en tamaño, que viajan en suspensión a lo largo del tramo de un río, se le conoce como carga en suspensión.

Para facilitar la obtención de datos y poder realizar la interpretación de resultados, es necesario conocer una forma de clasificar el transporte de sedimentos (García S. , 2005):

- a. Transporte en la capa de fondo: en este tipo de transporte el material del fondo del cauce rueda, salta o es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo.
- b. Transporte de fondo en suspensión: en este tipo de transporte el material del fondo del cauce es transportado en suspensión debido a la velocidad y turbulencia de la corriente.
- c. Transporte total de fondo: en este tipo de transporte el material de fondo transportado por la corriente tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión.
- d. Transporte de lavado: en este tipo de transporte el material generalmente fino (limo y arcillas) transportado en suspensión, el cual es originado en la superficie de la cuenca al ser erosionada por las gotas y el escurrimiento de la lluvia.
- e. Transporte en suspensión: Es constituido por el material de fondo, así como por material de lavado arrastrado de la cuenca por el escurrimiento, los cuales son transportados en suspensión debido a la turbulencia de la corriente y su reducción de peso.
- f. Transporte total: en este tipo de transporte el total del material que es transportado por el río, considera las diferentes fuentes del material y las diferentes formas de transporte.

En la Figura 7, se aprecia los distintos tipos de transporte de sedimentos en un embalse.

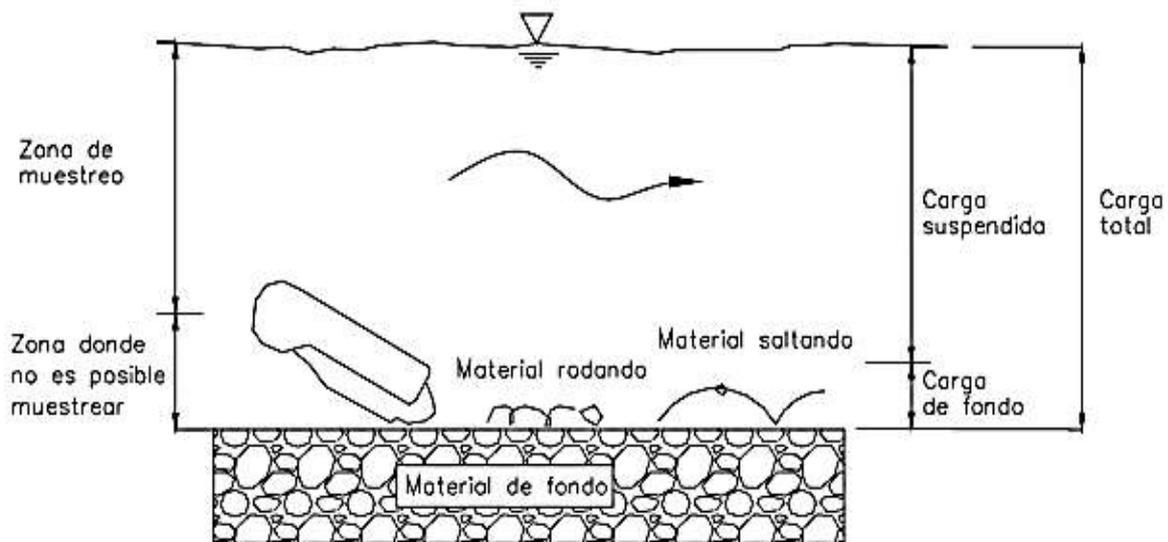


Figura 7. Representación esquemática de transporte de sedimentos.

Fuente: García & Maza, 1996.

1.3.2 Factores que influyen en el transporte y deposición de sedimentos

Se puede mencionar dos grupos de variables que establecen la cantidad de material transportado o depositado en el flujo de un río (García S. , 2005).

1.3.2.1 Grupo I: Características del sedimento transportado por la corriente

En el primer grupo se encuentran las variables que influyen en la cantidad y calidad de sedimento llevado por el flujo de agua.

Las variables del grupo I no son constantes, lo cual dificulta la cuantificación del sedimento por un largo período de tiempo, con lo que sería conveniente efectuar mediciones periódicas y registrarlas. Estas variables definen la carga del sedimento fino.

- a. Calidad: Tamaño, velocidad de sedimentación, gravedad específica, forma, resistencia al gasto, estado de dispersión y cohesión.
- b. Cantidad: Geología y topografía de desaguadero, magnitud, intensidad, duración y distribución de las lluvias, cubierta vegetal, cultivos y forrajes, superficie de erosión y sección de bancos de sedimentos.

1.3.2.2 Grupo II: Capacidad de la corriente para transportar sedimentos

En el segundo grupo se encuentran las variables que influyen sobre la capacidad de transporte de sedimento.

Las variables del grupo II están más sujetas al análisis matemático y predicción, y están muy relacionadas a las variables hidráulicas controlando la capacidad de la corriente en el arrastre del sedimento.

- a. Propiedades geométricas o forma del prisma de la corriente, fondo forma, ancho y alineación.
- b. Propiedades hidráulicas de la corriente del canal: pendiente, radio hidráulico, rugosidad, descarga, velocidad, distribución de velocidades del fluido y uniformidad de descarga.

1.3.2.3 Grupo III: Tipo de fondo o lecho

En el tercer grupo se encuentran las variables que influyen en el transporte de sedimentos, este grupo puede clasificarse por su erosionabilidad, y por su forma.

- a. Por su erosionabilidad
 - Fondo fijo: Es cuando el fondo no es erosionable y se mantiene en condiciones homogéneas a lo largo del tiempo y de la trayectoria de la corriente. Cuando el escurrimiento del fluido se da sobre un fondo fijo se pueden establecer ecuaciones determinadas como la de Chezy por ejemplo, que relaciona las variables fundamentales como son: gasto, sección transversal y pendiente.
 - Fondo móvil: Es cuando se presenta un transporte continuo de partículas constituyentes del fondo, este material es proveniente de la erosión de la cuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes que se presentan sobre ella.

Cuando se presenta esta característica, resulta más complejo seleccionar las variables a estudiar, puesto que en estas condiciones varían la sección transversal, inclinación y rugosidad.

- b. Por la forma de fondo

El lecho de un río puede presentar una configuración no plana sino ondulada siendo las llamadas formas de fondo.

Las formas de fondo tienen importancia porque participan en el transporte de sedimentos y porque intervienen decisivamente en la resistencia al flujo (rugosidad).

Las formas de fondo ocurren con toda propiedad en lechos de arena, mientras que en ríos de grava y en ríos con materiales gruesos de granulometría extendida parece ser que se presentan limitadamente o no se presentan.

Todos estos factores (calidad, cantidad, tipo de fondo, forma de fondo, etc.) afectan a lo que se denomina capacidad de transporte, es la máxima cantidad de material sólido

que es capaz de transportar una corriente de agua. Este valor es teórico, ya que generalmente un río transporta cantidades menores que su máxima capacidad.

1.4 Los embalses

Un embalse es un cuerpo de agua artificial atrapado por una obra hidráulica, la presa, dentro del cual el agua es almacenada para su futuro uso. Un embalse es una fuente de almacenamiento originado por grandes avenidas, tormentas y corrientes intermitentes con la finalidad de abastecer a aquellos campos que son abastecidos por causas de agua irregulares. Tiene la capacidad de almacenamiento durante periodos de sequía o sin irrigación. A veces su capacidad de retención atrapa sedimentos y/o contaminantes en el flujo. Un embalse también es creado a partir de un lago ya existente incrementando su capacidad por medio de diques. En el Perú existe un reservorio con estas características, el reservorio de Lagunillas, ubicado al sur del país. Sin embargo el caso más común es el de aquellos que se generan obstaculizando el curso de un río y obligando a este a albergarlo dentro de su cauce. En el Perú existen varios reservorios con estas condiciones entre ellos están el reservorio Poechos y San Lorenzo (Ordinola como se citó en Enríquez, 2016).

Los embalses son cuerpos de agua intermedios entre ríos y lagos. El flujo de agua es más lento que los ríos y más rápido que los lagos, es semejante a un gran remanso del río. En otras palabras, es el volumen de agua que queda retenido por la presa. Esta acumulación de agua producida por la obstrucción del curso natural de un río lo describe la curva de remanso. Entonces, cuando se refiere a embalse, se trata específicamente del cuerpo de agua almacenado (Fernandez como se cito en Enríquez, 2016).

Los embalses también se definen como lagos artificiales, es decir, construidos por el hombre, con el fin de almacenar y regular las aguas de un río para poderlas utilizar en un proyecto de riego, de generación hidroeléctrica, de abastecimiento poblacional o industrial, o para otros fines como el control de avenidas. Eventualmente, los embalses tienen varios de estos usos y constituyen así embalses de usos múltiples que cumplen la función de efectuar el almacenamiento y la regulación temporal de las descargas naturales (Rocha como se cito en Enríquez, 2016).

1.4.1 Sedimentación de embalses

La sedimentación o colmatación de un embalse es la acumulación de sedimentos dentro del embalse.

Generalmente al construirse una presa, los embalses pueden ser de dos tipos: los ubicados sobre el lecho del río y los ubicados en las zonas laterales al río. Una presa en el lecho del río ocasiona que aguas arriba se produzca sedimentación (agradación) y aguas abajo, erosión (degradación). Cuando se construye una presa en el lecho del río, esta actúa como una trampa de sedimentación, y la mayor parte de los sedimentos transportados por la corriente queda retenida en el embalse, disminuyendo así el volumen de almacenamiento. Por tal razón, se considera en el diseño un volumen de embalse adicional al requerido para satisfacer las necesidades del proyecto, y que sirve para el depósito sedimentado en el embalse. Este volumen se llenará con el transcurso del tiempo. A este volumen adicional se le conoce generalmente con el nombre de volumen muerto, pero este término es equívoco. Podría decirse para mayor precisión que es el volumen perdido por la cota de descarga (Carrión, 2004).

1.4.1.1 Causas de sedimentación de embalses

La sedimentación de un embalse es el resultado final de la erosión de la cuenca, o el arrastre de sólidos, de la superficie del terreno por acción del agua, viento, hielo y gravedad. La erosión de la cuenca depende de variables naturales y artificiales, lo que hace que cambie a lo largo del tiempo y su intensificación puede producirse por la aparición de circunstancias diferentes al aumento de la precipitación, por ejemplo, que a su vez da lugar al aumento de la escorrentía.

La erosión de la cuenca puede cambiar radicalmente en pocos años por las acciones humanas u otros factores.

El conocimiento de la magnitud del aporte de sedimentos de la cuenca, producto de su erosión, es de vital importancia para el éxito sedimentológico de un proyecto de embalse.

Para los proyectos de las obras hidráulicas, resulta imprescindible conocer el comportamiento del material sólido producido o generado en la cuenca, que es transportado luego por el sistema fluvial. Asimismo también es importante conocer cómo es el mecanismo del transporte de ese sedimento generado, a lo largo de los cauces de la red, con el fin de poder evaluar los procesos de erosión y/o sedimentación que pueden presentarse, especialmente en zonas de suelos con escasa vegetación y altas pendientes. Las precipitaciones intensas tienen un importante efecto erosivo en la cuenca, con el consiguiente elevado transporte sólido en los cursos que conforman la red de drenaje (Barragán, 2000).

Si localizamos las fuentes de sedimentos, esta es una herramienta para poder prever y controlar la sedimentación futura en un embalse.

1.4.1.2 Proceso de sedimentación de embalses

Al interponer un obstáculo a un río, como es el caso de una presa, se origina un estancamiento, por lo cual el sedimento transportado se comportará según se muestra en la Figura 8, Al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por el efecto de ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando al ingreso del embalse una acumulación del sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del embalse como una *corriente de densidad*⁷, para posteriormente al detenerse, depositarse en el fondo del mismo.

El mecanismo de sedimentación descrito, es en realidad más complejo, ya que depende de muchos otros factores como son la estratificación de temperaturas, forma, dimensiones y características especiales del embalse, operación, características fisicoquímicas del sedimento y las características de la avenida de ingreso, entre otros.

El delta se moverá hacia adentro del embalse según las características de las avenidas y la variación de los niveles del embalse. En los grandes embalses, la formación del delta tiene gran importancia por el efecto que causa hacia aguas arriba del río y por el volumen que ocupa dentro del embalse. El remanso⁸ en ocasiones inunda áreas que antes de la formación del delta no se inundaban. Sin embargo, existen casos en los que la penetración del material grueso dentro del embalse llega al ser tan acentuada, poniendo en peligro las instalaciones en la presa.

⁷ Corriente de densidad: Afluencia de agua cargada de sedimentos, que fluye rápidamente pendiente abajo e ingresa en un cuerpo de agua más grande; los sedimentos suspendidos hacen que la corriente tenga mayor densidad que el agua más limpia hacia la cual fluye.

⁸ Remanso: Corriente de agua retenida o suspendida.

Cuando el embalse no es muy grande y sus extracciones son muy frecuentes, es posible que el delta ocupe gran parte del embalse y en tal caso, el sedimento grueso sí constituye la principal pérdida de capacidad, ya que gran parte del material fino muy probablemente no será retenido pues continuará hacia aguas abajo. El material que se deposita en el fondo del embalse, estará sujeto a una compactación al transcurrir el tiempo. Este efecto se verá acentuado al cambiar sensiblemente los niveles en el embalse, haciendo que se produzca un alternado secado y saturación del material sedimentado. Esto induce dos problemas, uno, es el cambio de volumen depositado a través del tiempo que repercute en la cantidad de agua almacenada, y otro, es la dificultad de remover sedimento altamente compactado.

Las corrientes de densidad, aunque son un fenómeno que fácilmente se puede generar en laboratorio, su detección en campo presenta grandes dificultades. Por esta razón, no ha sido posible definir una clara relación entre los trabajos teóricos y el fenómeno real. Esto es particularmente importante, porque el manejo de una corriente de densidad, permitiría, en algunos embalses, aliviar el problema de sedimentación, pues al conocer su comportamiento tal vez pudieran extraerse del embalse antes de que el material que transportan se sedimentará.

Cuando la corriente de densidad no llega a formarse, y sólo se genera turbidez en el embalse, lo cual generalmente ocurre con concentraciones bajas de sedimento, el principal problema no radica en la cantidad depositada, sino en la afectación de la calidad del agua (García S. , 2005).

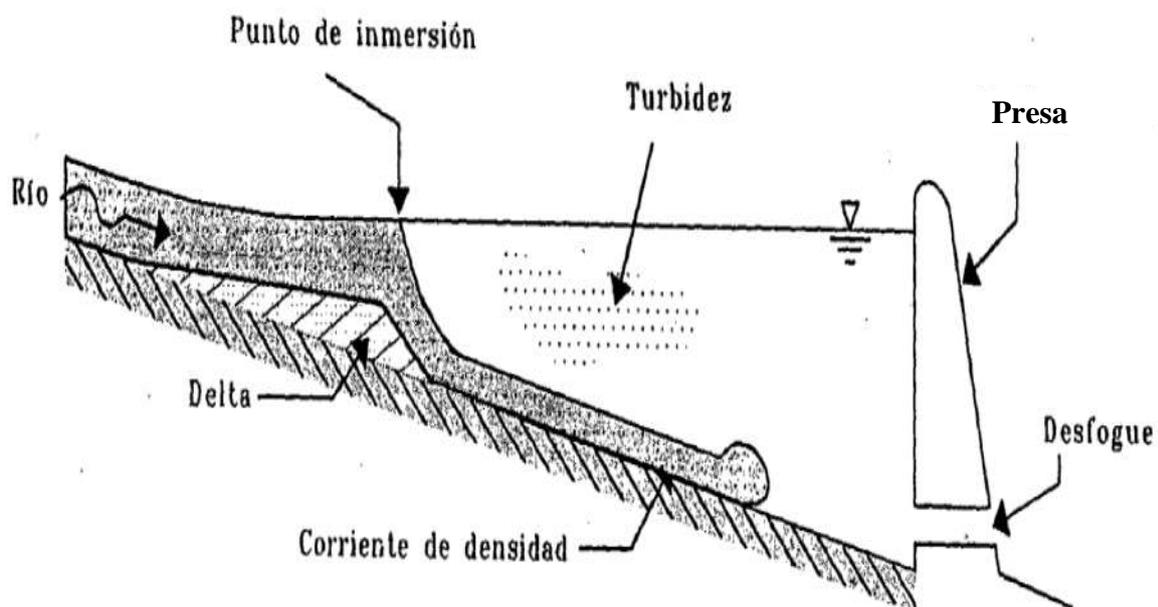


Figura 8. Esquema general del comportamiento del sedimento dentro de un embalse.

Fuente: Gracia, 1997.

1.4.1.3 Consecuencias de sedimentación de embalses

El sedimento depositado en un embalse puede ocasionar:

- a. Pérdida de volumen de almacenamiento efectivo

Las pérdidas de volumen de almacenamiento efectivo, reducen la capacidad de control de avenidas, el volumen destinado para riego, la capacidad de regulación para la producción de energía eléctrica y el suministro de agua.

b. Cambios en la calidad del agua

Los cambios en la calidad del agua se producen de 2 formas: incrementando la turbiedad y reduciendo los niveles de oxígeno disuelto con lo cual las aguas podrían llegar a ser inhabitables para peces y otras vidas acuáticas.

c. Afecta la seguridad de la estructura

Afecta la seguridad de la estructura, ya que los sedimentos cerca de la presa incrementan la carga estática, por tal motivo el comportamiento estructural ante sismos y avenidas intensos podría ponerse en duda.

Otras consecuencias de la sedimentación en embalses:

- Acumulación del sedimento en la presa y bloqueo de las compuertas de fondo.
- Extensión aguas arriba de los depósitos de sedimento en la región de remanso del reservorio.
- Dificultad en la navegación en el embalse.

En general los factores que más afectan el curso y la naturaleza de la sedimentación son (Barragán, 2000):

- Flujo entrante y carga de sedimentos.
- Terreno del reservorio y características originales del lecho del río (antes de la construcción de la presa).
- Modo de operación del reservorio.
- Dimensiones y elevaciones de la estructura de salida.
- Volumen de almacenamiento.
- Confluencia de los ríos tributarios.

1.4.2 Formas en que se deposita el sedimento en los embalses

Las zonas de deposiciones longitudinales en reservorios se pueden dividir en tres zonas principales, como se ilustra conceptualmente en la Figura 9. La zona *topset* corresponde a depósitos delta de solución rápida de sedimentos. El límite aguas debajo de la zona *topset* corresponde al límite aguas abajo de transporte de material del lecho en el depósito. Los depósitos *foreset* representan la cara de la delta de avance en el depósito y se diferencian de la zona *topset* por un aumento en la pendiente y la disminución en el tamaño de grano. La zona inferior (*bottomset*) consiste en sedimentos finos que se depositan por encima del delta por corrientes de turbidez o flujo no estratificado. También pueden incluir material orgánico natural producido por las algas o plantas acuáticas dentro del reservorio.

Mientras que los depósitos delta pueden contener material grueso y fino, la zona inferior (*bottomset*) se caracteriza por tener grano fino. Sin embargo, las entradas tributarias, reducción del nivel del reservorio, fallas en las pendientes, y las inundaciones extremas pueden entregar todo el material más grueso en zonas donde el material de grano fino, normalmente predomina, lo que resulta en la estratificación de los depósitos o variaciones localizadas en el tamaño de sedimento (Morris & Fan, 1998).

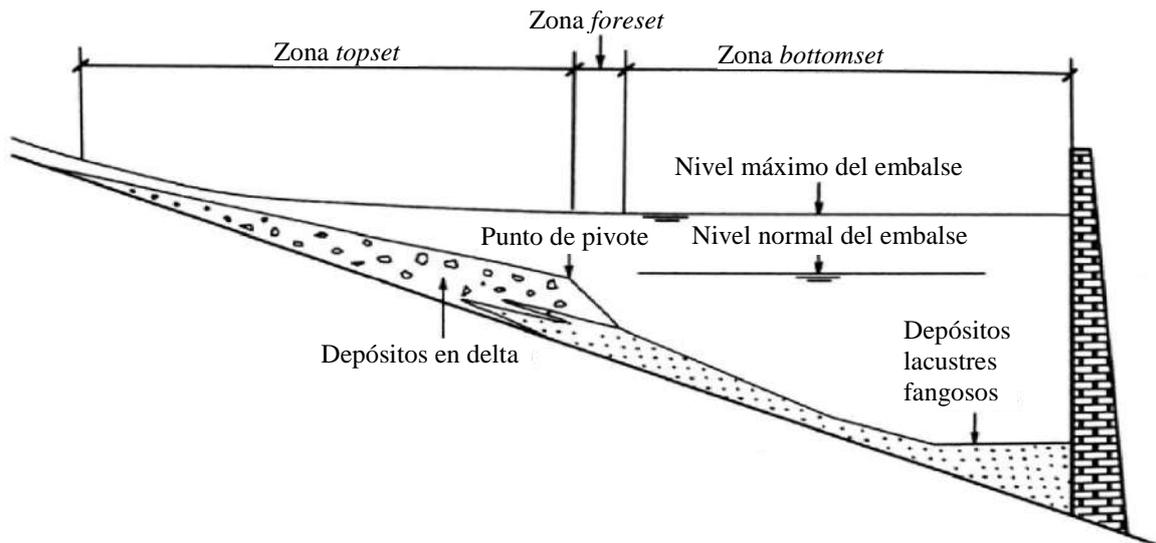


Figura 9. Zona de deposición generalizada en un embalse.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

Existen cuatro formas en las que se deposita el sedimento en un embalse (Morris & Fan, 1998):

a. Depósito en deltas

En este caso el sedimento se deposita en la zona de entrada de flujo al embalse, y principalmente está formado por la fracción gruesa de sedimento aunque en ocasiones puede tener fracciones de material fino como limos (Morris & Fan, 1998). En la Figura 10, se aprecia el esquema de un embalse con depósitos en delta.

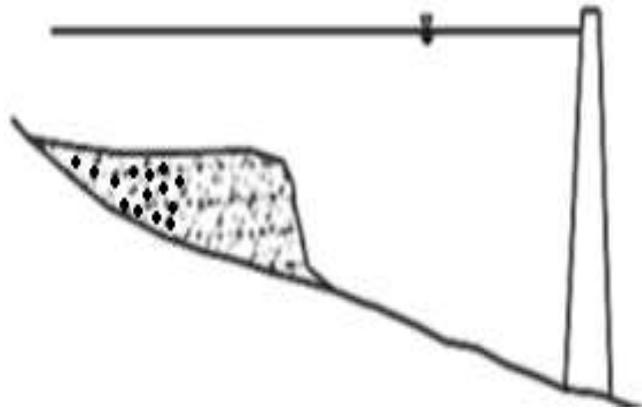


Figura 10. Esquema de depósitos en deltas.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

b. Depósito en cuña

En este caso el sedimento es muy grueso al pie de la presa y se van haciendo delgados hacia aguas arriba. Este esquema es típico de los sedimentos que son depositados por corrientes de densidad. Los depósitos en forma de cuña se pueden encontrar en pequeños embalses en los que la captación de sedimentos es grande, así mismo en un embalse grande cuyo nivel de operación es bajo durante avenidas, favoreciendo que el sedimento sea llevado cerca de la presa (Morris & Fan, 1998). En la Figura 11, se aprecia el esquema de un embalse con depósitos en cuña.

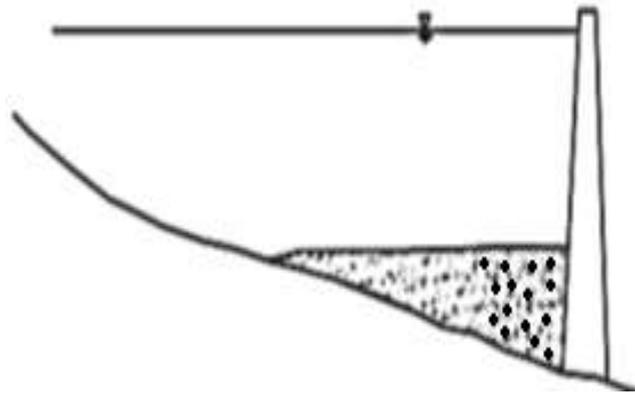


Figura 11. Esquema de depósitos en cuña.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

c. Depósito adelgazado

Este caso se presenta cuando el depósito se adelgaza progresivamente conforme se va acercando a la presa, es común en embalses que mantienen un nivel alto (Morris & Fan, 1998). En la Figura 12, se aprecia el esquema de un embalse con depósito adelgazado.

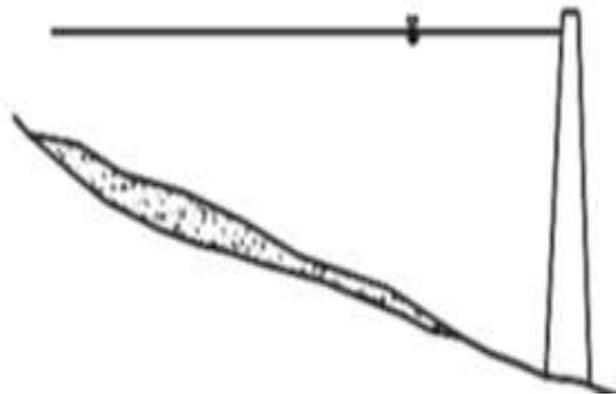


Figura 12. Esquema de depósito adelgazado.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

d. Depósito uniforme

Este caso es poco usual, pero puede ocurrir, y se presentan en embalses encañonados con fluctuaciones frecuentes en los niveles del mismo (Morris & Fan, 1998). En la Figura 13, se aprecia el esquema de un embalse con depósito uniforme.

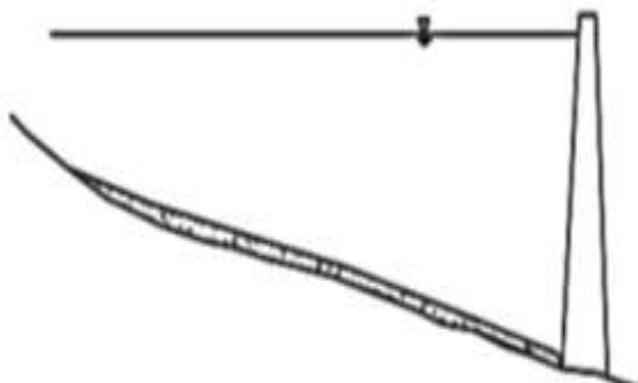


Figura 13. Esquema de depósito uniforme.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

1.4.3 Importancia de los embalses

Los embalses son obras hidráulicas que permiten la utilización del recurso hídrico, que a partir de su almacenamiento y asignación para los diferentes usos que se le puede dar: la agricultura, generación de energía eléctrica, agua potable para usos industriales y domésticos, control de avenidas, pesca, recreación y otros.

Un embalse es creado si existe una demanda para él, asumiendo que sus beneficios exceden sus costos y riesgos. Según el libro Bureau of Reclamation, Diseño de presas pequeñas (2007), este tipo de obras hidráulicas están condicionados a una o más de las siguientes funciones que se detallan a continuación:

- a. Irrigación: El agua almacenada debe ser suficiente para regar eficientemente (considerando la escasez ocasional tolerable) a un costo razonablemente económico por hectárea, tanto por lo que toca a la inversión de capital como al costo de operación, mantenimiento y reposiciones. La calidad del agua debe ser tal que no sea peligrosa para los cultivos o para los suelos. Si el sistema de distribución va a funcionar por gravedad, el nivel de agua debe quedar lo suficientemente alto con relación a la superficie regada para que exista la carga hidráulica suficiente para obtener los gastos necesarios.
- b. Producción de energía: Cuando se incluye la generación de potencia, la capacidad del equipo generador y las demandas de carga están íntimamente relacionadas a la cantidad de agua disponible y a la magnitud del almacenamiento. La altura de las presas para obtener energía la dictan generalmente estos requisitos. Entonces podemos concluir que se requiere un suficiente nivel de almacenamiento para crear la máxima carga.
- c. Control de avenidas: En el estudio y proyecto de las obras y estructuras para el control de avenidas deberán considerarse los siguientes factores:
 - La relación del costo del control a los beneficios obtenidos por la reducción de los daños acumulados, debe ser favorable en comparación con otros procedimientos con los que se obtengan beneficios semejantes, tomando en consideración el interés público.
 - El almacenamiento temporal debe ser suficiente para disminuir los gastos máximos o para disminuir la frecuencia de las avenidas menores.
 - Hasta donde sea posible, el método de control deberá ser automático en vez de manual.
 - Cualquier control de avenidas deberá ser efectivo. Una seguridad hipotética aguas abajo es más peligrosa que una ausencia absoluta de control.
- d. Aplicaciones domésticas y municipales: La cantidad de agua debe ser la adecuada para satisfacer los requisitos. Son conceptos importantes la demanda presente y un sobrante para afrontar los aumentos previsibles en los consumos. La calidad del agua debe ser tal que se pueda potabilizar y utilizarse para uso doméstico y en la mayor parte de las aplicaciones industriales con métodos de tratamientos económicos.
- e. Usos industriales: Aunque la calidad del agua para servicios municipales es, por lo general, suficientemente buena para usos industriales, algunos procesos industriales

requieren normas más exigentes con respecto a que no deben contener sustancias químicas perjudiciales para los equipos o para los productos manufacturados.

- f. Agua para el ganado: La calidad del agua para el consumo del ganado debe servir para ese objeto. El estanque debe estar situado en un lugar que sea accesible al ganado ya sea directamente o por medio del uso económico de zanjas o tubos.

Muchas funciones en un mismo reservorio podrían tener demandas contradictorias. Es favorable que éstas estén comprometidas en cuanto a las temporadas en que se prevea la entrada o salida del flujo. Por ejemplo, la irrigación y control de inundaciones pueden ser combinadas si el reservorio es llenado para la irrigación durante los periodos secos para que después de ello provea la capacidad suficiente para regular el agua durante los periodos de grandes avenidas (Ordinola como se citó en Enríquez, 2016).

1.4.4 Importancia de los embalses en el Perú

Para elaborar este apartado se ha obtenido información del PECHP⁹, JUSHSL¹⁰, PEJEZA¹¹, y ANA¹².

Sólo en la zona norte del Perú gracias a los embalses de Poechos, San Lorenzo, Tinajones y Gallito Ciego se benefician más de 270 000 ha con la irrigación de sus cultivos. Si se asume que esas hectáreas fueran solo de banano orgánico, en la cual por hectárea obtenemos una rentabilidad de \$ 3 000 dólares, se totaliza un ingreso de \$ 810 millones de dólares anuales. También se generan más de 176 MW de energía y el costo es de \$ 0,04 KWh y con ello se totaliza un ingreso de más de \$ 60 millones de dólares anuales (Enríquez, 2016), con lo cual sumando la irrigación y la energía se tiene un ingreso de \$ 870 millones de dólares anuales.

Por lo tanto, es significativo el ingreso económico y desarrollo social que significan los embalses de la zona norte y en todo el Perú. Ahora la necesidad de un mayor número de embalses va en aumento conforme va creciendo la población, en la Tabla 4, se aprecia el ritmo de crecimiento de la población en el Perú.

Tabla 4. Estadísticas de la tasa de crecimiento de la población en el Perú.

| Año | 1993 | 2005 | 2025 | 2050 |
|------------------------|------|------|------|------|
| Millones de habitantes | 22,1 | 26,1 | 34,4 | 42,8 |

Fuente: ANA, 2012.

En un análisis de COPEGP¹³ realizado en el 2005, se estableció que para cubrir los requerimientos de agua de esta población y las actividades productivas del país, se requerirá construir prácticamente una gran presa por año para cubrir necesidades de saneamiento, irrigaciones, energía, industria, minería, transporte y reponer los volúmenes útiles de presas con avanzado proceso de colmatación. En la Tabla 5, se presentan los principales embalses del Perú.

⁹ PECHP: Proyecto Especial Chira – Piura.

¹⁰ JUSHSL: Junta de Usuarios del Sector Hidráulico San Lorenzo.

¹¹ PEJEZA: Proyecto Especial Jequetepeque – Zaña.

¹² ANA: Autoridad Nacional del Agua.

¹³ COPEGP: Comité Peruano de Grandes Presas.

Tabla 5. Reservorios más importantes del Perú.

| Embalse | Lugar | Cuenca | Capacidad útil máxima (MMC) |
|---------------------|------------|--------------------|-----------------------------|
| Lagunilla | Puno | Coata | 500 |
| Poechos | Piura | Chira | 405,6 |
| Gallito Ciego | Cajamarca | Jequetepeque | 372 |
| Tinajones | Lambayeque | Chancay | 308 |
| Condorama | Arequipa | Camana | 259 |
| Pasto Grande | Moquegua | Tambo | 185 |
| San Lorenzo | Piura | Chira | 171 |
| El Fraile | Arequipa | Quilka-Vitor-Chili | 127,2 |
| El Pañe | Arequipa | Quilka-Vitor-Chili | 99,6 |
| Pillones | Arequipa | Quilka-Vitor-Chili | 78,5 |
| Aguada Blanca | Arequipa | Quilka-Vitor-Chili | 30,4 |
| Dique los españoles | Arequipa | Quilka-Vitor-Chili | 9,09 |

Fuente: ANA, 2015.

A continuación se presenta información acerca de algunos de los embalses presentados anteriormente, con la finalidad de tener la información que nos permita analizar posteriormente los posibles métodos para descolmatar dichos embalses.

1.4.4.1 Embalse Poechos

El reservorio Poechos es la obra hidráulica con fines de irrigación más grande del Perú. Está construida en el cauce del río Chira, aproximadamente a 30 km de la ciudad de Sullana. Se construyó entre 1972 y 1976, iniciando operación ese mismo año.

El embalse Poechos tiene una longitud aproximada de 24 km, y un ancho aproximado de 9,5 km, como se aprecia en la Figura 14.

La capacidad inicial del reservorio en la cota 103 m.s.n.m. era de 885 MMC y, según el Proyecto Especial Chira-Piura, 2015, hasta diciembre del 2014, su capacidad era de 405,52 MMC, como se aprecia en la Figura 15.



Figura 14. Imagen satelital del embalse Poechos.

Fuente: Google Earth.

El embalse Poechos cuenta con aliviadero de compuertas que está conformado de tres compuertas radiales, de 10 m de ancho por 12 m de altura y 210 toneladas de peso c/u y tienen como función controlar las descargas de agua hacia el río Chira en época de avenidas, con una capacidad máxima de 5 500 m³/s, en la actualidad su máxima descarga puede ser de 1 600 m³/s debido a la población establecida aguas abajo del reservorio. Este embalse además es usado para la generación eléctrica, la central Poechos II tiene una potencia efectiva de 10 MW.

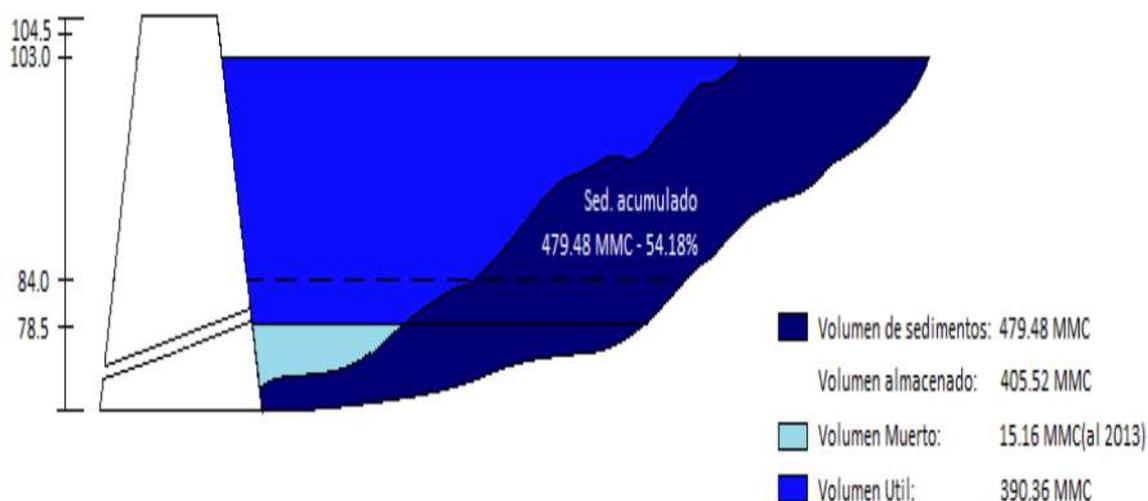


Figura 15. Esquema del perfil de la presa Poechos.

Fuente: Enríquez, 2016; de Proyecto Especial Chira-Piura, 2015.

1.4.4.2 Embalse Gallito Ciego

El reservorio Gallito Ciego ha sido construido sobre el cauce del río Jequetepeque, se ubica en el Distrito de Yonán, Provincia de Contumaza, en el Departamento de Cajamarca a 350 m.s.n.m.

El embalse Gallito Ciego tiene una longitud aproximada de 12 km y un ancho aproximado de 1,2 km, como se aprecia en la Figura 16.



Figura 16. Imagen satelital del embalse Gallito Ciego.

Fuente: Google Earth.

Su volumen útil de diseño según PEJEZA fue de 533,54 MMC, el volumen útil actual al año 2013, es de 366,60 MMC, como se aprecia en la Figura 17.

La presa cuenta con dos tuberías para la descarga del caudal regulado cada una de ellas con un máximo de $70 \text{ m}^3/\text{s}$, una tubería de descarga para la central hidroeléctrica ubicada aguas abajo, Un vertedero de demasías con una capacidad máxima de $1\,200 \text{ m}^3/\text{s}$, un colchón disipador de energía aguas debajo de la presa, este permite recibir las aguas que se descargarían por las dos tuberías de operación de regulación, así también las aguas provenientes del vertedero de demasías esta doble opción ha creado una restricción la que no se puede hacer funcionar en forma simultanea las tuberías de descarga regulada y el vertedero de demasías porque se produciría conflicto de flujos, esta restricción está tipificada en el manual de operación y mantenimiento de la presa de Gallito Ciego. Este embalse además es usado para la generación eléctrica teniendo una potencia efectiva de 38,1 MW.

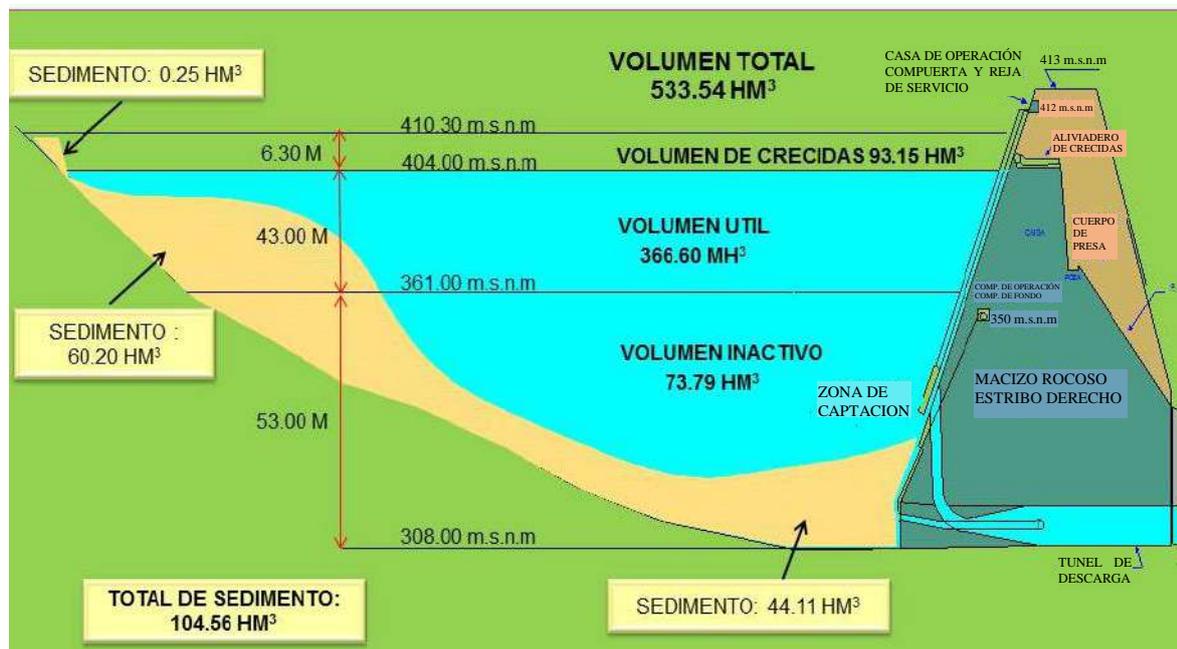


Figura 17. Esquema de la presa Gallito Ciego.

Fuente: Hidráulica & Oceanografía Ingenieros Consultores S.A, 2013; adaptado por Ing. Vilcabana Bernilla, S.

1.4.4.3 Embalse Tinajones

Se encuentra ubicado en el Distrito de Chongoyape, a unos 47 km al noreste de la ciudad de Chiclayo, en el Departamento de Lambayeque.

El embalse Tinajones se forma por medio de un dique principal, de estructura de tierra zonificada de 41 m de altura y 2,38 km de longitud y tres diques secundarios. Las obras conexas son: aliviadero de demasías y canal evacuador, que permiten la evacuación de las aguas cuando el reservorio está a plena capacidad. El túnel de salida del reservorio tiene 372 m, la pendiente es de 0,0125 y diámetro de 3,6 m; además el canal de descarga tiene 3,9 km con una descarga de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ y una pendiente de 0,01.

El embalse Tinajones tiene una longitud aproximada de 3,75 km, y un ancho aproximado de 4,5 km, como se aprecia en la Figura 18.

Se diseñó con una capacidad de almacenamiento de 320 MMC, y según la Autoridad Nacional del Agua su volumen útil actual al año 2014 es de 308 MMC.



Figura 18. Imagen satelital del embalse Tinajones.
Fuente: Google Earth.

1.4.4.4 Embalse San Lorenzo

El reservorio de San Lorenzo también conocido como represa de Los Cocos, está ubicada muy cerca del Distrito de Las Lomas, Provincia de Sullana, Departamento de Piura. Esta presa embalsa las aguas del río Chipillico y las aguas trasvasadas del río Quiroz. Es la más antigua de las represas peruanas.

El embalse San Lorenzo tiene una longitud aproximada de 7 km, y un ancho aproximado de 5,5 km, como se aprecia en la Figura 19.



Figura 19. Imagen satelital del embalse San Lorenzo.
Fuente: Google Earth.

Su capacidad inicial de diseño fue de un volumen bruto de 258 MMC con una capacidad útil de 255 MMC, en la actualidad el reservorio tiene una capacidad para almacenar 201 MMC, de los cuales el volumen útil es de 171 MMC, como se aprecia en la Figura 20.

El embalse San Lorenzo cuenta con unas compuertas de fondo, que transportan el agua mediante una tubería de fierro galvanizado, si se requiere hacer remoción hidráulica es muy probable que los sedimentos lleguen a aprisionar la tubería, por otro lado el caudal máximo es de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Adicionalmente, la solicitud del recurso agua en el valle de San Lorenzo es cada vez mayor, por lo tanto proponer una descarga por remoción hidráulica significaría perder mucha agua.

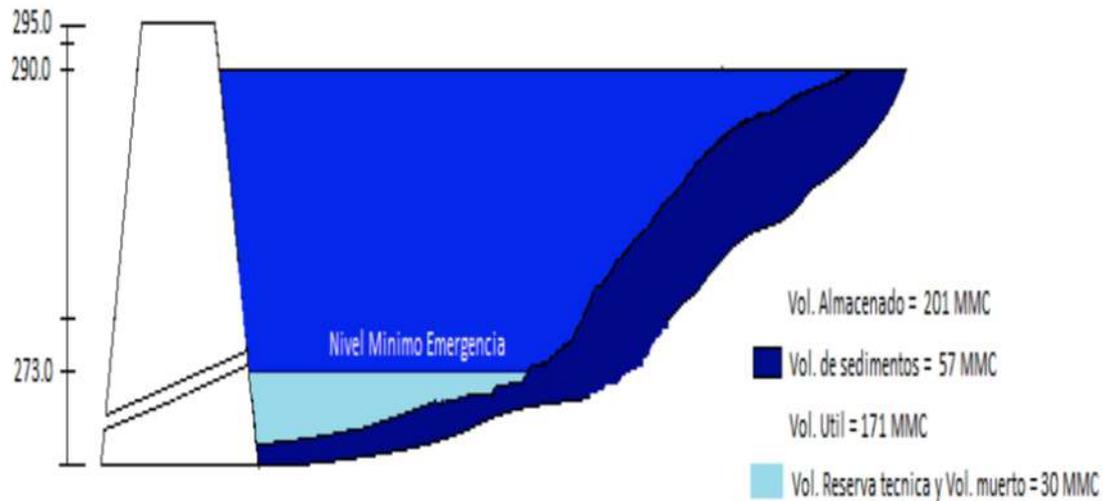


Figura 20. Esquema del embalse San Lorenzo.
Fuente: Enríquez, 2016; de Proyecto Especial Chira-Piura, 2015.

1.4.4.5 Embalse Pillones

La presa Pillones se encuentra ubicada en la cuenca del río Sumbay, entre los 4 300 y 4 500 m.s.n.m, en el Distrito San Juan de Chuca, Provincia de Caylloma, Departamento de Arequipa.

El embalse Pillones tiene una longitud aproximada de 5,5 km, y un ancho aproximado de 2,5 km, como se aprecia en la Figura 21.



Figura 21. Imagen satelital del embalse Pillones.
Fuente: Google Earth.

Actualmente el reservorio se encuentra en funcionamiento, permitiendo almacenar hasta 80 MMC.

El embalse Pillones consta de un sistema de derivación mediante un barraje fijo, uno móvil y una bocatoma con 2 compuertas que regulan el caudal de ingreso. La presa es de tierra con una pantalla de concreto de 769 m de longitud y 6 m de ancho de corona; la descarga de fondo mediante válvulas con un diámetro interior de 1,91 m y el aliviadero diseñado para un caudal de 21 m³/s con un ancho del vertedero de 8 m. Esta obra permite a EGASA¹⁴ incrementar la generación de energía en un 18 %, a través de sus Centrales Hidroeléctricas Charcani IV, V y VI, en los meses de estiaje (mayo a diciembre).

¹⁴ EGASA: Empresa de Generación Eléctrica de Arequipa S.A

CAPÍTULO 2

REMOCIÓN HIDRÁULICA DE SEDIMENTOS

Uno de los principales métodos de descolmatación de embalses es el sistema de remoción hidráulica o también llamado lavado (*flushing*), que es uno de los primeros métodos conocidos para descolmatar un embalse. Este método ha sido muy utilizado en embalses de China con buenos resultados; no obstante su aplicación en un embalse específico depende de un estudio de factibilidad para ver si conviene emplear este método o se tiene que elegir otro.

En este capítulo se ha presentado algunas aplicaciones internacionales de la remoción hidráulica de sedimentos.

Este capítulo se ha basado en la información obtenida de Morris & Fan, 1998.

2.1 Descripción del sistema de remoción hidráulica

Este sistema utiliza la fuerza erosiva del agua para socavar y remover los depósitos de sedimentos y pasar la mezcla de agua con sedimento a través del embalse cuando las compuertas de fondo de la presa son abiertas. A continuación en la Figura 22, se aprecia un esquema del sistema de remoción hidráulica.

Este sistema ha sido empleado exitosamente en prototipo, para preservar la vida útil en los embalses, no solo en embalses pequeños, con capacidad de almacenamiento menor a 100 MMC, sino también para grandes embalses, con capacidad de almacenamiento mayor a 100 MMC. Además se tiene que bajo condiciones apropiadas pueden ser removidos tanto los sedimentos finos como los sedimentos gruesos.

Para aplicar la remoción hidráulica los niveles de agua del embalse deben ser disminuidos para remover los depósitos de sedimentos acumulados, tomando en cuenta el grado de extracción del agua del embalse, a través de las compuertas de fondo.

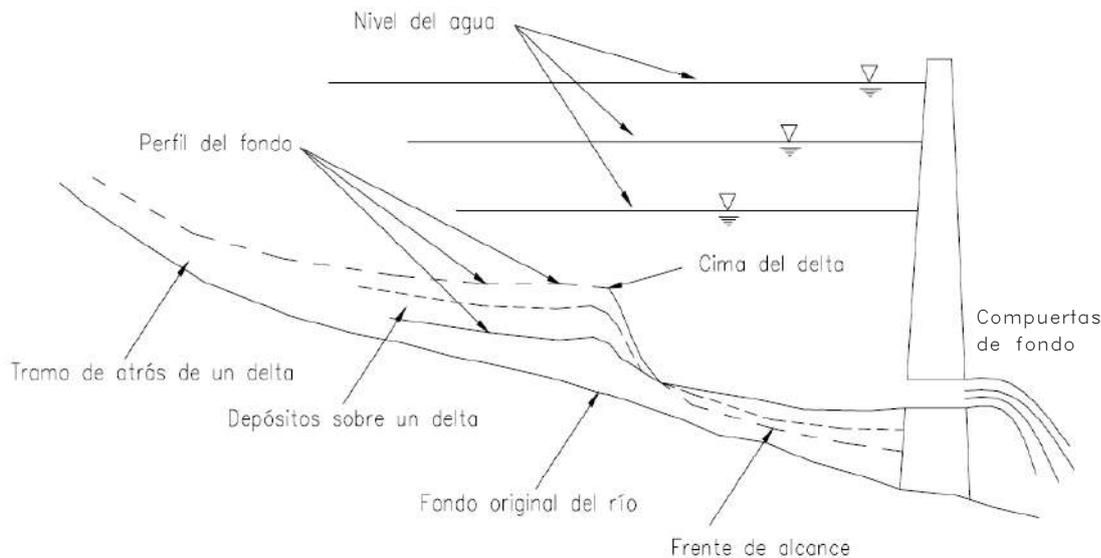


Figura 22. Diagrama esquemático del proceso de remoción hidráulica de sedimentos.
Fuente: Barragán, 2000.

Cuando se libera el agua del embalse para aplicar la remoción hidráulica se genera una erosión de sedimentos que puede ocurrir en dos formas diferentes, erosión progresiva y erosión regresiva, como se aprecia en la Figura 23. La erosión progresiva empieza al final de un tramo aguas arriba y progresa sucesivamente hacia aguas abajo socavando progresivamente la superficie de depósitos de sedimento. La erosión regresiva procede en la dirección opuesta, iniciando en un punto aguas abajo y procediendo aguas arriba. Esta es más importante en la remoción de sedimento debido a que es una erosión fuerte y a gran escala, por lo que crea un canal de flujo cortando los depósitos de sedimentos.

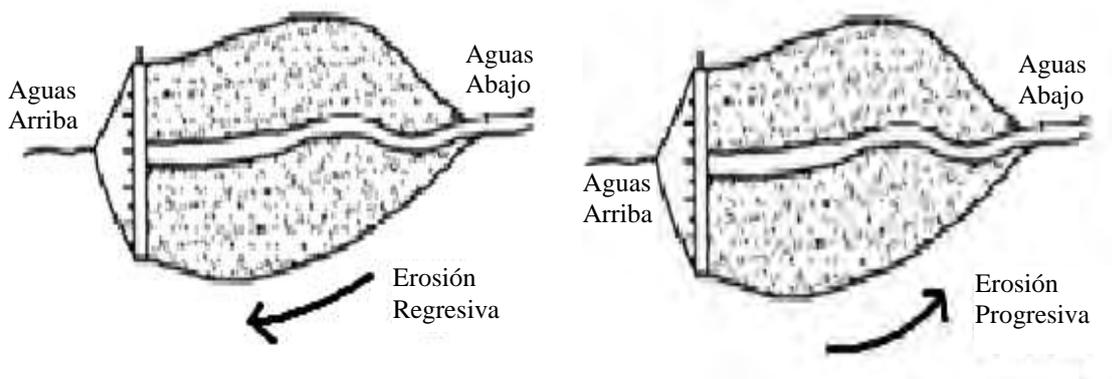


Figura 23. Tipos de erosión en un embalse.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

Se recomienda que, si la extracción por remoción hidráulica es operada en un embalse con depósitos acumulados en las cercanías de la compuerta de fondo, estos pueden ser removidos, abriendo dicha compuerta por un periodo corto 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 las cercanías 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 de la compuerta de fondo, esto es porque 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 (Barragán, 2000).

2.2 Clasificación de la remoción hidráulica

En 1977, los investigadores Fan y Morris desarrollaron pequeñas investigaciones para remover los sedimentos atrapados en un embalse, sin realizar ninguna clasificación, estas investigaciones se efectuaron en modelos físicos a escala (presas), en donde pudieron establecer pautas para la remoción hidráulica de sedimentos en embalses, que posteriormente y con tecnología más avanzada se realizó una clasificación en base a un enfoque específico y a las características propias a cada uno de los métodos. La remoción hidráulica se clasifico de la siguiente manera (Sánchez, 2014):

- Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas.
- Remoción hidráulica de sedimentos por chorros de agua.
- Remoción hidráulica de sedimentos por desfogado de corrientes densas.
- Remoción hidráulica de sedimentos en condición de flujo presurizado.

2.2.1 Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas

2.2.1.1 Descripción del método

Generalmente, la mayor cantidad de sedimentos son transportados por los ríos y luego son descargados a los embalses durante los periodos de grandes avenidas, este método propone que se dejen pasar las avenidas a través de las compuertas de fondo, las cuales deben permanecer abiertas cuando lleguen las avenidas. Tras esta medida el embalse disminuirá su nivel, ya que se tendrá una descarga mayor al flujo de entrada, con lo cual se reduce el almacenamiento de sedimentos en avenidas, logrando el control de la sedimentación dentro del embalse (Barragán, 2000).

Este método se inicia cuando el flujo de agua ingresa al embalse, el sedimento grueso es depositado debido a la disminución de la velocidad del flujo de agua por efecto del apaciguamiento natural del cauce y también por el crecimiento del tirante hidráulico, formado en la cola del embalse, este sedimento acumulado es denominado delta, que corresponde al material de granulometría gruesa; mientras que el sedimento fino continua su recorrido hacia dentro del embalse (corriente de densidad), para luego detenerse y por gravedad, depositarse en el fondo del embalse, este proceso es constante a lo largo del tiempo. Esta tendencia es general y se presenta en la mayoría de embalses alrededor del mundo.

La aplicación de este método depende del tamaño del embalse, de su forma, del nivel de operación del embalse y de la extensión de la curva granulométrica del sedimento transportado; es decir, cuando la cantidad de sedimentos cubre un extenso rango de diámetros como arcillas y llega hasta rocas muy grandes, entonces las rocas, las gravas y una pequeña proporción de diámetro más grande de las arenas (gruesas) sedimentarán de forma escalonada, aguas arriba de la cola del embalse; mientras que el material fino conformado por una parte de las arenas, los limos y las arcillas, ingresará por completo al embalse, en donde la porción más fina puede sedimentar o no, y seguir aguas abajo.

Cada embalse tiene una condición granulométrica, y para cada condición de operación una determinada eficiencia de retención, por eso es importante conocer la curva granulométrica y las propiedades físicas del sedimento que ingresa al embalse.

En este método, las compuertas de fondo deben abrirse únicamente cuando la turbidez sea completamente evidente en el agua del embalse, y de esta manera poder remover los sedimentos transportados durante la avenida, también es recomendable que las compuertas no se abran en su totalidad con el fin de tener menor área de evacuación, y por la carga hidráulica, los sedimentos sean expulsados con mayor rapidez, formando en el fondo del embalse una especie de succión, además que de esta manera no se evacua un volumen considerable de agua del embalse.

Cuando se abren las compuertas de fondo, deben de cerrarse los vertederos de excesos, ya que si las avenidas son excesivas y ambas estructuras se encuentran abiertas, existe el riesgo de inundación aguas abajo de la presa, además de esta manera se busca equilibrar el caudal de la presa, que en condiciones normales debería salir por los vertederos de excesos, es decir, el caudal a evacuarse por los vertederos se estaría evacuando por las compuertas de fondo (Sánchez, 2014).

2.2.1.2 Aplicaciones

Este método se puede aplicar en embalses donde las corrientes de densidad no están completamente formadas o se encuentran muy lejos de las compuertas de fondo, puesto que durante las avenidas, el sedimento transportado en estas, es muy sensible a la velocidad del agua, y al golpear con la presa, provoca un movimiento descontrolado del sedimento fino aguas arriba de la presa, es entonces donde se forma una turbidez total en el cuerpo del embalse, que debe ser aprovechado para dicha remoción. Un ejemplo de esta situación se aprecia en la Figura 24, en el embalse Aldeadavila, España.



Figura 24. Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas en el embalse Aldeadavila, España.

Fuente: Sanchez, 2014.

Además éste método puede aplicarse para embalses que tienen varios años de funcionamiento en donde la capa de sedimentos se encuentra completa o parcialmente formada en el fondo del embalse dentro del espacio destinado para el volumen muerto, o en las corrientes de densidad que se encuentran aún lejos de las compuertas; también puede aplicarse para nuevos embalses en donde se ha previsto la salida de sedimentos mediante el

uso de éste método y que por tanto no cuenta con un volumen adicional para almacenar los sedimentos.

En ambos casos, la capacidad de almacenamiento del embalse no deberá ser grande, debido a la gran cantidad de agua que será evacuada junto con los sedimentos; de no ser así se corre el riesgo de encarecer el proyecto por haber vaciado una cantidad excesiva de agua, y para recuperar su nivel de operación normal requerirá de mucho tiempo, de ahí que este método puede emplearse con mayor seguridad en zonas con lluvias constantes y prolongadas, o en sitios menos lluviosos pero en épocas máximas de invierno, lo que garantizará que una vez culminada la avenida se efectúe el lavado hidráulico de sedimentos, y el embalse recupere inmediatamente su nivel normal de operación.

El método puede aplicarse total o parcialmente, entendiéndose como aplicación total a la abertura por completo de las compuertas de fondo que se encargarán de transportar el sedimento hacia aguas abajo de la presa; y, aplicación parcial a la abertura de estas compuertas sin que los mismos lleguen a su máximo nivel, y esto dependerá exclusivamente de lo que haya en las inmediaciones aguas abajo del embalse.

Si este método se lleva a cabo en un embalse donde el área a inundar aguas abajo de la presa es poblado, su aplicación será evidentemente parcial debido al riesgo que se corre con la población, cuando se abran por completo las compuertas de fondo y se cierren los vertederos de excesos las inundaciones serían inminentes, por el contrario, si en el sitio aguas abajo de la presa no existe peligro alguno podrá aplicarse el método de forma total, y conforme avanza la corriente de agua junto con los sedimentos el tirante disminuirá gradualmente.

Es importante considerar el uso que se le da al agua embalsada, por ejemplo si se usa para la generación hidroeléctrica o para suministrar agua potable, en este caso la operación del embalse no se puede suspenderse por ningún motivo, la remoción hidráulica durante avenidas se efectuará de manera parcial, inclusive con aberturas mínimas de las compuertas de fondo que permitan que el nivel de captación para la generación de energía o de agua potable sea el detallado, lo cual de cierto modo es beneficioso, dado que al tener una menor área de evacuación de los sedimentos se apoyará de la carga hidráulica para que los sedimentos sean expulsados con mayor fuerza, debido a que en las aberturas de las compuertas de fondo se crean vórtices que serán de ayuda para expulsar de mejor manera los depósitos de sedimentos.

Al aplicar este método se corre el riesgo de socavar el cauce aguas abajo de la presa, debido a la cantidad de agua y sedimento que es evacuado por las compuertas, debido a la alta velocidad con la que se produce el impacto (Sánchez, 2014).

2.2.1.3 Ventajas físicas

Este método de remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas presenta las siguientes ventajas físicas (Sánchez, 2014):

- Para su aplicación se requiere de mínimos recursos, debido a que para su funcionamiento solo necesita la activación de las compuertas.
- No necesita energía externa para evacuar los sedimentos hacia afuera del embalse.
- No necesita adaptarse a la presa ningún dispositivo extra para realizar el lavado de sedimentos, ya que para el mismo se considera únicamente a las compuertas de fondo.
- El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos.

- Se incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de sedimentos.
- Si estas avenidas son fuertes, no se verá afectado por ninguna circunstancia el nivel de operación normal del embalse, es decir la aplicación del método no generará pérdida excesiva de agua.
- En el caso que el sedimento lo permita, éste puede recolectarse para su posterior lavado y luego ser comercializado como material pétreo para diferentes usos ingenieriles.

2.2.1.4 Costo directo

Con respecto al costo, es difícil dar un precio de cuánto podría costar aplicar este método a un embalse, aunque este costo dependerá de algunos aspectos:

- Se debe tener en cuenta el impacto ambiental aguas abajo ya que la aplicación del sistema podría afectar los terrenos que se encuentran aguas abajo del embalse.
- Se debe considerar la mano de obra para la aplicación del sistema.
- Se debe considerar el costo que tendrá dejar de almacenar el agua en el embalse.
- Se debe considerar si el embalse tiene generación eléctrica, ya que al aplicar este sistema estaría afectando esta actividad, con lo cual aumentará el costo.
- Se debe considerar un posible daño en las estructuras hidráulicas.

2.2.2 Remoción hidráulica de sedimentos por chorros de agua

2.2.2.1 Descripción del método

Este método es similar al anterior, con la diferencia que en este caso se requiere el vaciado total del embalse, de modo que la fuerza erosiva del flujo del río a lo largo del embalse, vaya socavando algunos depósitos de sedimento por lo que la salida de flujo de sedimento excederá el de entrada, con lo cual se garantiza la extracción de sedimentos del embalse. Este método requiere de una extracción mucho mayor que el descrito anteriormente, lo cual es necesario para detener la acumulación de sedimentos dentro del embalse (Barragán, 2000).

El vaciado del embalse se efectúa abriendo completamente las compuertas de fondo, y estas permanecen así durante un determinado período de tiempo; para la correcta aplicación de este método es necesario que el embalse quede totalmente vacío, y a diferencia del método anterior, el período de extracción completa de los sedimentos depositados en el fondo del embalse ocurre en temporadas de estiaje¹⁵, lo que permite la socavación y el corte de los depósitos de sedimentos y se requiere que el tiempo sea extenso, lo cual implica, que las compuertas de fondo permanezcan abiertas durante algunas semanas.

Cuando se abren las compuertas de fondo es necesario definir la velocidad de vaciado, la cual permite reducir en forma muy considerable el impacto ambiental en todos sus niveles, por la regulación de los caudales salientes, ya que cuando las compuertas de fondo son abiertas, se generan chorros de agua que salen a velocidades extremadamente altas.

¹⁵ Estiaje: Nivel más bajo o caudal mínimo que en ciertas épocas del año tienen las aguas de un río, por causa de sequía.

Deben de soltarse “preliminares de agua” que permitan evitar sinergias¹⁶ entre la carga de sólidos en suspensión movilizada desde el embalse y la carga suspendida en el cauce del río. Por otro lado se debe dar aviso a las comunidades que podrían ser afectadas por esta medida.

Para la aplicación de este método es necesario estimar el tiempo que tardará el vaciado del embalse, así como determinar el tiempo en que se recuperará el nivel o el volumen para satisfacer las demandas, es por ello que se recomienda que el vaciado ocurra antes del periodo de avenidas, ya que de esta forma el agua proveniente de las avenidas puede emplearse para erosionar los depósitos que todavía no están consolidados una vez efectuado el vaciado.

Los dos usos más condicionantes son el suministro de aguas a las poblaciones, que no puede interrumpirse en ningún momento más allá de las capacidades de reserva de agua de los núcleos de población que deben ser abastecidos; y el suministro de agua para riego, que puede interrumpirse al final de la campaña de riesgos, siempre que se garantice que para el inicio de la siguiente, el embalse estará en condiciones de asegurar el suministro de agua.

Para realizar el vaciado por completo de un embalse se debe hacer una planificación y puesta en marcha de un abastecimiento alternativo de agua, el cual permite eliminar los desechos temporales que el vaciado ocasiona a los usuarios aguas abajo del embalse.

Antes de aplicar este método se debe hacer un plan para el rescate de peces del embalse y en el río aguas abajo que permita reducir la mortalidad de los peces. Esta medida establece la conveniencia de construir aguas abajo de la presa un sistema de captura y salvamento de los peces vivos, así como la recolección y posterior eliminación de los peces muertos.

Con respecto a los sedimentos; su volumen, distribución y estructura física tendrán mucho que ver con las posibilidades de su movilización hacia el río aguas abajo y con su comportamiento una vez en el cauce. Por su parte las características físicas junto con la cantidad de sedimentos movilizados, serán los factores responsables de la calidad del agua durante el vaciado (Sánchez, 2014).

2.2.2.2 Aplicaciones

Los embalses ayudan a regular las grandes avenidas que se presentan en los ríos que los alimentan, esto significa que en épocas de lluvia ingresan a los embalses grandes volúmenes de agua, la misma que se hace de manera controlada y por regla general el caudal máximo vertido es inferior al caudal pico de la creciente que entra al embalse, lo cual crea controversia cuando se aplica el método, pues de ocurrir, deben de abrirse en conjunto y súbitamente todas las compuertas de fondo, proceso que podría generar inundaciones rápidas aguas abajo de la presa. En la Figura 25, se aprecia la aplicación de la remoción por chorros de agua.

La regulación del caudal en el embalse contribuye de manera favorable a que se den condiciones de seguridad a las comunidades localizadas aguas abajo de los embalses, pues se reduce la frecuencia y magnitud de las inundaciones en las zonas aledañas a los ríos y en muchos casos, hasta llegan a evitarse.

La idea anterior significa que los embalses no son los que generan las inundaciones, sino que éstas al ser consecuencia directa de las lluvias, logran ser controladas, reduciendo de manera significativa los riesgos a la población y bienes materiales ubicados aguas abajo del embalse.

¹⁶ Sinergia: Acción de dos o más causas cuyo efecto es superior a la suma de los efectos individuales.

Es importante señalar que las inundaciones que se presentan en la temporada de lluvias aguas abajo de los embalses, son un fenómeno natural y su intensidad puede a su vez depender de fenómenos macroclimáticos externos, cuyo impacto en el clima se manifiesta con el aumento de las lluvias en intensidad, frecuencia y duración produciendo con ello, mayores inundaciones.

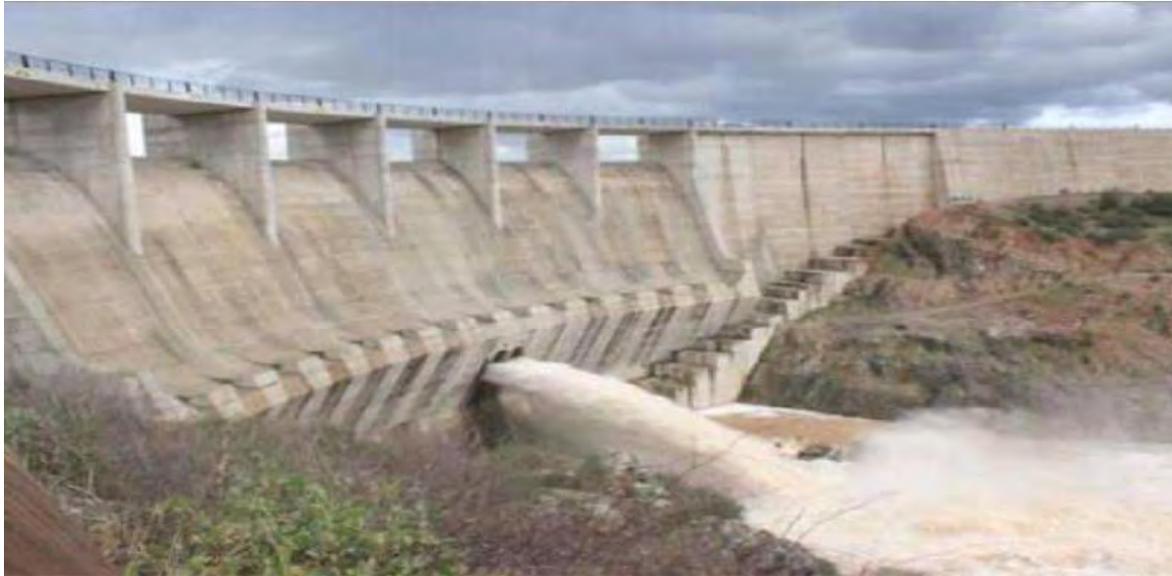


Figura 25. Vaciado del embalse efectuando remoción por chorros de agua generado por la abertura de las compuertas de fondo.

Fuente: Sánchez, 2014.

Por lo dicho anteriormente se puede notar las limitaciones que posee éste método para la remoción hidráulica de sedimentos en embalses, especialmente cuando aguas abajo de la presa existen pueblos, que con el volumen de agua a evacuarse del embalse provocaría inundaciones y por lo tanto grandes pérdidas materiales e inclusive humanas, su aplicación también puede generar erosión en el cauce aguas abajo de la presa.

Este método no podría aplicarse cuando el agua del embalse se utiliza exclusivamente para la generación hidroeléctrica, o para agua potable debido que el vaciado conllevaría a una disminución o suspensión del servicio, mismo que se mantendría hasta que el embalse vuelva nuevamente a llenarse, el tiempo estimado para llenar los embalses medianos y grandes es de algunas semanas e inclusive meses, para el caso de riego, uso industrial, navegación, o generación de deportes acuáticos o de esparcimiento se puede realizar el vaciado del embalse sin preocuparse de problemas a futuro.

En el caso de embalses usados para la generación hidroeléctrica y de agua potable que trabajen en conjunto con otros embalses u otras fuentes de generación, el método se puede aplicar, si se calcula que el embalse será llenado a la brevedad posible, o en su defecto que el embalse no contemple una extensa área de inundación, y que obviamente no existan en la zona comunidades, o de existirlas deberán estar ubicadas a una cota en donde el agua evacuada no cause ninguna destrucción.

Cuando se aplica el método y no se ha elaborado un plan para rescatar a las especies acuáticas, éstas perecerán producto de la fuerza con que el agua es expulsada, y que con el paso del tiempo generará un impacto ambiental debido a los olores que son propios de la descomposición de la materia orgánica junto con la fauna muerta.

2.2.2.3 Ventajas físicas

Este método de remoción hidráulica de sedimentos por chorros de agua presenta las siguientes ventajas físicas (Sánchez, 2014):

- Al igual que el método anterior, cuando se aplica este método, no necesita que se adapten a la presa ningún mecanismo extra para realizar el lavado de sedimentos, debido a que su funcionamiento depende exclusivamente de la abertura de las compuertas de fondo.
- El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos.
- El incremento del volumen del embalse es considerable ya que retoma al almacenamiento inicial, mismo que es debido a la remoción hidráulica total de los sedimentos.
- Si los sedimentos son recolectados pueden someterse a un posterior tratamiento, para finalmente ser comercializado como agregado comercial.
- No es necesario el uso de energía externa para evacuar los sedimentos hacia fuera del embalse.
- Requiere de mínimos recursos, pues como se indicó en el literal anterior únicamente depende de la abertura de las compuertas de fondo.

2.2.2.4 Costo directo

Con respecto al costo, es difícil dar un precio de cuánto podría costar aplicar este método a un embalse, aunque este costo dependerá de algunos aspectos:

- Se debe considerar la mano de obra para la aplicación del método.
- Se debe considerar el costo que tendrá dejar de almacenar el agua en el reservorio.
- Se debe considerar si el embalse tiene generación eléctrica, ya que al aplicar este sistema estaría afectando esta actividad, con lo cual esto aumentará el costo.
- Se debe considerar un posible daño en las estructuras hidráulicas.
- Se debe tener en cuenta el impacto ambiental aguas abajo ya que la aplicación del sistema podría afectar los terrenos que se encuentran aguas abajo del embalse.

Luego del vaciado completo del embalse, y su posterior llenado; este costo directo es ciertamente redimido, debido a la mayor capacidad del embalse y también a que la captación-conducción del agua puede realizársela de manera directa, sin utilizar procesos intermedios, tales como cámaras de decantación o desarenadores (Sánchez, 2014).

Este método, si bien es cierto cuando se realiza es un proceso costoso luego este valor puede ser parcialmente recuperado.

2.2.3 Remoción hidráulica de sedimentos por desfogue de corrientes densas

2.2.3.1 Descripción del método

Este método propone el desfogue de las corrientes densas a través de las compuertas de fondo, que se deben mantener abiertas cuando estas llegan a las cercanías de la presa. La Figura 26, ilustra esquemáticamente la carga de flujo de sedimento que pasa sobre los

depósitos deltaicos y flujos de corrientes densas acumuladas en lagos fangosos o desfogados a través de las compuertas de fondo, por lo que las compuertas de fondo deben ser diseñados adecuadamente. Por ejemplo tener una elevación baja en capacidades moderadas para minimizar el remanso del lago fangoso. Con este método no se requiere una gran extracción de 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.

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 métodos anteriores 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 del embalse 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. Al entrar el flujo de agua a un embalse, es muy posible que el sedimento fino ($\varnothing < 0,02 \text{ mm}$) llegue a formar una corriente de densidad, la cual se transportara a través del embalses y condicionará el depósito de sedimento (Sánchez, 2014).

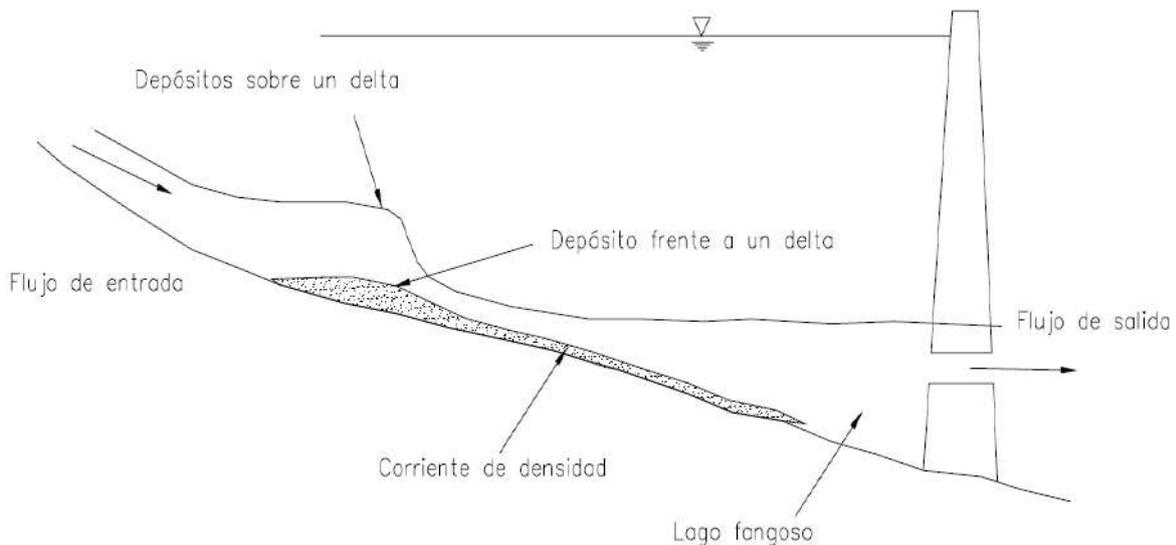


Figura 26. Flujo de una corriente de densidad pasando a través de un embalse.

Fuente: Barragán, 2000.

El cálculo de la evolución de una corriente de densidad, es aún tema de investigación, pues mientras que en el laboratorio son fáciles de simular, en los prototipos son un fenómeno en discusión. Una de las principales causas de este problema es que generalmente en los modelos o dispositivos experimentales, se usa agua salada o caliente para simular la corriente de densidad, pero no material similar al sedimento, y si a esto se suma el hecho de la gran diferencia de escalas entre modelos y prototipos, se entenderá la dificultad de hacer la extrapolación a los casos reales.

Para determinar la posible formación de una corriente de densidad y su circulación a través del embalse podemos aplicar un procedimiento de cálculo simplificado, propuesto por Jesús Gracia Sánchez en el año de 1987, para el Instituto de Ingeniería de México; el cual se basa en resultados experimentales, donde se utilizaron sedimentos de laboratorio y un prototipo del río Balsas, se supone que la formación de la corriente de densidad es de tipo bidimensional, con lo cual el embalse es alargado y predomina la dimensión longitudinal

sobre la transversal. En las secciones transversales del cauce original, predomina el ancho sobre el tirante hidráulico, y es posible comparar la sección transversal con una rectangular.

Las condiciones descritas son comunes para la gran mayoría de embalses alrededor del mundo, pues las presas de los mismos cierran a los cauces naturales, donde estos supuestos son totalmente válidos, no así en los lagos naturales donde esto no siempre se cumple. La evolución de una corriente de densidad que es producida por una o varias avenidas, puede resumirse de la siguiente manera:

Cuando el agua ingresa al embalse, se forma una zona denominada de inmersión o de estancamiento, que es donde se origina la corriente de densidad, esta zona generalmente coincide con la formación del delta, se caracteriza porque existe una rápida y constante disminución en la velocidad de la corriente que está llegando, y se produce también el mezclado con el agua embalsada; en esta zona es en donde el sedimento ocupa toda la sección transversal y avanza dentro del embalse hasta un cierto lugar, el cual es denominado punto de inmersión. En este punto repentinamente se crea un flujo de sedimento por la parte baja; y se forma una corriente de densidad, misma que viajará por el fondo del embalse, hasta que se suspende el caudal de entrada, es decir, que termine la avenida, entonces la corriente de densidad frenará gradualmente, hasta llegar a detenerse por completo o llegar hasta la presa.

Entonces, para la aplicación de este método de remoción hidráulica de sedimentos se deberá tratar que el sedimento que entra al embalse, no tenga el suficiente tiempo para depositarse. Es fundamental estudiar las corrientes de densidad desde el punto de vista para su aplicación en el campo, para plantear la posibilidad de que estas puedan ser extraídas del embalse antes de que se depositen, por ello, para desfogar las corrientes densas son necesarias las siguientes condiciones:

- Que la corriente de densidad se forme y logre llegar hasta la presa o la obra de desfogue.
- Que la concentración de la corriente sea lo suficientemente alta para que convenga su extracción.
- Que la obra de desfogue sea capaz de extraer una gran parte de la corriente de densidad.

Para el desfogue de las corrientes densas los sedimentos deben ser llevados a través de las compuertas de fondo, estas deben permanecer abiertas cuando las corrientes de densidad lleguen a la presa.

Este método no requiere de la extracción de un volumen considerable de agua del embalse ya que el gasto sólido es menor al gasto de entrada al embalse, además con esto se reduce en gran medida la acumulación de sedimentos dentro del embalse (Sánchez, 2014).

2.2.3.2 Aplicaciones

Este método se puede aplicar en embalses jóvenes y en embalses con varios años de operación; obteniéndose mejores resultados en los primeros, debido a que en estos el agua se encuentra un poco más clara, y por lo tanto es mucho más fácil distinguir en donde se encuentra exactamente la corriente de densidad, lo cual no sucede en embalses antiguos en donde la turbidez propia del agua embalsada hace que la corriente de sedimentos sea muy difícil de distinguirla.

El principal problema que tiene este método para su aplicación es conocer con exactitud en donde se encuentra las corrientes de densidad, ya que como se indicó en la descripción de los métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses, las corrientes de

densidad para los embalses en estudio es un tema en la actualidad que se encuentra en estudio, y sólo son fáciles de representar en laboratorio.

La formación de las corrientes de densidad por lo general no reflejan la realidad del fenómeno, entonces, si los embalses son antiguos y se encuentran ubicados en sitios donde el arrastre de sedimentos no forma turbidez en el agua, es posible realizar una inspección para poder determinar si es viable o no una restitución fotogramétrica, que es un procedimiento que se basa en fotografías aéreas para obtener datos precisos del terreno, que para el caso específico de embalses aumenta el grado de complejidad debido a que las fotografías se hacen sobre el agua del embalse con el fin de determinar la ubicación de la corriente de densidad; al ser este procedimiento muy costoso limita su aplicación, además que con el transcurso del tiempo es muy difícil que el agua se encuentre completamente clara como para poder tomar las fotografías, por lo general los embalses en la superficie forman una película de materia orgánica, y de no ser así la turbidez es muy notoria, tal y como se presenta en la Figura 27, donde el agua del embalse Atazar en Madrid presenta una gran turbidez.

Si el sedimento fino que está ingresando a un embalse es igual o menor a 0,02 mm es conveniente aplicar éste método de remoción hidráulica, pues este diámetro de sedimento garantiza que en el embalse desde su puesta en marcha se está formando una corriente de densidad, por el contrario si el sedimento es mayor a éste diámetro también puede formarse dicha corriente de densidad, pero depende de la velocidad del cauce del río con la que ingresa al embalse.



Figura 27. El agua se encuentra completamente turbia en el embalse Atazar, Madrid.

Fuente: Sánchez, 2014.

Cuando se aplica por primera vez éste método de remoción de sedimentos en un embalse se obtienen muy buenos resultados, y estos pueden ir aumentando en función de la frecuencia con que se lleve a cabo el método, mientras más seguido se efectúe, se obtendrán mejores resultados evitando la formación de los bancos de sedimentos que se consoliden dentro del embalse, lo cual facilita su limpieza. En la Figura 28, se aprecia claramente el desfogue en corrientes densas en el embalse Xiaolangdi, China (Sánchez, 2014).

2.2.3.3 Ventajas físicas

Este método de remoción hidráulica de sedimentos por desfogue de corrientes densas presenta las siguientes ventajas físicas:

- Este método puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y puede extraer diferentes tipos de sedimentos finos.
- Si los diámetros del sedimento que están ingresando al embalse son menores o iguales a 0,2 mm, se garantiza que la corriente de densidad está formada o en proceso.
- No es necesario adaptar a la presa dispositivos externos para realizar la remoción hidráulica de sedimentos, ya que como en los dos métodos anteriores para su aplicación es necesario únicamente que se habiliten las compuertas de fondo.
- No necesita de energía externa para evacuar los sedimentos hacia afuera del embalse.
- Si estas avenidas son fuertes, no se verá afectado por ninguna circunstancia el nivel de operación normal del embalse, es decir la aplicación del método no generará pérdida excesiva de agua.
- Este método incrementa el volumen de almacenamiento del embalse debido a la remoción hidráulica de sedimentos.



Figura 28. Desfogue de corrientes densas en el embalse Xiaolangdi en el Río Amarillo, China.

Fuente: Sánchez, 2014.

2.2.3.4 Costo directo

Con respecto al costo, es difícil dar un precio de cuánto podría costar aplicar este método a un embalse, aunque este costo dependerá de algunos aspectos:

- Se debe tener en cuenta el impacto ambiental aguas abajo ya que la aplicación del método podría afectar los terrenos que se encuentran aguas abajo del embalse.
- Se debe considerar la mano de obra para la aplicación del método.
- Se debe considerar si el embalse tiene generación eléctrica, ya que al aplicar este sistema estaría afectando esta actividad, con lo cual esto aumentará el costo.
- Se debe considerar el costo que tendrá dejar de almacenar el agua en el reservorio.
- Se debe considerar un posible daño en las estructuras hidráulicas.
- Si desde la etapa de factibilidad y ejecución de la obra se han contemplado la construcción de muros sumergidos para encauzar las corrientes de densidad habrá que incluir este costo, pero para economizar el proyecto se pueden construir aprovechando

el material propio de cada cauce, y en la etapa en que se llevan a cabo la cimentación de las ataguías (Sánchez, 2014).

2.2.4 Remoción hidráulica de sedimentos en condiciones de flujo presurizado

El flujo presurizado supone la creación de un entorno en donde se mantenga constante la presión en todo el sedimento a ser transportado, el objetivo del proceso es mantener la profundidad del embalse, valiéndose de la hidrosucción. En la Figura 29, se aprecia la secuencia de la remoción hidráulica a presión para el embalse Gebidem, Suiza.

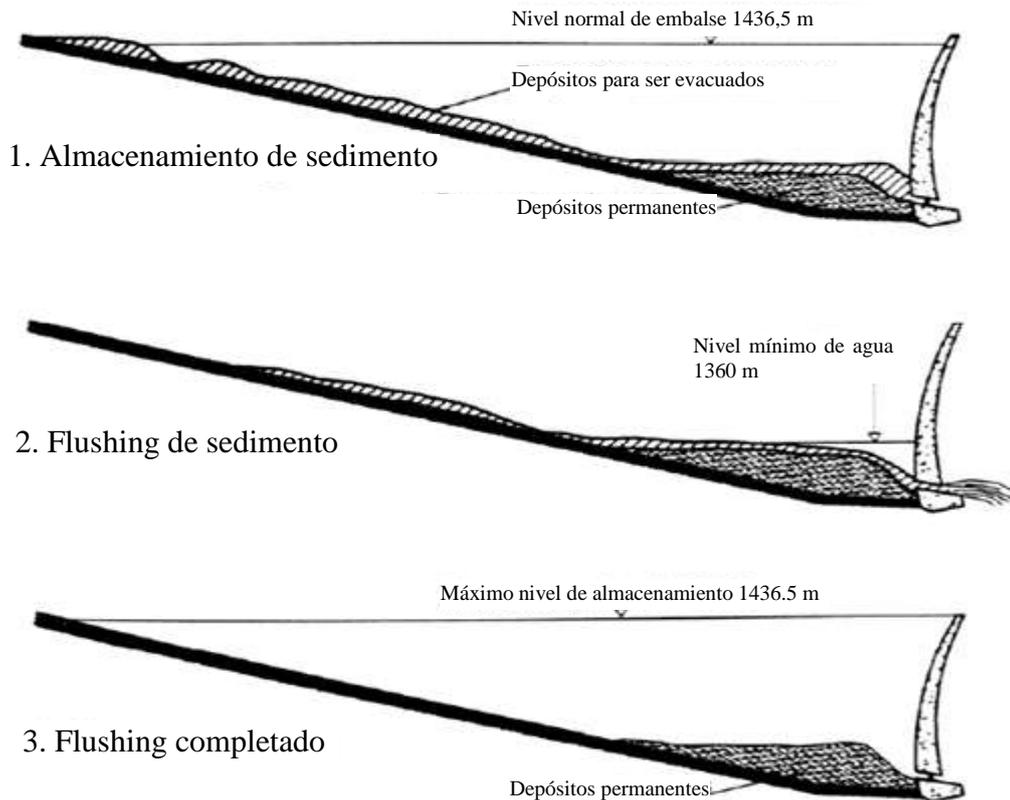


Figura 29. Secuencia de *flushing* a presión para el embalse Gebidem, Suiza.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Para utilizar este método de remoción hidráulica se deben tener en cuenta algunas recomendaciones:

- El método de remoción hidráulica deberá empezar cuando los depósitos de sedimentos no estén a más de 100 o 200 m de la presa.
- La operación de los conductos de evacuación para remoción hidráulica debe ser alterna.
- La remoción hidráulica debe ser hecha una vez al año o cuando los estudios batimétricos indiquen que el embalse se está colmatando.
- El nivel de agua en el embalse debe descender para asegurar la eficiencia del método.
- En embalses anchos (o cuando el ancho total de la remoción hidráulica es mucho menor que el ancho del embalse) se forma un canal en el que ocurre erosión retrogresiva, en cuyo caso el sedimento se deposita fuera.

- La remoción hidráulica es más eficiente en embalses angostos que en los anchos (o cuando el ancho total de la remoción hidráulica es mucho menor que el ancho del embalse).

Este sistema en particular se desarrollara más adelante en el capítulo 4 de hidrosucción.

Es importante contar con técnicas que puedan ser usadas para proveer una evaluación inicial de este método de remoción hidráulica. Las técnicas de evaluación deberían dar una primera estimación formal de la factibilidad de la remoción hidráulica y necesitan relativamente pocos datos. Una vez que la factibilidad ingenieril se establece, entonces las evaluaciones económicas y del medio ambiente pueden iniciarse.

Los criterios racionales para evaluar la remoción hidráulica pueden derivarse de dos requerimientos básicos:

- Las cantidades de sedimento que pasan a través de las compuertas 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).

2.3 Proceso de erosión durante la remoción hidráulica

La remoción hidráulica se caracteriza porque en los embalses las concentraciones de sedimentos son muy variables. Además durante el proceso de remoción hidráulica existen problemas por la erosión del canal y la pendiente dentro de los embalses.

2.3.1 Formación del cono de remoción hidráulica

Cuando se abre por primera vez una salida de fondo para iniciar el lavado y si se ha acumulado un sedimento poco consolidado por encima de la salida, puede iniciarse un fallo de pendiente en la proximidad de la salida con caída y flujo plástico de los depósitos.

La formación del cono de remoción hidráulica se presentó en la pequeña presa de Santa María en Guatemala. Un patrón similar se ha observado en pequeños embalses de Puerto Rico. En la presa Hengshan en China, el barro en la superficie inundable dentro de 350 m de la presa se deslizó poco a poco en el canal y fue lanzado a través de la salida del fondo durante un período de varios días. En el proyecto de 20 MW en el río Mangahao en Nueva Zelanda, el 59 % de la capacidad de almacenamiento se había perdido después de 45 años y la salida del fondo fue enterrada bajo 13 m de sedimentos después de 25 años sin funcionar la compuerta. No hubo flujo durante el primer día que se abrió la compuerta, pero en el segundo día el limo comenzó la extrusión de la salida de fondo, al vaciar el depósito se fue formando una depresión como un cráter sobre la entrada de compuerta (cono de remoción hidráulica). Alrededor del 75 % del sedimento acumulado se inundó durante el mes siguiente. Durante este período fue necesario transportar troncos de árboles que bloquearon la entrada de compuerta. A partir de entonces el lavado se llevó a cabo anualmente. En la Figura 30, se aprecia la formación del cono de remoción hidráulica.

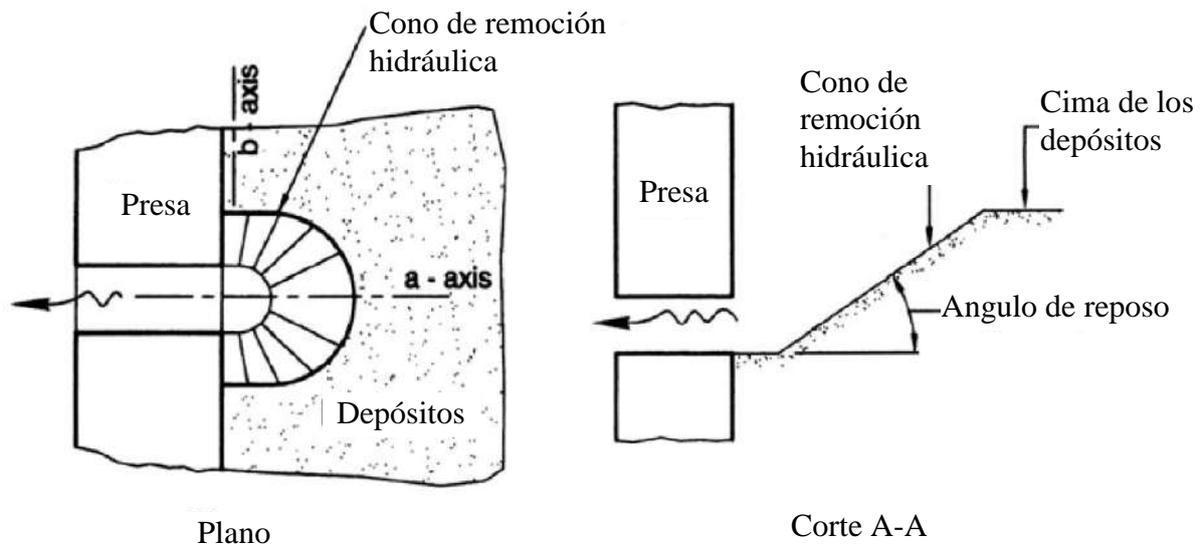


Figura 30. Cono de remoción hidráulica aguas arriba de una salida sumergida.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.3.2 Falla de pendiente

La erosión de los canales de descarga produce bancos de sedimentos inestables que caen o se deslizan en el canal, y el fallo del banco de sedimentos es el principal mecanismo involucrado en el ensanchamiento de los canales de descarga. El principal canal de descarga se puede profundizar hasta que encuentra un fondo blindado en el embalse, después de que una mayor erosión puede ocurrir sólo mediante el ensanchamiento del canal por la falla del banco de sedimentos. El tipo de falla de la pendiente y el ángulo de reposo estable dependerá de las características del sedimento. Varios ejemplos de formaciones de bancos de sedimentos se observaron durante el lavado del embalse Sefid-Rud, Irán.

2.3.3 Erosión regresiva

Se denomina erosión regresiva al proceso de erosión de un canal caracterizado por una zona de alta pendiente y erosión rápida, moviéndose aguas arriba a lo largo de un canal que tiene un índice de pendiente y la erosión más baja. La mayor tasa de erosión se produce a lo largo de la fuerte caída en el extremo inferior del depósito, haciendo que esta zona de máxima erosión se mueva aguas arriba. El punto de cambio de pendiente también se llama el punto de pivote o el *nickpoint*¹⁷, y el término erosión de *nickpoint* también se utiliza para describir la erosión regresiva.

La erosión regresiva es el método principal para la formación de un cauce interno dentro de los depósitos de sedimentos en el embalse, con la apertura de las compuertas de fondo los sedimentos fluyen a través de los depósitos que tengan una pendiente relativamente suave, con una caída abrupta o incluso una cascada en el extremo aguas abajo, entonces se inicia la erosión regresiva, creando un *nickpoint* que puede moverse aguas arriba rápidamente en función de la naturaleza de los depósitos y las fuerzas erosivas. En el embalse Sanmenxia en el río Amarillo, tuvo un alcance que se extendía 80 km aguas arriba de la presa, y se vio afectada por la erosión regresiva entre octubre y noviembre de 1964, es el fenómeno más largo registrado en un depósito. En contraste, la erosión regresiva dura menos de 24 horas en depósitos de limo erosionables en embalses más pequeños en China, tales como el de

¹⁷ *Nickpoint*: Punto de cambio de pendiente.

2 km de longitud en el embalse Hengshan. En los depósitos más consolidados, la erosión regresiva se moverá más lentamente aguas arriba. La erosión se trasladó río arriba a una velocidad de 100 m/día en los sedimentos cohesivos en el embalse Sefid-Rud.

Los resultados de la erosión regresiva del cambio en la energía hidráulica provocada por el perfil longitudinal discontinuo, y no depende de cualquier tamaño de grano específico en el depósito, aunque los patrones de erosión son influenciados por las características de depósito. La erosión regresiva puede ocurrir en sedimentos gruesos en un delta de un río y también en sedimentos de grano fino y cohesionados. En los sedimentos cohesivos y no cohesivos o no consolidados, la erosión regresiva tiende a proceder aguas arriba. En depósitos consolidados ante la erosión tiende a ser más casi vertical. En el embalse Sefid-Rud se observó la creación de una erosión escalonada conformada por capas alternas de sedimento cohesivo y no cohesivo. Como la erosión regresiva avanza hay una transición gradual de las pendientes *foreset*¹⁸ y *topset*¹⁹ a una pendiente unificada. La erosión más intensa se produce en el área de mayor pendiente y el punto de pivote (o *nickpoint*) se mueve continuamente aguas arriba, haciendo que la pendiente *foreset* disminuya. Al mismo tiempo provoca la erosión del canal de la pendiente *topset* para aumentar, hasta que se logre una pendiente unificada. En este punto la erosión regresiva ha terminado y el proceso de erosión se puede ahora denominar erosión progresiva.

2.3.4 Erosión progresiva

El término erosión progresiva se refiere a un proceso de erosión de canal que se produce de manera uniforme o progresivamente a lo largo de la longitud de un canal en lugar de concentrarse en el extremo aguas abajo. En general, cuando la concentración de sedimento en suspensión en el agua que fluye es menor que la capacidad de transporte de sedimento, el flujo va a arrastrar los sedimentos del lecho del canal. Cuando el agua clara entra en una zona de los depósitos erosionables tienen pendiente uniforme y tamaño de grano, se arrastran sedimentos progresivamente al erosionar el depósito. La tasa de erosión del lecho será inicialmente rápida debido a la gran capacidad de transporte de sedimentos disponible de agua clara. A medida que el flujo avanza aguas abajo y arrastra sedimentos, su capacidad para erosionar y el transporte de sedimentos adicional disminuirá, hasta llegar a cero. De esta manera la erosión progresiva puede causar una alta tasa de erosión en la cama en el extremo aguas arriba del embalse y menos erosión en el extremo de aguas abajo. Este patrón de erosión puede ser compensada en los embalses por la tendencia de los depósitos para ser más gruesa y menos erosionable en el extremo aguas arriba.

2.3.5 Métodos auxiliares de *flushings*

Los procesos naturales que erosionan los depósitos incluyen, canales de corrientes tributarios que entran en el depósito y el impacto de la lluvia directa sobre los depósitos expuestos durante el lavado. Estos procesos no provocan una erosión significativa en los depósitos; cuando los sedimentos están expuestos al aire durante los eventos de lavado, sus capas superficiales pueden llegar a endurecerse aumentando así su resistencia a la erosión. Los únicos medios hidráulicos efectivos para eliminar el sedimento de los depósitos de llanuras de inundación es por la erosión utilizando los canales de lavado auxiliares dispuestos ya sea lateralmente o longitudinalmente a través de los depósitos de sedimentos. Los canales auxiliares pueden buscar en los sedimentos de una porción más grande del depósito que el

¹⁸ *Foreset*: Talud interior del canal (contratalud).

¹⁹ *Topset*: Pendiente de depósitos de delta.

canal principal único. La remoción de sedimentos también puede ser asistido por métodos mecánicos.

2.3.5.1 Erosión lateral

La erosión lateral utiliza canales auxiliares de lavado, que permiten eliminar lateralmente los depósitos de sedimentos de los lados del embalse, a través del canal principal de lavado. Esta técnica fue implementada por primera vez en el embalse Heisonglin en China. En la Figura 31, se ilustra los componentes principales del sistema, incluyendo el desvío de la presa aguas arriba, canal de suministro, y los canales laterales para eliminar los sedimentos.

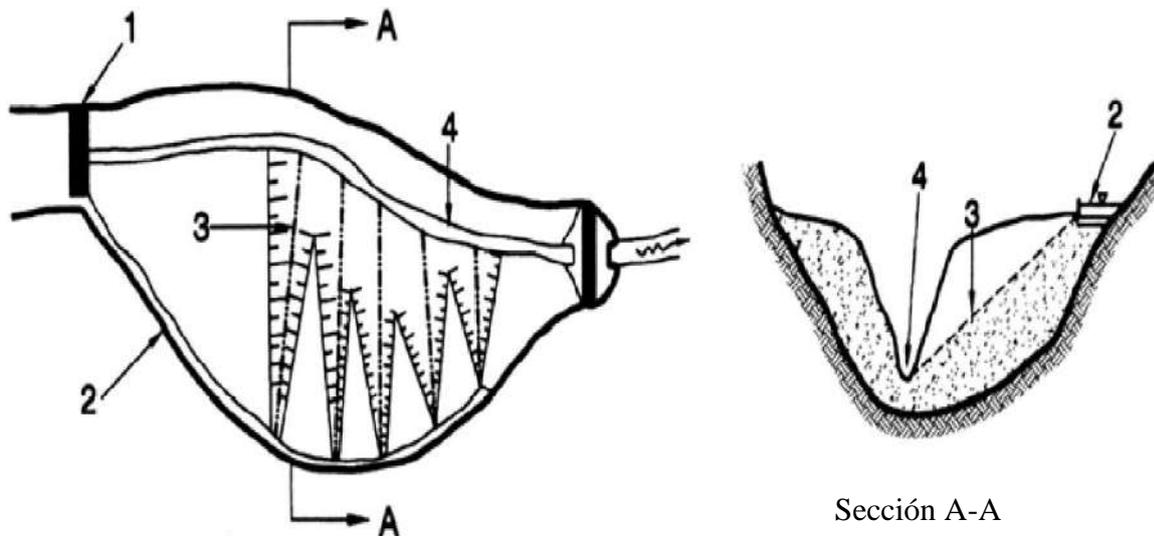


Figura 31. Diseño conceptual de los canales auxiliares para la erosión lateral. (1) Diversión de presa. (2) Canal de desvío. (3) Pendiente lateral del embalse. (4) Canal de lavado principal. Basado en el diseño en el embalse Heisonglin, China.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

La erosión lateral se lleva a cabo desviando el flujo de agua hacia un canal de desviación que pasa por una margen del embalse; la liberación de este flujo se da en varios puntos, socavando los depósitos de sedimento y llevándolos hacia el canal principal. La erosión lateral sólo se puede realizar después de que se ha establecido un canal de desviación. El patrón de socavación deseado puede ser establecido con anterioridad por la excavación de una serie de zanjas piloto poco profundas que se extienden a través de los sedimentos desde el canal de suministro hasta el canal principal de lavado. Estos pueden ser excavados, mientras que el depósito está vacío o durante períodos de captación de agua utilizando una draga. Los sedimentos excavados de los canales piloto se pueden colocar en las orillas de los canales adyacentes, ya que el derrumbe del sedimento se realizará a medida que el canal lateral se profundice y ensanche.

La erosión lateral tiene la ventaja de utilizar canales relativamente cortos con altas pendientes entre la concurrencia del canal de suministro y la solera del canal principal. La remoción de sedimentos se puede lograr con descargas relativamente bajas, especialmente en los depósitos de limo. Sin embargo, debido a que la tasa de erosión se acelera en gran medida y se puede crear un canal más amplio mediante el uso de caudales más altos, el canal de suministro y desvíos deben ser diseñados para utilizar el caudal más alto posible. El estudio del embalse Sefid-Rud describe el uso de tuberías para establecer canales de erosión lateral en las zonas superpuestas de sedimento cohesivo (arenas permeables).

Los datos sobre la erosión lateral en varios lugares de China se resumen en la Tabla 6. Los 3,5 MMC del embalse Hongqi en la provincia de Shaanxi, China, perdió el 36 % de su capacidad de almacenamiento dentro de 5 años, y una variedad de métodos para eliminar los depósitos de limo se pusieron a prueba y se compararon, como se resume en la Tabla 7. La alta eficiencia de erosión lateral, como se refleja en la alta concentración de la descarga, se atribuyó a las altas pendientes laterales que podrían desarrollarse entre el canal de suministro y el canal de descarga. Las pendientes laterales eran de 4 a 15 veces mayor que la pendiente longitudinal en este sitio.

Tabla 6. Erosión lateral en embalses Chinos.

| Reservorio | Entrada de sedimentos (m ³ /año) | Informes de periodos (años) | Erosión total, duración (meses) | Media de erosión descarga (m ³ /s) | Media de sedimento removido (m ³ /día) | Sedimento total removido (m ³) |
|-------------|---|-----------------------------|---------------------------------|---|---|--|
| Heisonglin | 530 000 | 1980 - 85 | 6,8 | 0,20 | 4000 | 816 000 |
| Guanshan | 120 000 | 1984 - 88 | 3,9 | 0,29 | 2900 | 344 000 |
| Shiaodaokuo | 415 000 | 1982 | 2,0 | 0,15 | 1400 | 80 000 |
| Hongqi | 148 000 | 1988 - 90 | 2,8 | 0,1 - 0,3 | 2100 | 175 000 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 7. Comparación de método de eliminación de limo en embalse Hongqi, China

| Método | Rango de flujo (m ³ /s) | Concentración promedio de descarga (g/L) | Costo (yuan/m ³) |
|-----------------------|------------------------------------|--|------------------------------|
| Erosión lateral | 0,14 - 0,23 | 219 - 273 | 0.037 |
| Vaciado y lavado | 0,12 | 34 - 57 | - |
| Mano de obra y lavado | 0,12 - 0,24 | 116 - 232 | 0.02 - 0.1 |
| Dragado de sifón | 0,30 - 0,82 | 61 - 250 | 0.16 |
| Nuevo reservorio | | | 1 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.3.5.2 Erosión longitudinal

El concepto de la erosión longitudinal por un canal de desviación es similar a la de la erosión lateral, pero utiliza una geometría diferente. Este método consiste en la excavación de uno o más canales piloto longitudinales ubicados en paralelo al canal principal, estos canales son erosionados por el uso de agua de un afluente o por desvío del río principal. El flujo a lo largo del canal de desviación piloto erosiona sedimentos como en la formación original del canal principal de lavado. Este método fue probado usando un solo canal grande en el embalse Sefid-Rud.

Debido a que los depósitos de sedimentos tienen pendientes laterales, se requiere una excavación piloto para definir el curso deseado de un canal longitudinal y para mantener la distancia horizontal necesaria entre los canales. El flujo desviado agranda el canal piloto hasta que todo el flujo de lavado pase a través del canal auxiliar con una tasa de flujo lo más alta posible, maximizando así la anchura del canal. Un sistema completamente desarrollado consistiría en una serie de canales longitudinales, sumergidos durante el llenado del embalse y expuestos durante el lavado. Una vez que los canales han sido preparados, serían mantenidos por la rotación de la desviación del flujo a través de cada canal a intervalos regulares, posiblemente del orden de una vez cada varios años. El uso de múltiples canales de desviación longitudinales paralelas, conceptualmente se ilustra en la Figura 32.

En los embalses estrechos con bancos de sedimentos empinados, puede ser posible construir un canal longitudinal a lo largo de un lado del depósito. Con el tiempo, el canal puede moverse lateralmente (hacia abajo talud depósito), ya que se erosiona, lo que aumenta la cantidad de sedimento eliminado. El uso de esta técnica fue observado en depósitos de sedimentos finos en el pequeño embalse Prieto de 2 MMC en Puerto Rico.

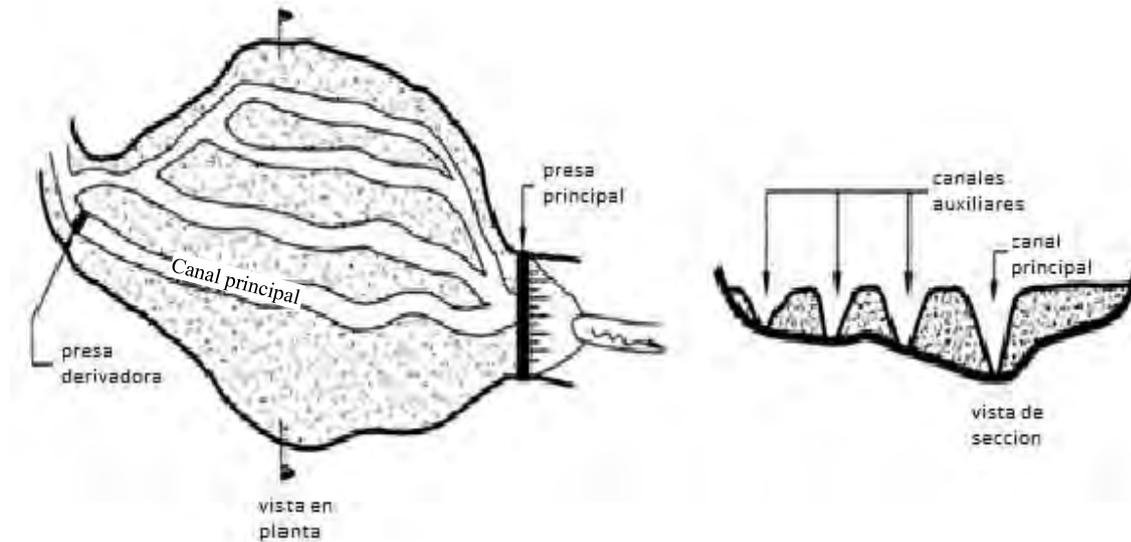


Figura 32. Distribución conceptual de canales de desvío para la erosión longitudinal.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

La erosión longitudinal tiene la ventaja de ser capaz de erosionar grandes volúmenes de material con un solo canal. Sin embargo, debe ser cuidadosamente planificado e implementado para asegurar que los canales se mantienen paralelos y no se cruzan como resultado de la erosión de un banco de sedimentos, el cambio de canales, y el desbordamiento de los canales piloto. La presencia de sedimentos poco consolidados puede hacer que sea prácticamente imposible la creación de múltiples canales longitudinales paralelos, y una vez que el fondo del embalse se ha dividido en una serie de canales, el acceso con equipos para reparar cualquier violación se hace difícil. Se requerirá separación significativa entre los canales de desviación para evitar que la fusión por el cambio del canales. Cualquier derrame fluirá lateralmente a un canal adyacente o al canal principal, limpiando el canal lateral que corta el extremo aguas abajo del canal longitudinal previsto. Este problema es mínimo o ausente de la erosión lateral desde los canales auxiliares que están orientados cuestas abajo a través de lechos de sedimentos.

2.3.5.3 Flujo diverso

Este método utiliza la erosión de flujos de lavado lateral y longitudinal desviando el canal principal. La construcción y el uso de una presa de derivación de tierra se describen en el estudio de caso Sefid-Rud. En ese caso, la presa de derivación fue diseñada para pasar todo el caudal de los ríos y de ser sumergido en el embalse antes de la aparición de las grandes inundaciones para prevenir el fracaso por desbordamiento. El límite aguas arriba del canal de desviación alimenta los canales ya sea lateral o longitudinal y debe estar ubicado en la presa de derivación, que a su vez debe ser construido en un área lo suficientemente lejos aguas arriba para detener los depósitos de sedimentos aún más allá de la zona de deposición delta que podría enterrar el estructura de derivación. También puede ser factible construir el sistema de desviación por encima de la elevación normal del embalse. La construcción de una presa de derivación puede interferir con el paso de corrientes de densidad turbias a lo

largo del canal principal. Los sedimentos en los canales de lavado son un aspecto importante del control de sedimentos por el lavado, el sistema de desviación debe facilitar el paso continuo de las corrientes de turbidez durante la incautación para minimizar la deposición en áreas inundables.

2.3.6 Métodos mecánicos para *flushing*

El equipo mecánico tales como excavadoras se ha utilizado para empujar depósitos de sedimentos en el canal de lavado, eliminando de este modo los sedimentos más rápido de lo que ocurriría por la erosión sola y también la eliminación de los sedimentos de un área más ancha que el propio canal de lavado. En 1992 el condado de Los Ángeles utilizó la remoción hidráulica extrayendo 1,7 MMC de sedimentos de la cuenca en San Gabriel en un período de 5 meses, se usó excavadoras para empujar el sedimento en el canal de descarga. El costo de esta operación fue de aproximadamente \$ 0.93/m³, en su mayoría por costos de excavadora. Una operación de lavado en una compuerta piloto de menor escala pero similar a la presa Morris costo \$ 1.42/m³. Este método fue suspendido debido a las preocupaciones ambientales posteriores relacionadas con la descarga de sedimentos. Si los bancos de sedimentos en un canal de lavado son altos, su colapso puede ser acelerado por la excavación en la base de los depósitos por agua a presión o explosivos.

Aunque el uso de explosivos se examinó en el embalse Sefid-Rud, no hay constancia de la fecha de su utilización exitosa para ayudar a lavar en cualquier depósito.

2.4 Criterios y recomendaciones para el uso de la remoción hidráulica

A continuación se presentan algunos criterios utilizados para estimar la factibilidad en aplicación de la remoción hidráulica a un determinado embalse.

2.4.1 Balance de sedimentos

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 según la Ec. 2.1 (Atkinson, 1996):

$$Q_s T_f = N M_{in} T_E \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

Q_s : Capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa (t/s)

T_f : Duración de la remoción (días)

N : Intervalo entre operaciones de la remoción hidráulica (años)

M_{in} : Entrada de sedimento (t/año)

T_E : Eficiencia de atrape del embalse (puede ser considerado igual a 1 si el volumen de entrada de sedimento ocurre durante el periodo de remoción hidráulica).

2.4.2 Capacidad de transporte de los flujos de lavado

La capacidad de transporte Q_s será una función de la descarga, la rugosidad del canal, el ancho, la pendiente, y las propiedades del material depositado. El método para predecir Q_s durante la remoción hidráulica de sedimentos del embalse es una ecuación empírica derivada por la Universidad de Tsinghua (Atkinson, 1996).

$$Q_s = Y \frac{Q_f^{1,6}}{W^{0,6}} S^{1,2} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Q_s : Capacidad de transporte de sedimento del flujo en el canal aguas arriba de la presa (t/s)

Q_f : Descarga de la remoción (m^3/s)

S : Pendiente longitudinal de fondo.

W : Ancho de canal (m)

Y : Constante del tipo de sedimento:

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

$Y = 650$, para sedimentos con tamaño medianos más finos que 0,1 mm.

$Y = 300$, para sedimentos con tamaño medianos más grandes que 0,1 mm.

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

2.4.3 Ancho del canal durante el lavado

La Ec. 2.2 fue derivada para datos obtenidos de la remoción hidráulica ocurrida en China y en los cuales está basado el método; además, se encontró que el ancho del canal, W que se forma en los depósitos de sedimentos existentes en los embalses de China al aplicar la remoción hidráulica está dado por la siguiente Ec. 2.3 (en unidades del *SI*) (Barragán, 2000).

$$W_f = 12,8 Q_f^{0,5} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

Q_f : Descarga de la remoción (m^3/s)

S : Pendiente longitudinal de fondo

W_f : Ancho de canal (m)

2.4.4 Relación de Balance de Sedimentos, SBR

Una relación de balance de sedimento, *SBR* (*Sediment Balance Ratio*) removido hidráulicamente puede ser expresada según las Ec. 2.4 y 2.5 (Atkinson, 1996):

$$SBR = \frac{\text{masa de sedimentos lavados anualmente}}{\text{masa de sedimentos depositados anualmente}} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$SBR = \frac{Q_s T_f}{NM_{in} T_E} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Las Ec. 2.2 y 2.3 junto con la eficiencia de atrape del embalse, pueden ser usadas para derivar la relación de balance de sedimento, *SBR*. La descarga de la remoción hidráulica y su duración dependerá de la selección de la operación del embalse; la pendiente inicial se puede adoptar como la pendiente del río antes del embalse los valores pronosticados con la ecuación 2.3 pueden ser usados para guiar la selección de la entrada de datos para repetir los resultados; por ejemplo un valor bajo de *SBR* podría implicar que la remoción hidráulica deberá ser realizada para un tiempo de descargas altas, y un alto *SBR* podría implicar que las pendientes planas puedan ser esperadas aguas arriba de la presa. Si $SBR > 1$ la remoción hidráulica es factible.

2.5 Capacidad sostenible del reservorio

2.5.1 Predicción de pendiente lateral

La pendiente lateral del reservorio puede ser expresada como se muestra en la Ec. 2.6:

$$\tan \alpha = 0,63 \rho^{4,7} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

donde:

α : Ángulo de la pendiente lateral (la horizontal es cero).

ρ : Densidad de los depósitos expresado como peso de material seco por unidad de volumen (t/m^3).

2.5.2 Criterio para lavado basado en el concepto de capacidad sostenible

a. Relación de capacidad a largo plazo

La Relación de capacidad a largo plazo LTCR (*Long Term Capacity Ratio*) se define según la Ec. 2.7:

$$LTCR = \frac{\text{capacidad sostenible}}{\text{capacidad original}} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

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 con el área de la sección transversal original. La relación de estas áreas da a largo plazo la relación de capacidad (LTCR), la cual es una estimación de la capacidad del embalse que puede ser sostenida a largo plazo por la remoción por chorros.

Valores de LTCR mayor que aproximadamente 0,5 indicarían que el criterio de capacidad es parcialmente satisfechos, los valores se acercan a la unidad indican que el criterio es plenamente satisfecho. Un valor aceptable para LTCR dependerá de los costos asociados con el lavado. Un valor de 0,5 se toma arbitrariamente como el mínimo para el criterio para estar satisfechos.

Es necesario realizar algunas estimaciones iniciales, ya que esto es útil para determinar los factores que inciden en el éxito de la remoción hidráulica en un embalse.

2.6 Evaluación de criterio usado para el lavado de reservorios

En la Tabla 8, se muestra una tabla con los criterios vistos anteriormente, calculados para algunos embalses.

Tabla 8. Criterio de balance de sedimentos de algunos embalses

| Reservorio | País | Capacidad inicial (MMC) | SBR | LTCR | LTCR estimado (% de original) |
|---------------|-----------|-------------------------|----------|------|-------------------------------|
| Baira | India | 9,6 | 7 | 0,85 | Aprox. 85 % |
| Gebidem | Suiza | 9,0 | 7 | 0,99 | Cerca de 100 % |
| Gmund | Austria | 0,93 | 21 | 0,98 | Aprox. 86 % |
| Hengshan | China | 13,3 | Aprox. 3 | 0,77 | Aprox. 75 % |
| Palagnedra | Suiza | 5,5 | 33 | 1 | 100 %* |
| Santo Domingo | Venezuela | 3,0 | 11 | 1 | 97 % * |

Fuente: Atkinson, 1996.

*Nota: había algo de espacio libre de sedimentos por la topadora para los lavados reportados en estos embalses.

La Tabla 9, muestra que el criterio de balance de sedimentos se alcanza cómodamente en cada depósito. El criterio de la capacidad también se cumple para todos los seis embalses: el valor mínimo de LTCR es 0,77.

Tabla 9. Criterio de balance de sedimentos de algunos embalses.

| Reservorio | País | Capacidad inicial (MMC) | SBR | LTCR | LTCR estimado (% de original) |
|--------------|-------|-------------------------|------------|------------|-------------------------------|
| Guanting | China | 2 270 | 0,2 | 0,20 | Bajo |
| Guernsey | Usa | 91 | 1,0 | 0,26 | Bajo |
| Heisonglin | China | 8,6 | Aprox. 0,7 | 0,30 | 23 a 35 % |
| Ichari | India | 11,6 | 7,0 | 0,36 | Aprox. 35 % |
| Ouchi-Kurgan | USRR | 56 | 7,0 | Aprox. 0,1 | Bajo |
| Sanmenxia | China | 9 640 | 3,4 | 0,39 | Aprox. 31 % |
| Sefid-Rud | Irán | 1 760 | 4,0 | 0,13 | Menos de 26% |
| Shuicaosi | China | 9,6 | 4,6 | 0,39 | Bajo |

Fuente: Atkinson, 1996.

2.7 Criterios adicionales para evaluar las restricciones de la remoción hidráulica

Existen criterios adicionales propuestos por Atkinson, 1996; que nos permiten evaluar las posibilidades de aplicar el método de remoción hidráulica.

2.7.1 Abertura incompleta del reservorio

- Relación de abertura incompleta del reservorio DDR (*Drawdown Ratio*)

Esta relación se puede expresar según la Ec. 2.8:

$$DDR = 1 - \frac{\text{profundidad de flujo para el nivel de agua de lavado}}{\text{profundidad de flujo para el nivel normal de operación}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Las profundidades de la Ec. 2.8 son profundidades por encima de la base de la presa. La reducción podría ser insuficiente si DDR es menos que aproximadamente 0,7.

2.7.2 Flujo insuficiente de lavado para el balance de sedimentos

- Relación Balance de Sedimentos SBR_d de abertura (*Sediment Balance Ratio Drawdown*)

Debido a reducción incompleta también puede poner en peligro el equilibrio de sedimentos, de nuevo se requiere la definición de la relación de equilibrio de sedimentos. La relación de SBR se puede hacer independiente de la reducción mediante el cálculo para condiciones cuando vaguadas se encuentran en las elevaciones del lecho del río original, es decir, para condiciones de plena reducción. Esta nueva relación se denomina SBR_d (Atkinson, 1996).

2.7.3 Anchura de canal por lavado insuficiente

- Relación de anchura de lavado FWR (*Flushing Width Ratio*)

Esta relación se puede expresar según la Ec. 2.9:

$$FWR = 1 - \frac{\text{Anchura de lavado de ecuación 2.3}}{\text{Anchura actual de la parte superior}} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

2.7.4 Pendiente lateral demasiado empinada

- Relación de anchura superior TWR (*Top Width Ratio*)

Esta relación se puede expresar según la Ec. 2.10:

$$FWR = \frac{\text{Anchura de la parte superior de lavado}}{\text{Anchura actual de la parte superior}} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Los parámetros acerca de los valores del criterio de balance de sedimentos vistos anteriormente fueron aplicados en varios embalses, estos resultados se muestran en la Tabla 10 y en la Tabla 11.

Tabla 10. Criterio de balance de sedimentos de algunos embalses.

| Reservorio | País | DDR | SBR _d | FWR | TWR |
|---------------|-----------|------|------------------|-----|-----|
| Baira | India | 0,68 | 24 | 3,4 | 1,6 |
| Gebidem | Suiza | 0,93 | 20 | 6,7 | 1,5 |
| Gmund | Austria | 0,89 | 58 | 5,2 | 1,3 |
| Hengshan | China | 0,77 | Aprox. 4 | 0,1 | 7,1 |
| Palagnedra | Suiza | 1,00 | 33 | 1,4 | 1,0 |
| Santo Domingo | Venezuela | 1,00 | 11 | 1,4 | 1,8 |

Fuente: Atkinson, 1996.

Tabla 11. Criterio de balance de sedimentos de algunos embalses.

| Reservorio | País | DDR | SBR _d | FWR | TWR |
|--------------|-------|------|------------------|-------------|-------------|
| Guanting | China | 0,81 | 0,3 | 0,04 | 0,50 |
| Guernsey | USA | 0,44 | 3,2 | 1,40 | 0,26 |
| Heisonglin | China | 0,77 | Aprox. 1,0 | 0,06 | 0,80 |
| Ichari | India | 0,31 | 33 | 9,90 | 1,40 |
| Ouchi-kurgan | USSR | 0,14 | 110 | Aprox. 2,00 | Aprox. 0,30 |
| Sanmenxia | China | 0,75 | 4,8 | 0,26 | 0,90 |
| Sefid-Rud | Irán | 0,96 | 4,3 | 0,30 | 0,10 |
| Shulcaozhi | China | 0,37 | 15 | 1,00 | 2,10 |

Fuente: Atkinson, 1996.

Los criterios presentados pueden ser muy útiles, ya que con estos 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.

Es necesario ser muy cuidadosos y prudentes con la información que se obtiene en forma teórica, ya que el proceso de sedimentación es complejo e intervienen muchos factores que deben considerarse para su aplicación definitiva.

2.8 Eficiencia de la remoción hidráulica

La eficiencia de la remoción hidráulica (F_e) se define como la relación de volumen de depósito erosionado con el volumen de agua usada durante la remoción hidráulica, esta medición se hace un intervalo de tiempo especificado. Para los volúmenes de agua de entrada y salida V_e y V_s (m^3), las concentraciones de sedimentos totales de entrada y salida C_e y C_s (kg/m^3), y depósito con densidad aparente ρ (kg/m^3), entonces la eficiencia F_e se puede calcular, según la Ec. 2.11:

$$F_e = \frac{(V_s C_s - V_e C_e) / \rho}{V_s} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Durante la remoción hidráulica en vacío cuando V_e y V_s , y si C_e y ρ son constantes, la eficiencia está relacionada directamente con C_s , la concentración total de sólidos en la descarga. Una expresión alternativa para la eficiencia del lavado es la relación agua: sedimento, que es la inversa de la eficiencia de lavado ($1/F_e$) (Morris & Fan, 1998).

2.9 Experiencias internacionales de remoción hidráulica

Se han realizado estudios para evaluar la remoción hidráulica de sedimentos (*flushing*) en varios embalses alrededor del mundo, a continuación se resumen algunos casos basados en la información presentada por Morris & Fan, 1998.

2.9.1 Embalse Gebidem, Suiza

2.9.1.1 Introducción

El embalse hidroeléctrico Gebidem en Suiza es un ejemplo de uno de los varios sitios de la región de los Alpes, donde se usó el *flushing* para la extracción de sedimentos.

La presa de arco Gebidem comenzó su operación en 1968 en el río Massa, un afluente del río Rhone justo aguas arriba de Brig, Suiza. Debido a las condiciones topográficas: pendiente de fondo de 5 % y una topografía encañonada, se decidió construir una presa de arco de 120 m de altura, con una longitud de cresta de 327 m, la capacidad del embalse es de 9 MMC de agua y su longitud de espejo de agua es de 1,5 km de largo. Esta estructura proporciona un caudal de 55 m³/s para la generación nominal de 340 MW, con una carga de 743 m de altura. El agua de la central hidroeléctrica es descargada directamente al río Rhone. El mapa de localización del embalse Gebidem, se muestra en la Figura 33.

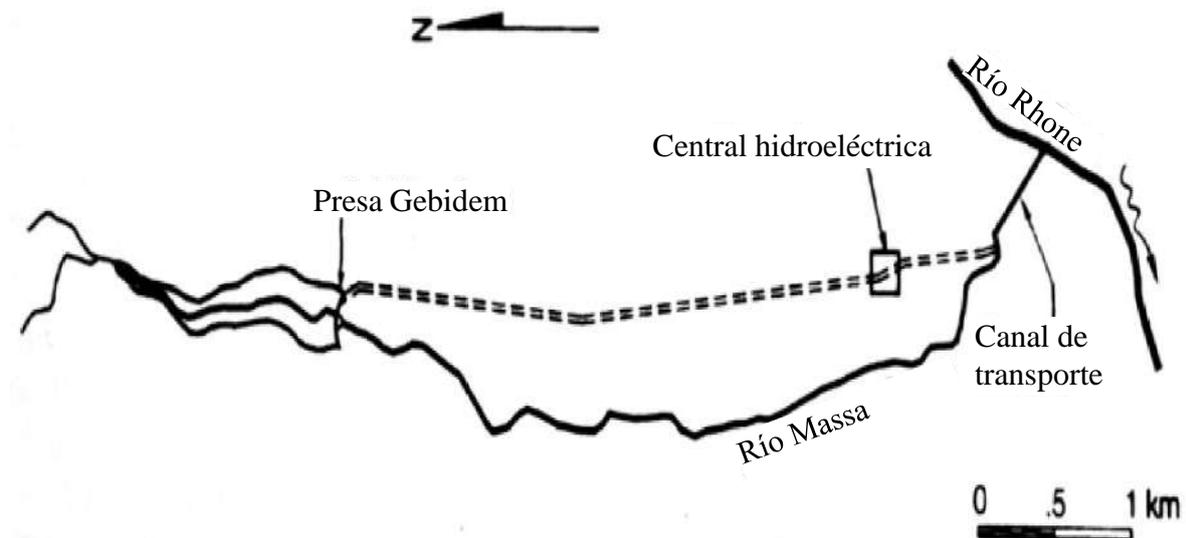


Figura 33. Mapa de localización de la presa Gebidem, Suiza.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

La cuenca de la presa tiene 200 km², el 65 % está ocupado por el glaciar d'Aletsch, el más grande de Europa. La actividad glacial genera la desintegración de las rocas por acciones físicas y químicas equivalente a 2,5 mm/año en promedio en toda la cuenca. La carga total de sedimentos que ingresó al reservorio es de aproximadamente 400 000 m³/año de material

no cohesivo, principalmente en tamaños que van desde arena muy fina a grava, aproximadamente el 20 % de la carga total se compone de sedimentos entre 1 y 100 mm de diámetro. Debido a la operación convencional del reservorio este se colmataría de sedimentos en unos 20 años, la extracción de sedimentos se incorporó desde el diseño inicial.

El río Massa entre el glaciar y el río Rhone se puede dividir en tres tramos: el primer tramo de longitud 5 km tiene una pendiente de 5,5 %, el segundo tramo de longitud 1 km tiene una pendiente de 20 % y finalmente el último tramo de longitud 0,8 km tiene una pendiente de 0,8 %. La presa fue ubicada en la mitad del primer tramo. Debido a la baja pendiente en el último tramo, el cual confluye con el río Rhone, fue canalizado en una sección rectangular de concreto para facilitar el transporte de sedimentos hacia el río Rhone. Un operador de arena y grava, posteriormente, construyó una pequeña presa inmediatamente aguas arriba del canal para capturar parte del sedimento para la clasificación y venta como agregado comercial. En la Figura 34, se aprecia una imagen actual del embalse Gebidem; mientras que en la Figura 35, se muestra una imagen satelital del embalse Gebidem.



Figura 34. Vista actual del embalse Gebidem, Suiza.
Fuente: Google Earth.



Figura 35. Vista satelital del embalse Gebidem, Suiza.
Fuente: Google Earth.

Como es típico de ríos con cuencas constituidas por glaciares, la descarga en el sitio de la presa fue estacional y estuvo dominada por el deshielo, derretimiento, y las tormentas de verano. Los caudales de invierno, de noviembre a abril de 1958, fueron insignificantes. El hidrograma de la Figura 36, ilustra el comportamiento de las descargas tanto del flujo del agua como del sólido observado en 1958, durante los seis meses cálidos cuando había un flujo apreciable.

Con objeto de revisar las estructuras hidráulicas y lograr un mejor diseño del sistema se elaboraron dos modelos físicos. El primero a escala 1:30 para evaluar el transporte de sedimentos en todo el embalse y el segundo a escala 1:15 para simular las descargas de fondo operadas por compuertas, se simularon diámetros de sedimento hasta de 40 cm.

El estudio demostró que realizar la remoción hidráulica de manera anual, podría ayudar a mantener la capacidad del embalse. La operación mostró una salida de sólidos con un promedio anual del 6 % de la concentración.

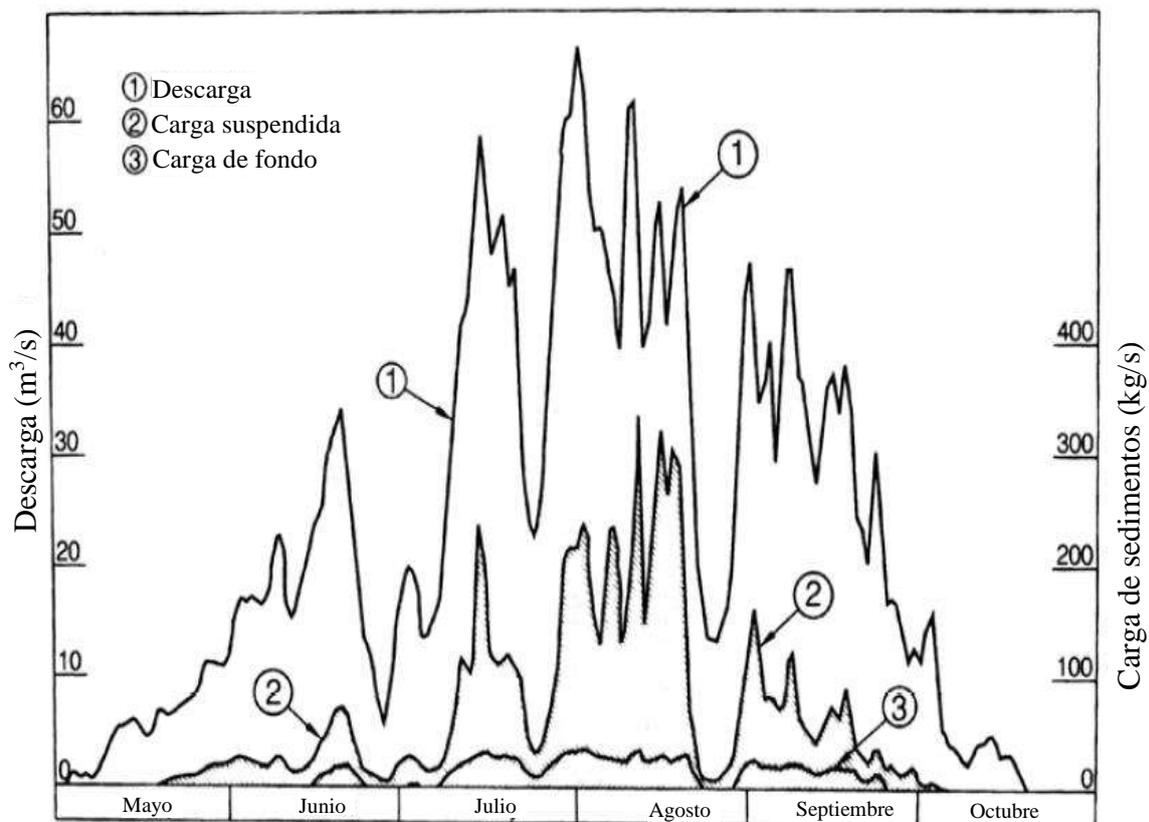


Figura 36. Descarga de agua y sólidos en el río Massa en la presa Gebidem en 1958.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.1.2 Alternativas consideradas

Una variedad de alternativas de extracción de sedimentos se consideraron inicialmente, pero en base a un análisis de detección que eliminó una serie de opciones, tres alternativas fueron objeto de un análisis más detallado en este sitio:

1. Derivación de sedimentos.
2. Dragados periódicos.
3. Remoción de sedimentos a presión y a flujo libre.

Bajo la alternativa de derivación de sedimentos, los flujos de sedimentos cargados se descargan a través de un túnel de flujo libre de gran diámetro que sale por debajo de la presa (compuertas de fondo).

La alternativa de dragado implicaría el uso de un bombeo de descarga del material dragado a través de puntos de salida ubicados en distintos niveles de la presa.

El *flushing* fue la alternativa menos costosa de implementar porque no usaría obras estructurales sin embargo se tendría que realizar un planeamiento para poder desarrollar las descargas. Esta alternativa también utiliza la menor cantidad de agua. El costo y el uso del agua asociada a cada alternativa se comparan en la Tabla 12.

Tabla 12. Costo y uso del agua de tres alternativas consideradas para la presa Gebidem.

| Alternativas | Costo capital (10 ⁶ francos) | Costo unitario de sedimento removido (francos/m ³) | Agua usada (MMC/año) |
|--------------------------|--|--|-------------------------|
| Derivación de sedimentos | 9.0 | 3.8 | 24 |
| Dragado | 3.7 | 2.0 | 10 |
| Flushing | Pequeño | 0.8 | 8 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Se consideraron y analizaron dos tipos de operaciones de remoción de sedimentos en el modelo, la erosión a presión, y la erosión de flujo libre. Bajo la opción de erosión a presión, el reservorio trabaja al nivel de funcionamiento mínimo y luego las salidas inferiores se abren para permitir el desarrollo de una erosión tipo cónica al frente de las compuertas de fondo, mientras se mantuvo el nivel mínimo de funcionamiento. Los sedimentos de la parte superior del embalse se llevaron hacia la presa durante el vaciado, pero los únicos sedimentos evacuados fueron aproximadamente 25 000 a 30 000 m³ de material en el área de la erosión tipo cónica en frente de las compuertas de fondo. Mientras que el material erosionado puede ser evacuado en sólo 2 a 3 horas, se tardó de 20 a 30 horas para volver a llenar el agujero con sedimento. Para descargar lo esperado 400 000 a 500 000 m³/año de sedimentos de entrada, fueron necesarios 10 a 15 operaciones anualmente.

La alternativa de lavado o socavación de flujo adoptada fue la de vaciar completamente el embalse y permitir el flujo libre a través de las compuertas de fondo por un período de 2 a 4 días. El uso del agua durante el lavado se estimó inicialmente entre 6 y 8 MMC, pero en la práctica ha promediado menos de 3 MMC. Debido a la aplicación de *flushing* de manera frecuente, no se presentó un problema de la acumulación excesiva de sedimentos frente a las compuertas del fondo. En la Figura 37, se observa la configuración de la compuerta de fondo del embalse Gebidem.

2.9.1.3 Operaciones de *flushing*

El funcionamiento de la presa Gebidem empezó en 1968. Se aplicó *flushing* en junio de ese año, y entre mayo y julio de cada año subsiguiente. El *flushing* ha mantenido todo el embalse prácticamente libre de la acumulación de sedimentos debido a su estrecha geometría tipo cañón. El lavado se llevó a cabo durante el final de la primavera y principios del verano, antes de las descargas a finales de verano, cuando se producen dos condiciones:

a) El flujo del río Massa es relativamente bajo (menos de 20 m³/s) y el flujo en el río Rhone es relativamente grande (más de 40 m³/s) permitiendo el transporte de sedimento.

b) La isoterma²⁰ 0 °C está situada a unos 3 000 m, lo que corresponde a las condiciones meteorológicas estables.

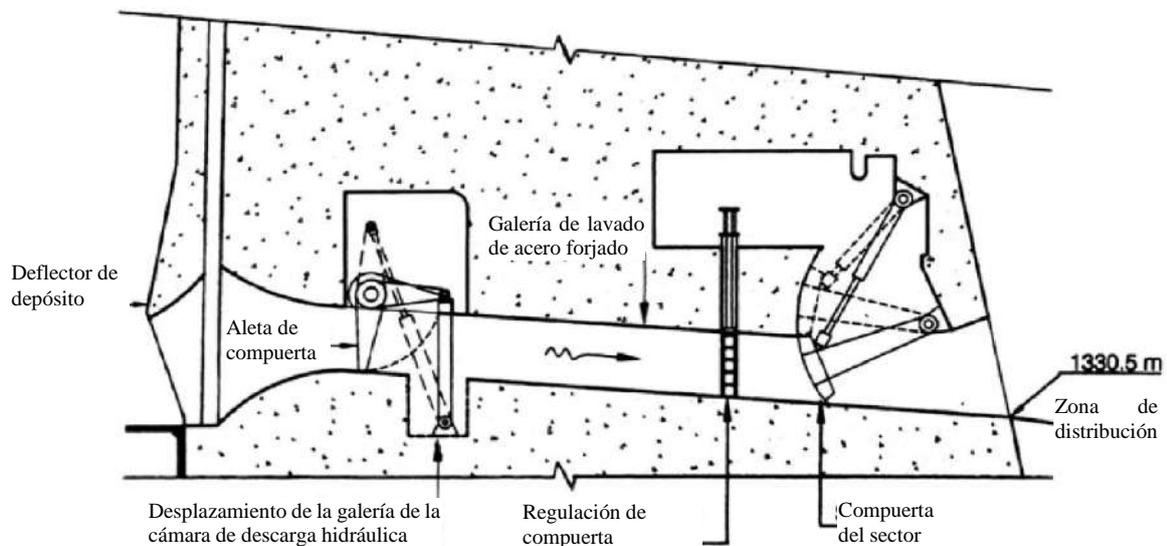


Figura 37. Configuración de la compuerta del embalse Gebidem.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

Se requirió de gran flujo en el río Rhone para diluir y transportar el sedimento librado de la descarga. Idealmente, la descarga del río Rhone sería 10 veces el flujo de la del río Massa, pero esta condición rara vez se cumple. Aunque el período de lavado designado es el mismo cada año, la fecha exacta para comenzar el lavado se estableció sólo con 1 día de antelación, cuando la hidrológica era adecuada y las condiciones meteorológicas coincidieron. Las consecuencias económicas fueron evaluadas por la muerte de peces aguas abajo, y altas concentraciones de sedimentos suspendidos que también interfirieron con las bocatomas aguas abajo. Las concentraciones de sedimentos suspendidos en el río Rhone fueron monitoreados en varios sitios durante cada evento de lavado.

Antes de la descarga, el embalse se llevó a su nivel mínimo de funcionamiento por la liberación de agua a través de las turbinas. El *flushing* se inició con la apertura gradual de una de las dos compuertas, luego la segunda, durante un período de aproximadamente 2 horas, incrementando la descarga de una tasa inicial de aproximadamente 10 m³/s a una tasa final de aproximadamente 60 m³/s. Entre 3 y 6 horas después de la iniciación de la apertura de las compuertas de fondo se ha vaciado por completo y las compuertas de fondo empezaron a trabajar a flujo libre, por lo general las descargas fueron entre 10 y 20 m³/s. En algunos años durante este proceso las compuertas fueron cerradas durante un periodo de aproximadamente 20 minutos, luego fueron reabiertas; logrando que el nivel del agua aumente y disminuya para facilitar la limpieza de los depósitos en las proximidades de la presa. Algunas características del lavado se resumen en la Tabla 13, la columna denominada "operaciones de compuertas" en la tabla se refiere al número de veces que las puertas inferiores fueron cerradas y luego reabiertas durante el evento de descarga para facilitar la eliminación de sedimentos. La concentración de sólidos durante el vaciado del embalse no se controlaba todos los años, pero se asumió igual al 6 % de la concentración de sólidos en el inicio del lavado. Por lo tanto, el volumen de sedimentos descolmatados son, en muchos años, sólo cálculos aproximados.

²⁰ Isoterma: Curva para la representación cartográfica de los puntos de la tierra con la misma temperatura media anual.

En la Tabla 13, se presenta el resumen de los lavados en la presa Gebidem, donde se aprecia que en los años 1991 y 1993 se presentaron una mayor concentración de sólidos, por la tanto en esos años es donde se presentó una mayor cantidad de solidos removidos. Además en estos años fue donde menos agua se utilizó por la tanto el caudal promedio de purga también fue menor, pero el tiempo de duración fue mayor.

Tabla 13. Resumen de los lavados en la presa Gebidem, Suiza.

| Año | Agua utilizada (MMC) | Duración (h) | Caudal promedio de purga (m^3/s) | Operaciones de compuertas | Sólidos removidos (MMC) | Concentración de sólidos (%) |
|------|----------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 1982 | 2,38 | 56 | 11,8 | 0 | 0,143 | 6,0 |
| 1983 | 3,38 | 48 | 19,6 | 2 | 0,175 | 5,2 |
| 1984 | 2,97 | 68 | 12,1 | 6 | 0,178 | 6,0 |
| 1985 | 2,5 | 49 | 14,2 | 0 | 0,150 | 6,0 |
| 1986 | 3,53 | 45 | 21,8 | 0 | 0,212 | 6,0 |
| 1987 | 3,2 | 45 | 19,8 | 13 | 0,192 | 6,0 |
| 1988 | 2,93 | 79 | 10,3 | 13 | 0,176 | 6,0 |
| 1989 | 2,49 | 49 | 14,1 | 1 | 0,150 | 6,0 |
| 1990 | 3,18 | 40 | 22,1 | 12 | 0,191 | 6,0 |
| 1991 | 2,35 | 96 | 6,8 | 0 | 0,270 | 11,5 |
| 1992 | 3,28 | 151 | 6,0 | 61 | 0,197 | 6,0 |
| 1993 | 2,48 | 101 | 6,8 | - | 0,260 | 10,5 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Las medidas más detalladas se hicieron durante el evento de descarga de 1991, para construir un balance de sedimentos, se construyó un hidrograma de descarga y concentración de sedimentos en suspensión en la salida de la presa, el cual se aprecia en la Figura 38. Los datos originales para la concentración de sedimentos se indican en unidades de mililitros por litro de sólidos sedimentables medida en un cono de Imhoff, y ha sido ajustado a gramos por litro utilizando el factor de conversión de $1 \text{ mL/L} = 1,32 \text{ g/L}$, medido en el río Rhone en Lonoza durante el lavado de 1995. Los datos en la presa reflejaron una alta concentración de sedimentos característica para iniciar las operaciones de lavado. Debido a la solución de los sedimentos dentro de la garganta, la máxima concentración de sólidos suspendido medido en el canal en el alcance aguas abajo fue 304 g/L , sólo el 51 % del valor máximo registrado en la presa. La mayor concentración de sólidos suspendido medido en el río Rhone fue de 47 g/L en el puente Brigerbad, en comparación con los 2 g/L en el río Rhone por encima de la confluencia con el río Massa. Las dos terceras partes de la descarga total del sedimento ocurrieron durante las primeras 5 horas de este evento que duro 95,5 horas, estos datos se aprecian en la Figura 39.

Diferentes partes del embalse se erosionaron durante las primeras aplicaciones del *flushing*, como se representa en la Figura 40, que se basa en estudios de medición con imágenes del reservorio durante el lavado. Un balance de sedimentos basado en el seguimiento en varios puntos se aprecia en la Tabla 14, mostrando que la mayor parte del material removido del embalse fue depositado aguas abajo de la presa, y no es transportado aguas abajo hasta después del verano. Un operador de arena y grava eliminó un volumen no cuantificado de sedimentos del sistema para el uso comercial. La región del delta del reservorio pudo experimentar la acumulación gradual de material demasiado grande como para ser transportado a través del método mencionado.

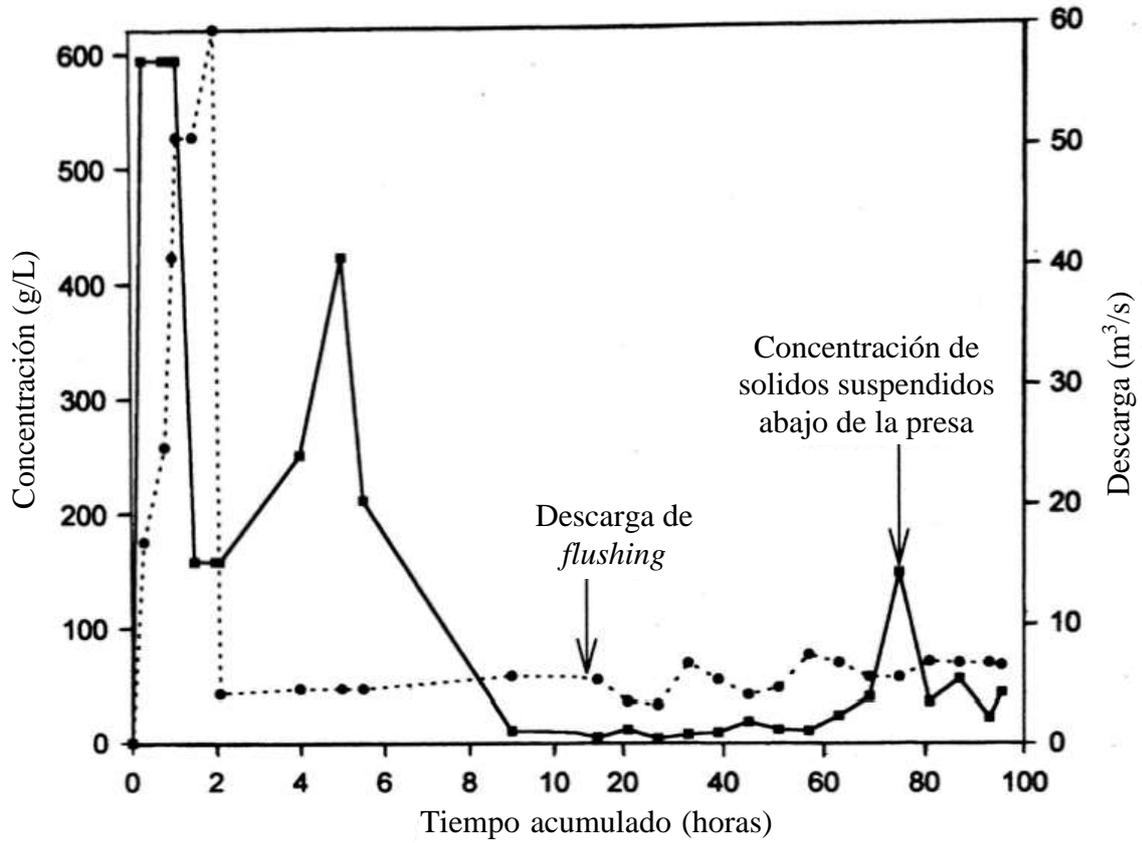


Figura 38. Hidrograma de descarga y concentración de sedimentos en suspensión en la salida de la presa durante el evento de lavado en 1991.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

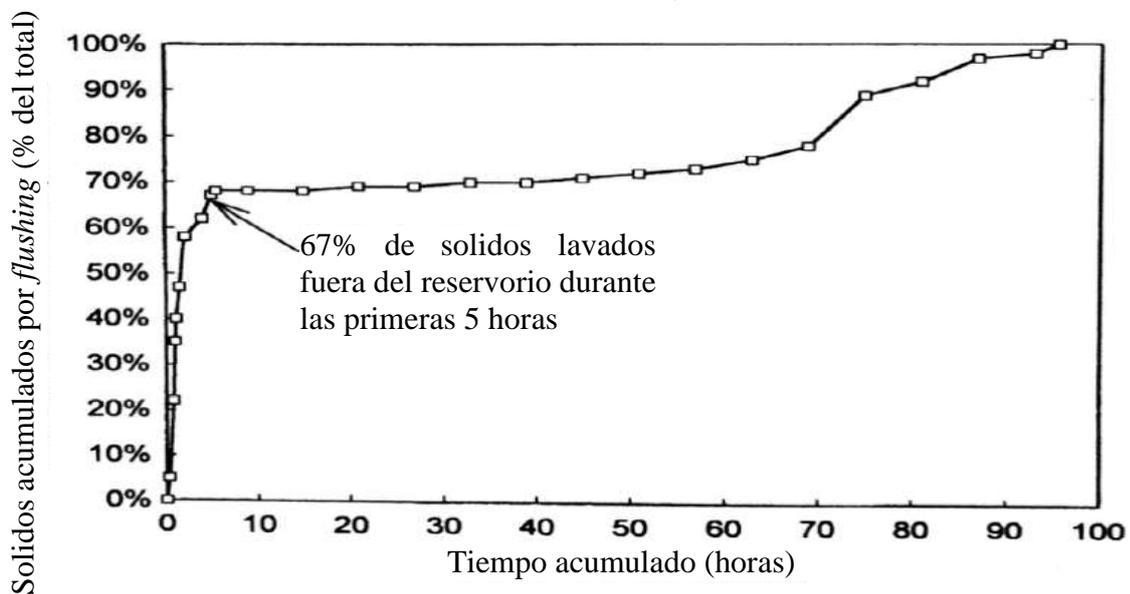


Figura 39. Descarga de sedimentos acumulada de la presa Gebidem durante el lavado de 1991.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 14. Balance de sedimento, 1990 - 1991, de la presa Gebidem.

| Parámetro | Volumen (m ³) |
|--|---------------------------|
| - Liberación de sedimentos anual, 1990-1991: | |
| Sedimentos liberado por lavado (95,5 horas) | 270 000 |
| Paso de sedimentos a través de turbinas (12 meses) | 70 000 |
| - El destino de los sedimentos de descarga: | |
| Depositado en la garganta | 81 000 |
| Depositado en obras agregadas | 32 000 |
| Entregado al Rhone | 157 000 |
| Entregado al Rhone por turbinas (12 meses) | 70 000 |
| Total | 340 000 |

Fuente: Morris & Fan, 1998

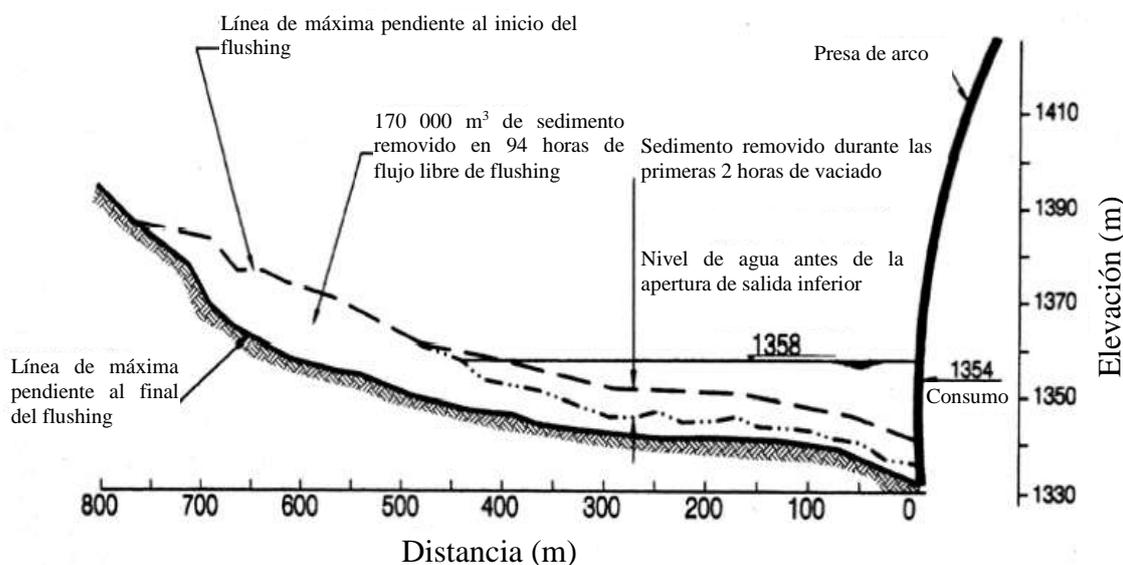


Figura 40. Perfil de línea de máxima pendiente aguas arriba de la presa Gebidem, en el lavado de 1991, que muestra el área de remoción de sedimentos durante las diferentes partes del período de lavado (datos de Electra Massa).

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.1.4 Impacto aguas abajo del embalse

Los datos de descarga y sólidos suspendidos del río Rhone durante el lavado 1991, se muestran en la Figura 41. El mismo pico de corta duración y alto contenido de sólidos que se produce en la presa se refleja en los datos del Rhone, pero las concentraciones de sedimentos son un orden de magnitud más bajo debido a la deposición y dilución aguas arriba como se aprecia en la Tabla 15. El pico de concentración de sedimentos en el río Rhone se produjo durante el período del primer lavado, cuando el desempeño de lavado era de 60 m³/s, superando la descarga del Rhone de 50 m³/s. Por lo tanto, la mayor parte de la reducción en la concentración es debido a la sedimentación aguas arriba.

La combinación de la liberación de sedimentos y la descarga debido a la desviación de la producción de energía impacto fuertemente la garganta del río Massa aguas abajo de la presa. En la quebrada aguas abajo de la presa se presentó deposición de sedimentos finos. Después de muchos años de funcionamiento sin problemas, durante el lavado de 1990, el canal de conducción se llenó dos tercios de sedimentos gruesos, y durante el lavado 1992 se llenó completamente. El 70 % del sedimento depositado en el canal de conducción se tuvo una medida entre 1 y 32 mm de diámetro, que es mucho más gruesa que la carga total del río

Massa, de los cuales sólo 20 % consiste en granos más grandes que 1 mm. La deposición masiva en el canal de transporte representó la parte más gruesa de la carga, con los años esta se acumuló gradualmente a lo largo de la longitud de la garganta, y probablemente también se depositaron en el canal de transporte en cantidades más pequeñas durante los años anteriores, pero pasó desapercibida. La deposición masiva se produjo una vez que la garganta se había llegado a una nueva condición de equilibrio con respecto al sedimento más grueso, y este material grueso se transportó en gran medida al canal de conducción aguas abajo.

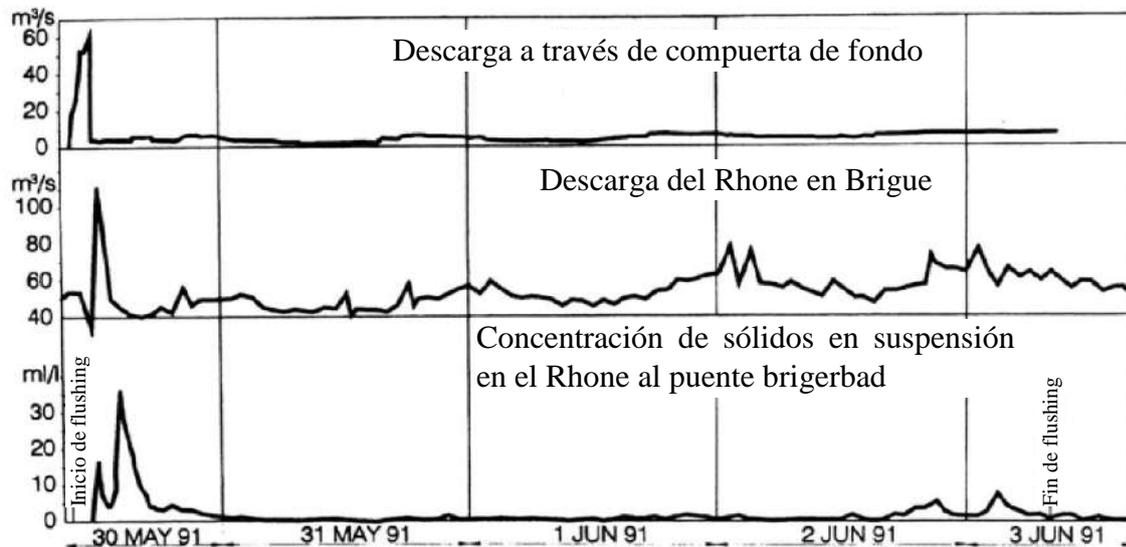


Figura 41. Hidrograma y concentración de sedimentos en el río Rhone durante el evento de *flushing* de 1991.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

El modelado físico se utilizó para diseñar el canal de transporte y analizar los efectos de la descarga de sedimentos localizados en el Rhone. El canal de conducción, tenía una capacidad adecuada y los efectos sobre el Rhone eran insignificantes. El volumen de los flujos de lavado utilizados en las últimas décadas ha sido tan poco como la mitad del volumen considerado para su dispersión según los estudios originales. A través tanto del modelado físico y numérico, se llegó a la conclusión de que el problema de la deposición no podía resolverse mediante la modificación del canal, y se recomendó aumentar los flujos de la capacidad de transporte a través del canal. Debido a este problema la cantidad de agua necesaria para el lavado no estuvo determinada por remoción de sedimentos desde el depósito, pero sí estuvo limitada por el canal de conducción de transporte aguas abajo de la presa.

Tabla 15. Máximas concentraciones de sedimentos aguas abajo durante *flushing*.

| Punto de medición | Tiempo | Concentración (g/L) |
|------------------------------------|---------|---------------------|
| Base de la presa | 09h 15m | 450 |
| Canal de conducción | 13h 30m | 230 |
| Rhone arriba confluencia con Massa | | 2 |
| Rhone en Naters | 13h 45m | 37 |
| Rhone en puente Brigerbad | 14h 00m | 47 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

El Rhone es un río de fondo de grava y de corriente rápida, que ha sido severamente alterado por la canalización a lo largo de prácticamente todo su alcance, sobre el lago Ginebra. También ha sufrido gran extracción de sedimentos. La liberación de *flushing* de sedimentos en el Rhone no parece tener un impacto adverso significativo a largo plazo en la actual

morfología del río. Por el contrario, ayuda a mantener las contribuciones de sedimentos al río. Sin embargo, las cargas de sedimentos en suspensión y deposición de sedimentos finos en el fondo ha causado algunos inconvenientes temporales en tomas de suministro de agua río abajo, y la muerte de peces en el río Rhone, también se han asociado con el *flushing*.

2.9.2 Embalse Sefid-Rud, Irán

2.9.2.1 Introducción

El embalse Sefid-Rud en Irán muestra la implementación de control de sedimentos en una gran reserva de 1 760 MMC. La presa se encuentra en el río Sefid, un afluente del mar Caspio, inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Qezel Owzan y Shahrud a unos 250 km al noroeste de Teherán. La geometría de la cuenca y del embalse tiene ríos principales y secundarios que se muestran en la Figura 42. El embalse fue construido en 1962 para abastecer a 2 800 MMC de flujo regulado para regar 250 000 ha de arroz durante una temporada de riego de verano de 6 meses. También cuenta con una central hidroeléctrica de 87,5 MW. La sedimentación es un problema grave y causó la pérdida de almacenamiento a una tasa de 36,5 MMC/año, equivalente a una tasa anual del 2,1 %. Debido a la pérdida de almacenamiento, en 1980 la operación del embalse fue cambiada para incorporar las operaciones de descolmatación en los siguientes 17 años de funcionamiento convencional.

2.9.2.2 Características del lugar

a. Presa y embalse

La presa es una estructura de concreto con una altura máxima de 106 m y una longitud de coronación de 425 m, la potencia instalada es de 87,5 MW y el nivel mínimo de operación de energía hidroeléctrica es de 240 m. En la Figura 43, se muestra la configuración general de la presa y la ubicación de los puntos de salida. Hay tres compuertas de fondo en el lado derecho y dos compuertas de fondo en el lado izquierdo (mirando aguas abajo), con capacidades totales combinadas de 430 m³/s y 550 m³/s, respectivamente. Las compuertas de fondo están cerca de la elevación del cauce original y el diseño no incorporo un volumen muerto. La estructura también contempla estructuras de evacuación para máximas avenidas y un vertedero auxiliar.

b. Agua y sedimentos

Los caudales y sedimentos en suspensión se miden en las estaciones Gilvan y Loushan justo aguas arriba del embalse en los ríos Qezel Owzan y Shah Rud, respectivamente, y en la estación Roudbar en el río Sefid a 3 km aguas abajo de la presa, como se puede ver en la Figura 42, de ubicaciones. Las mediciones se realizaron al menos dos veces por semana durante los períodos de bajo flujo y varias veces al día durante grandes crecidas. Las curvas de nivel - caudal de las estaciones de aforo se prepararon a partir de mediciones de velocidad y las curvas se actualizaron cada año después de las inundaciones de primavera. La descarga de sedimentos se midió con un muestreador con una profundidad en el eje vertical, la ubicación de las cuales se ajusta después de cada inundación como se requiere para obtener una muestra representativa de toda la sección transversal. Durante altas inundaciones y descolmatación, el muestreo se realizó en cinco o siete puntos por lado del río en intervalos de una hora entre las 07:00 y las 18:00. No se midió la carga de fondo, pero la suma de carga de fondo, más la contribución del área tributaria del embalse se estimó como 15 % de la carga medida (carga en suspensión).



Figura 42. Ubicación y vista en planta de la geometría del embalse Sefid-Rud.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

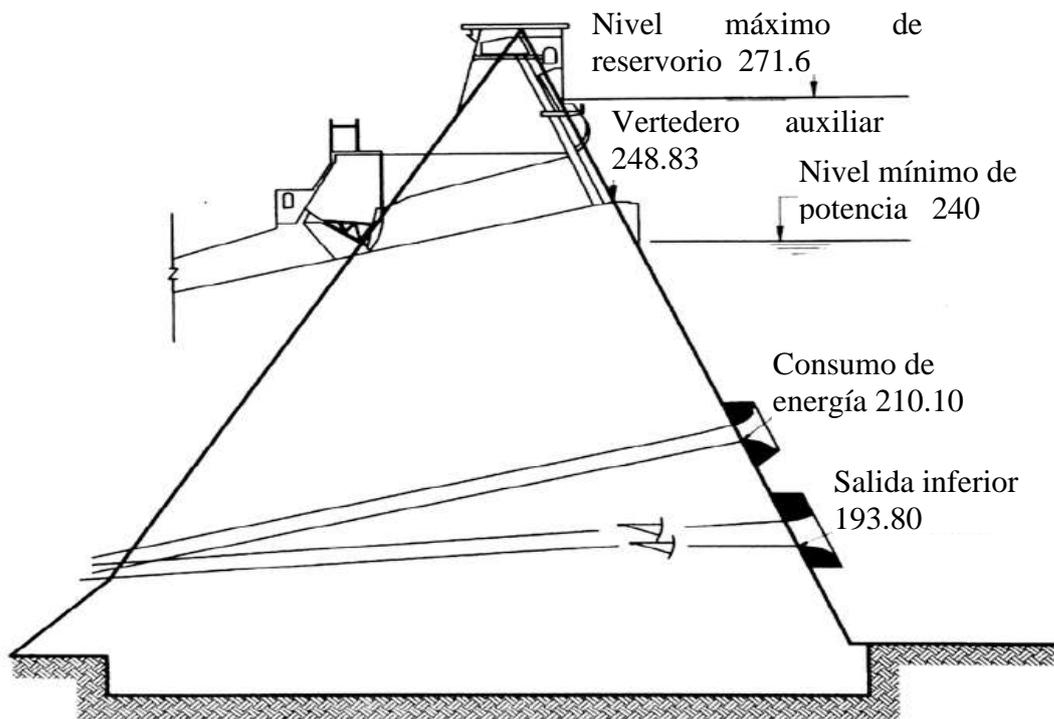


Figura 43. Vista de la sección de la presa Sefid-Rud, muestra la compuerta.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

En la Figura 44, se aprecia una vista actual del embalse Sefid-Rud, en Irán, mientras que en la Figura 45, se aprecia una vista satelital de este embalse.



Figura 44. Vista actual del embalse Sefid-Rud.
Fuente: Google Earth.

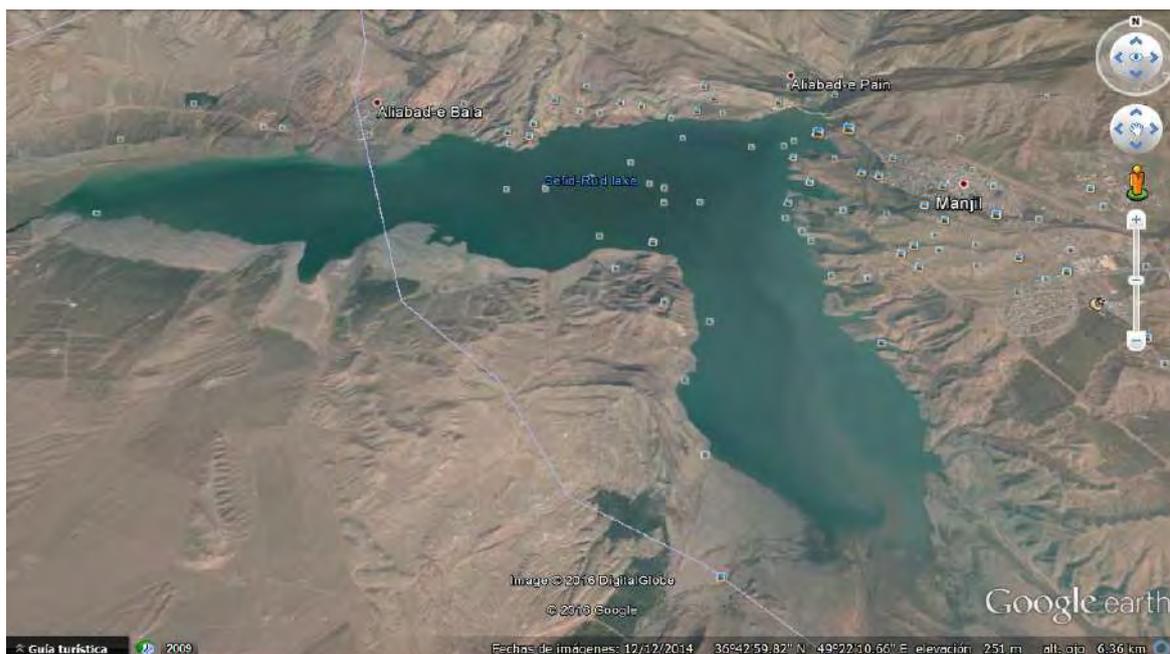


Figura 45. Vista satelital del embalse Sefid-Rud.
Fuente: Google Earth.

El tamaño de la cuenca es de 56 200 km² y consiste en tierras semiáridas y generalmente reciben 250 - 400 mm/año de precipitación. La elevación media dentro de la cuenca es de aproximadamente 1 800 m.s.n.m y está compuesta principalmente por clásticos no consolidados y consolidados (arena, grava, arcilla, y sus equivalentes consolidados), con exposiciones limitadas de piroclastos y rocas de silicato cristalino. Los sedimentos entregados al reservorio provienen de las siguientes fuentes: la erosión en la cuenca forestada por lluvia 5 % y cuenca deforestada 57 %, la erosión en los cauces de los ríos secundarios 25 %, y la erosión en los ríos principales 16 %. Las características de los ríos tributarios y del embalse se resumen en la Tabla 16.

Tabla 16. Resumen de características de Afluentes del embalse Sefid-Rud.

| | Río Qezel Owzan | Río Shahrud | Reservorio total |
|---|--------------------|----------------|---------------------|
| Área de la cuenca, (km ²) | 49 300 | 5 070 | 56 200* |
| Caudal medio anual (MMC/año) | 3 824 | 1 183 | 5 008 |
| Capacidad (MMC) | 630 | 370 | 1 760 |
| Pendiente de fondo | 0,0033 | 0,0061 | - |
| Longitud total del río (km) | 500 | 180 | - |
| Longitud del embalse (km) | 20 | 10,5 | - |
| Producción de sedimentos (10 ⁶ t/año) | 41,6 | 8,8 | 50,4 |
| Peso específico de la producción sedimentos (t/km ² /año) | 832 | 1 469 | 900 |
| Concentración de sedimentos en suspensión media (g/l) | 10,9 | 7,5 | |
| Sedimentos en suspensión, arena (%) | 33 | 44 | |
| Sedimentos en suspensión, limo (%) | 47 | 46 | |
| Sedimentos en suspensión, arcilla (%) | 20 | 10 | |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

*El área de la cuenca incluye 1 830 km² alrededor del embalse.

El flujo mensual y los datos de sedimentos en suspensión desde 1963 hasta 1987 muestran que la descarga de agua y sedimentos, están correlacionados en el tiempo como se aprecia en la Figura 46. Un diagrama de masa de agua y el flujo de sedimentos de la Figura 47, muestra claramente la gran descarga de agua de los sedimentos durante el año hidrológico 1968 - 1969 extremadamente húmedo, y la reducción de la producción de sedimentos en los 2 años siguientes al año húmedo. Este corto período de rendimiento reducido probablemente refleja el agotamiento temporal del suministro de sedimentos debido a que el sedimento movilizado rápidamente se entregó al reservorio durante 1968 - 1969. La alta descarga durante ese año tuvo un período de retorno de 200 años en el río Qezel Owzan y 1 000 años en el río Shahrud.

En la Figura 48, se grafica una distribución del tamaño de sedimentos que entran y salen del embalse Sefid-Rud, en el cual se aprecia que durante el ingreso normal, el diámetro del sedimento en suspensión durante la descarga de flujo desde la presa fue significativamente más fino que el flujo de entrada. Sin embargo, cuando comenzaron las operaciones de remoción hidráulica el tamaño medio de grano de los sólidos en suspensión se convirtió en descargas más grande que el flujo de entrada. El aumento de tamaño de grano durante la remoción hidráulica podría atribuirse a varios factores:

- Los bloques consolidados de sedimentos cohesivos fueron transportados frecuentemente como carga de fondo y no se tomaron muestras como parte de la carga suspendida. El transporte de carga de fondo no se midió.
- Debido a la elevación del umbral de la salida del fondo que se encuentra muy cerca de la elevación original del río, el material grueso se puede transportar de manera muy eficaz a pesar de la descarga reducida durante la estación de remoción hidráulica. La arena y la grava depositada en el embalse fueron completamente removidos debido a que durante un proceso de inundación aguas arriba del embalse en el canal principal van los sedimentos de mayor tamaño y la mayoría de sedimentos finos son depositados en la llanura de inundación.

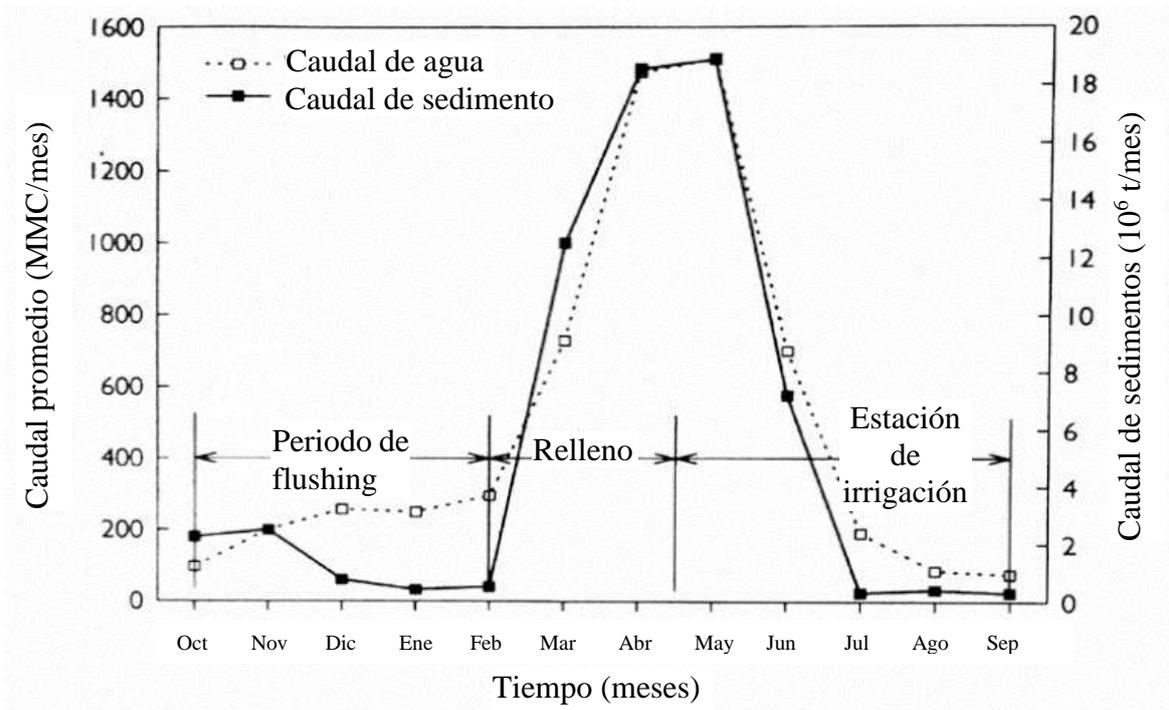


Figura 46. Media de ingreso mensual de agua y sedimentos en suspensión en el embalse Sefid-Rud, 1963-1987.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

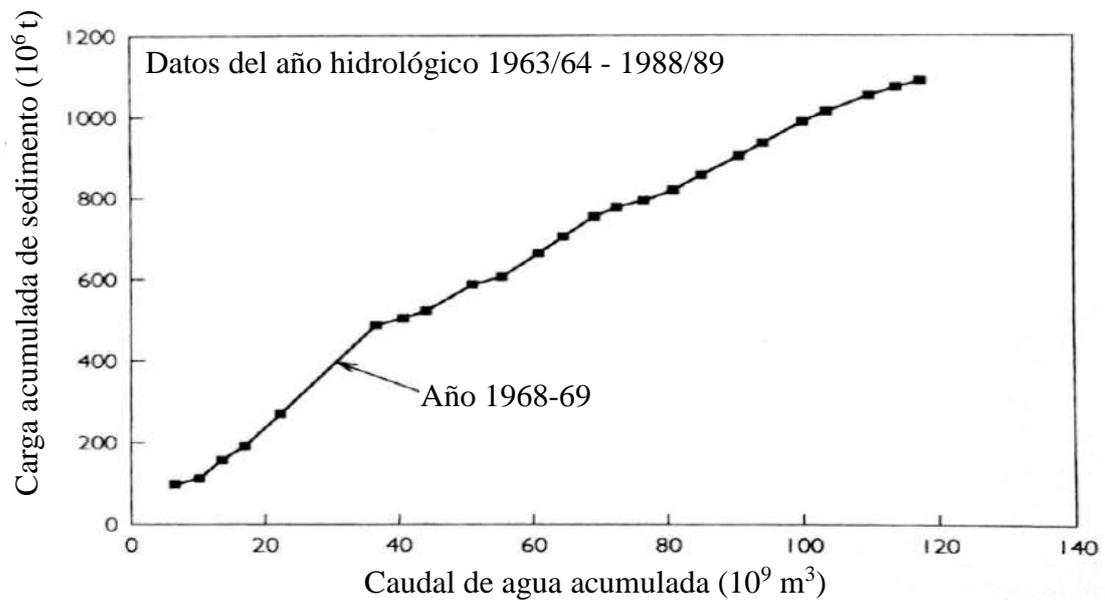


Figura 47. Curva de masa doble de agua y flujo de sedimentos en el embalse Sefid-Rud. 1968-1969 fue un año de extrema alta, contribuyendo 3 veces el escurrimiento medio anual y 5 veces la carga media anual de sedimento.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

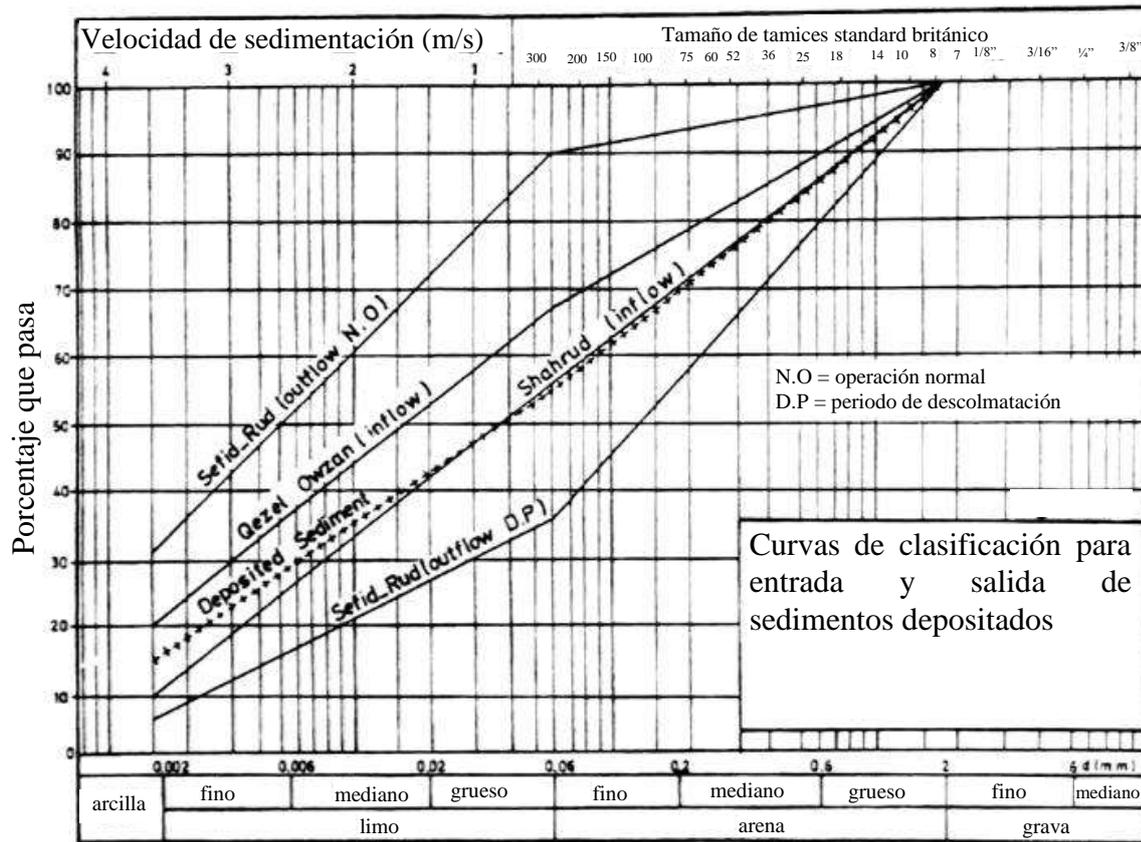


Figura 48. Distribución de tamaño de grano de los sedimentos en suspensión que entran y salen al embalse Sefid-Rud y de los depósitos de sedimentos. El tamaño de grano descargada debajo de la presa aumentó significativamente como resultado de lavado.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

c. Depósitos de sedimentos.

No hubo perforaciones a través de los depósitos previos a la descolmatación. Después de 6 años de operaciones de descolmatación de sedimento, se realizaron 250 perforaciones. Las perforaciones revelaron que la composición media de los depósitos fue de 41 % de arena y el 59 % limo arcilloso. El peso específico promedio fue de $1,2 \text{ t/m}^3$ para los sedimentos arcillosos y $1,45 \text{ t/m}^3$ para las capas de arena, o alrededor de $1,3 \text{ t/m}^3$ en general, lo cual concuerda con las estimaciones de $1,25$ y $1,34 \text{ t/m}^3$. La Figura 49, muestra las capas alternantes de arena y finos encontradas en la mayoría de las perforaciones reportadas.

d. Corrientes de densidad

La geometría del embalse, particularmente a lo largo del empinado río Shahrud, en combinación con una gran capacidad de las compuertas de fondo cerca del cauce original, y 15 m por debajo de la ingesta de energía, es propicio para el desfogue de corrientes de densidad. A pesar de que hubo un dique de 12 m situado a 150 m aguas arriba de la presa principal, que interfirió con el movimiento de la corriente de densidad, y la baja prioridad que se da a la liberación de corrientes de densidad, el 27 % del flujo de entrada de sedimento en suspensión fue lanzado durante el período 1963 - 1980, principalmente como corrientes de densidad. El efecto de la operación de compuertas de fondo sobre la liberación de sedimentos se ilustra en la Tabla 17, que muestra la liberación de hasta un 36 % de la carga de sedimentos entrante durante un evento de inundación individual. Los diámetros d_{50} y d_{90} medios de sedimentos movidos por la corriente de densidad a través de la presa Sefid-Rud

fueron de 0,007 y 0,080 mm, respectivamente, lo que es mayor que los valores reportados para corrientes de densidad en los embalses chinos. El 1 de enero de 1976, se observó una corriente de turbidez entrando al reservorio en un punto a 15 km aguas arriba de la presa en el río Owzan Qezel, y se removió el 4 de enero a través de las compuertas de fondo, lo que resultó en una velocidad de avance promedio de 0,058 m/s en la corriente de densidad. Durante este mismo período, el ingreso a Qezel Owzan promedió 412 m³/s, con una concentración media de sedimento de 6,35 g/L.

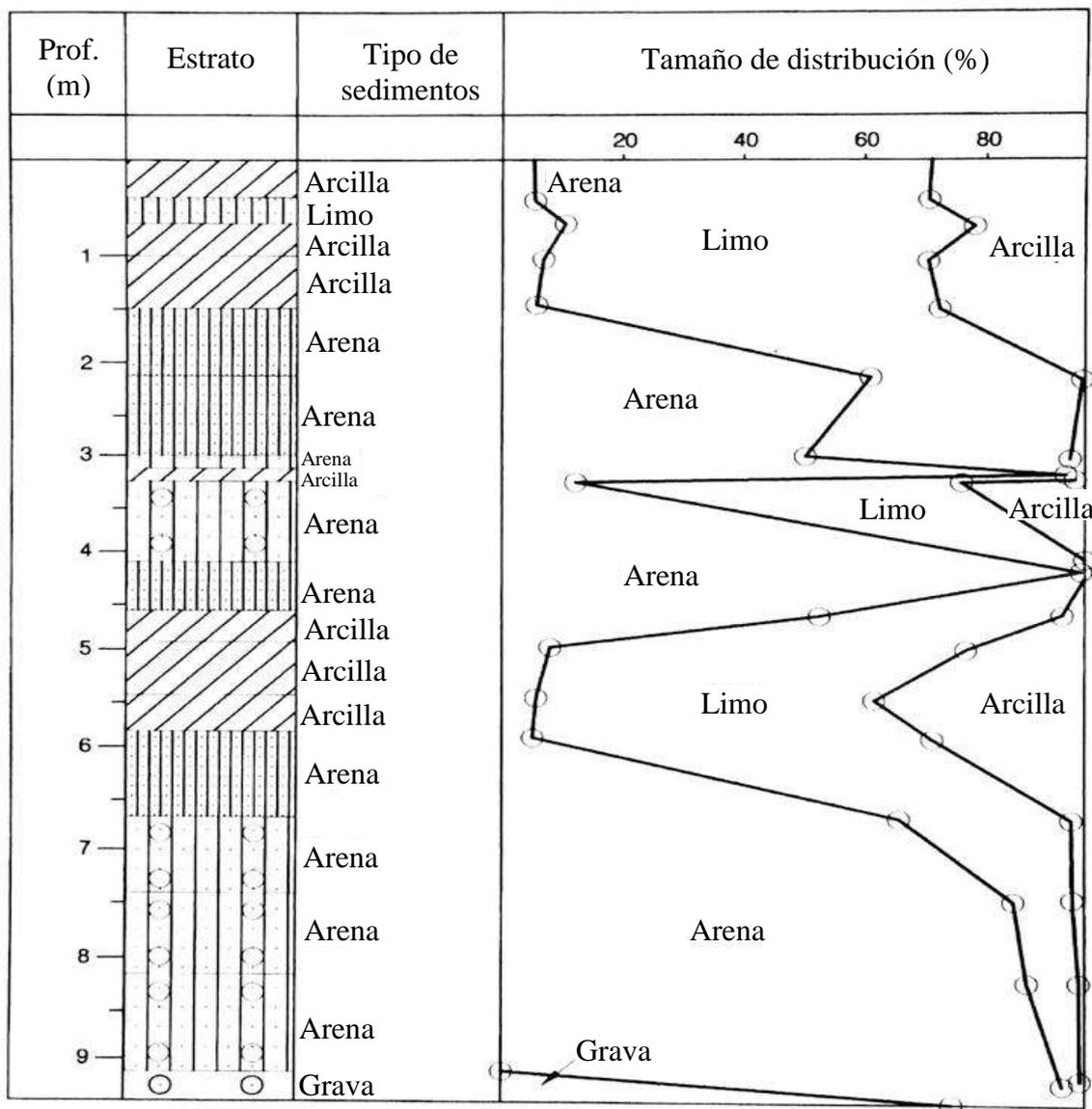


Figura 49. Perfiles verticales a través de depósitos de sedimentos de más de 5 km de la presa en pozo 7 que muestra la presencia de capas de sedimentos cohesivos y no cohesivos arcillosos arenosos alterna. Esta estratificación es en gran parte ausente más cerca de la presa porque sedimentos gruesos no fueron transportados tan lejos en el depósito.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.2.3 Alternativas de control de sedimentos

a. Dragado hidráulico

El dragado se consideró inicialmente para la extracción de sedimentos en Sefid-Rud, y el esquema recomendado implicó la eliminación de hasta 700 MMC de sedimentos, que se depositaron en terrazas construidas con relleno hidráulico a alturas máximas del orden de

20 a 30 m, sin uso de un muro de contención. El sistema de dragado consistiría en una draga hidráulica cabezal de corte flotante, además tendría una tubería por tierra, estaciones de bombeo de refuerzo, e hidrociclones²¹ para la separación de la fracción gruesa para sería necesario la construcción de la terraza por relleno hidráulico, este sistema se aprecia en la Figura 50. Las terrazas se encuentran entre 40 y 120 m por encima de la elevación media del depósito, y la máxima profundidad de excavación serían 35 m, sobre la base de una fluctuación máxima en el nivel del depósito de aproximadamente 30 m, durante el funcionamiento normal. Se propusieron doce unidades de dragado más tres unidades de reserva, con una capacidad de dragado anual de 70×10^6 toneladas. En el momento de su propuesta en el año 1985, el dragado se estimó que requeriría una inversión capital de \$ 155 millones de dólares, que se recuperaría después de 20 años a una tasa de interés del 8 %.

El dragado con descarga al río aguas abajo de la presa no se consideró factible porque, durante la temporada de riego, el sedimento dragado se llevaría río abajo y los depósitos estarían detrás de presas de riego y presas de derivación, o dentro del sistema de canales de riego. Esto sólo sería mover el problema de la sedimentación de un lugar a otro.

Aunque no se consideró técnicamente o económicamente viable emprender dragado a gran escala en Sefid-Rud, el dragado se considera el único método viable de eliminar los depósitos de sedimentos cohesivos a menos de 3 km de la presa. Esta zona se caracterizó por el difícil acceso debido a los depósitos no consolidados, y los sedimentos consistentes en material cohesivo no estratificado. Una alternativa en esta área era usar una draga de cabeza de corte para bombear sedimentos por tubería en el canal de lavado principal. El uso de una tubería corta la descarga al canal de lavado y minimiza el costo de bombeo y dragado con cabezal.

Tabla 17. Compuertas de fondo de ventilación de corrientes de densidad turbias, del embalse Sefid-Rud.

| Fecha | Modo de Operación* | Caudal medio | | Nivel medio de depósito (m) | Descarga promedio Concentración de sedimentos | | Eficiencia de liberación de sedimento (%) |
|-----------------|--------------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------------------|--|----------------------------|---|
| | | Afluencia (m ³ /s) | Descarga (m ³ /s) | | Afluencia (m ³ /s) | Salida (m ³ /s) | |
| 1-2 Abr, 1973 | P | 290 | 109 | 259 | 4,1 | 0,1 | 0,9 |
| 9-10 Abr, 1973 | P + B | 484 | 145 | 264 | 13 | 10,0 | 23,0 |
| 17-18 Abr, 1973 | P | 420 | 127 | 267 | 4,4 | 0,1 | 0,8 |
| 5 Oct, 1973 | P | 321 | 280 | 272 | 7,4 | 0,2 | 2,3 |
| 14-15 Oct, 1973 | P + B | 415 | 385 | 273 | 13,0 | 5,0 | 36,0 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

*P=tomas de energía abiertas, P + B = tomas de energía + una salida de fondo abierta

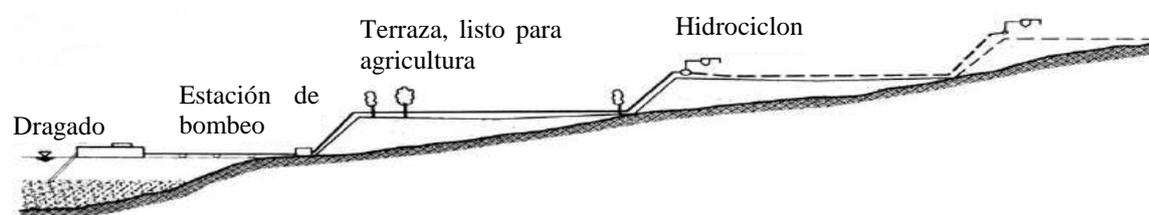


Figura 50. Diagrama esquemático del dragado que no fue implementado en Sefid-Rud.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

²¹ Hidrociclón: Es un equipo en forma de cono usado para separar suspensiones sólido – líquido, gracias a la velocidad de rotación que se genera al entrar el agua tangencialmente en el interior del cuerpo. Como consecuencia de la fuerza centrífuga, las partículas sólidas se desplazan hacia la pared del cono, con una trayectoria espiral descendente por la fuerza de gravedad, saliendo por la parte inferior; el agua limpia sale a través de un tubo situado en la parte superior.

b. Dragado por sifón

Una draga de sifón difiere de una draga hidráulica convencional solo en que no utiliza una bomba; la suspensión se mueve por la diferencia de presión estática entre el depósito y el punto de descarga debajo de la presa. La distancia de descarga está limitada por la carga disponible entre el nivel de agua del embalse y el pie de la presa. En el caso de Sefid-Rud, la draga sería capaz de trabajar a una distancia de alrededor de 2 a 3 km de la presa. Sin embargo, una draga sifón se consideró demasiado costosa para su uso en este sitio.

c. Explosivos

Otra alternativa fue la utilización de explosivos para desestabilizar los bancos de sedimentos a lo largo del canal de descarga durante la abertura de compuertas, para aumentar la cantidad de sedimento eliminado por el lavado. En las zonas de baja elevación de los bancos de sedimentos, cargas continuas de cable podrían ser instalados a profundidades de hasta 3 m por el equipo de tendido de cables en la que el tambor de cable se ha reemplazado con un tanque de explosivos. En las zonas más altas de los bancos de sedimentos, los agujeros de 100 mm, podrían ser perforados para la colocación de explosivos, se requerirían explosivos impermeables. Este método se estimó que era capaz de eliminar 30 a 50 MMC de sedimentos adicional en el transcurso de dos eventos de descarga.

d. Ventilación de corriente de densidad turbias

El desfogue de corrientes de densidad turbias era el principal medio de la liberación de sedimentos durante la incautación normal. Aunque el desfogue de corrientes de densidad turbias puede retardar la acumulación de sedimentos, no puede dejar la deposición o recuperar la capacidad. Por lo tanto, la liberación de la densidad de corriente no se consideró una solución factible.

e. Sedimento por bypass

La derivación de sedimentos liberaría la entrada en esos días de alta descarga de sedimentos durante las crecidas. Sin embargo, las características topográficas en Sefid-Rud no son propicias para la construcción de un canal de derivación alrededor del embalse. El tamaño hidrológico del depósito es demasiado grande para pasar de manera efectiva a través de los sedimentos del embalse, y una gran parte de la carga de entrada de flujo es la arena que puedan depositarse rápidamente y será más difícil por *bypass*. Por lo tanto, la derivación no se consideró una alternativa viable.

f. Vaciado y *flushing*

La técnica de gestión de sedimentos seleccionado para su utilización era vaciar el depósito, lo que implica el cambio de regla de operación que se muestra en la Figura 51.

Bajo la regla de funcionamiento original, donde no se consideró la remoción de sedimentos, el llenado se produjo durante la temporada de lluvias de invierno y las entregas de riego se realizaron durante los meses de abril a septiembre. Para continuar la producción de energía hidroeléctrica, el nivel mínimo de operación se mantuvo a 240 m después del final de la temporada de riego. Para llevar a cabo el lavado, en lugar de mantener una elevación mínima de 240 m para la generación de energía durante la estación de no riego, el depósito se vació y las descargas de los ríos pasaron libremente a través de las compuertas de fondo, formándose un canal para el transporte de los depósitos. Esta técnica se puede implementar sin interferir con el objetivo operativo primario, que es el servicio de riego. Este reservorio no pudo ser llenado de un año a otro. El *flushing* además, no requiere equipos costosos, sofisticados y de alto consumo de energía, tales como se requiere para el dragado, y es económico de implementar. El costo unitario estimado de remoción de sedimentos por el

proyecto de dragado propuesto como un mínimo de \$ 3.0/m³, en comparación con \$ 0.10/m³ para el *flushing*.

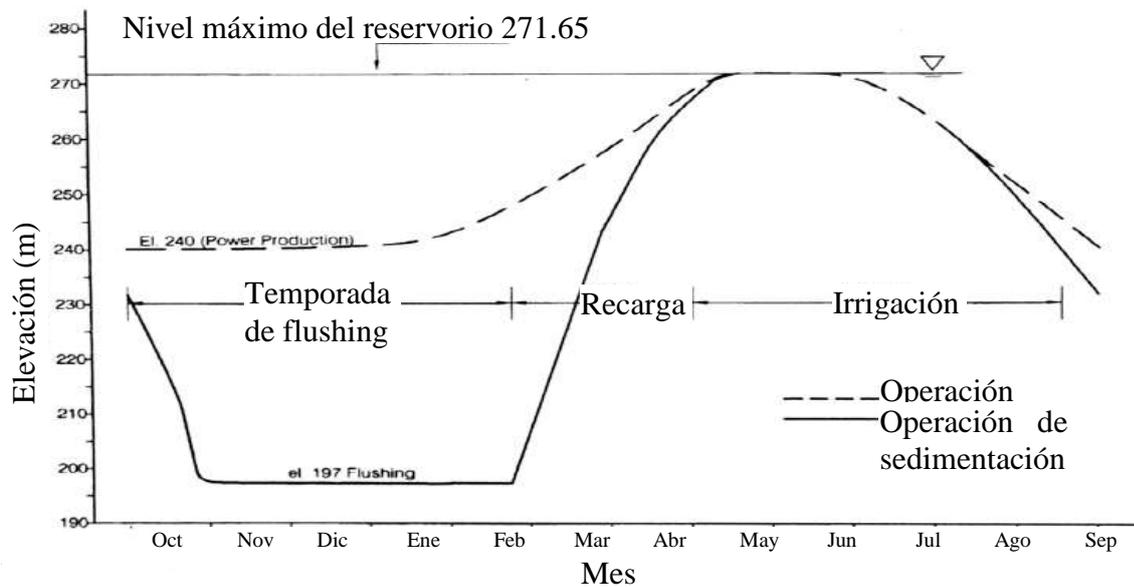


Figura 51. Curva de funcionamiento en el embalse Sefid-Rud mostrando los niveles de agua del embalse y la modificación para la operación de lavado.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.2.4 Remoción hidráulica del reservorio

a. Operación del embalse

El control de sedimentos se inició entre los años 1980 - 1981 vaciando y lavando el embalse de octubre a febrero, en período de bajo caudal. En algunos años el lavado comenzó a mediados de septiembre o tan tarde como a mediados de noviembre, pero el rellenado siempre fue iniciado en la primera o segunda semana de febrero. Sería altamente deseable para retrasar el cierre de las compuertas de fondo para permitir grandes descargas de sedimento, recorrer los depósitos y ensanchar el canal principal de lavado, pero la incertidumbre de llenar el reservorio dictaba su cierre en febrero.

Durante los primeros 2 años de descargas (1980 - 1981 y 1981 - 1982), el embalse no fue completamente dispuesto por temor a que los sedimentos inestables cerca de la presa puedan hundirse y bloquear las compuertas de fondo. La Figura 52, muestra el aspecto del reservorio aguas arriba de la presa durante la reducción parcial 1981 - 1982. El dique de gaviones, que no había sido demolido después de la construcción de la presa había sido enterrado por los sedimentos, fue expuesto cuando los depósitos de sedimentos cerca de la presa fueron expulsados. Durante 3 meses en la primera temporada el lavado desbordó la cresta del dique erosionando la cara aguas abajo, poniendo en peligro su estabilidad. Durante la primera parte del lavado, al romperse una sección del dique el proceso de lavado aumentó. Al tercer año se presentó mayor erosión de sedimento debido a la rotura del dique, el sedimento fue arrastrado a una área cerca de la presa para permitir reducción completa. El *flushing* creó un canal principal a través del sedimento depositado, por lo general después de la línea de pendiente máxima original de los ríos Qezel Owzan y Shahrud. Las estadísticas seleccionadas sobre cada una de las fases de *flushing*, realizadas a través de 1990 se resumen en la Tabla 18.

Los primeros años de la erosión y la expansión del canal principal producen muy alta producción de sedimentos y la rápida recuperación de la capacidad de almacenamiento.

Como se ilustra en la Figura 53, el beneficio total de lavado consiste en el volumen de sedimento eliminado más el volumen de la deposición impedido. En Sefid-Rud esto era equivalente a 320 MMC de volumen del reservorio durante los primeros 10 años de descargas. Para la remoción de 320 MMC de sedimentos se requirió 10,66 MMC de agua, un promedio de 33 m³ de agua por cada 1 m³ de sedimento removido y un promedio de concentración de sedimentos suspendido de 48 g/L, como se muestra en la Tabla 18. Sin embargo, estos valores medios pueden ser engañosos debido a las grandes diferencias de año en año en la remoción de sedimentos. Grandes variaciones también se produjeron durante los eventos de lavado; la concentración de sedimentos en suspensión es más alta cuando la limpieza comienza y disminuye rápidamente.

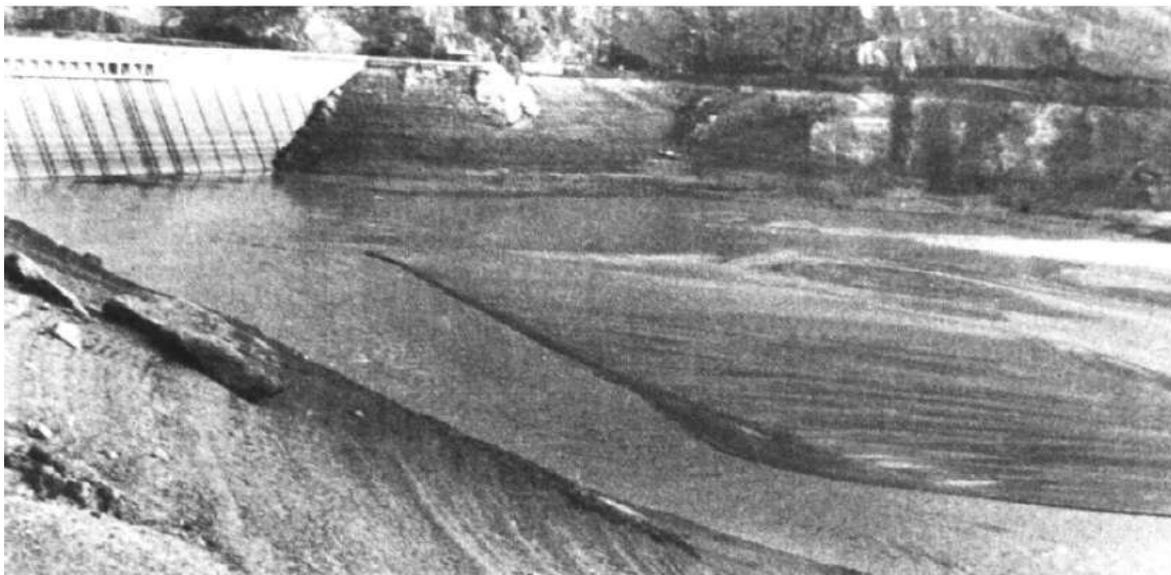


Figura 52. Fotografía del lado aguas arriba del embalse Sefid-Rud durante la reducción parcial en 1981-1982.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

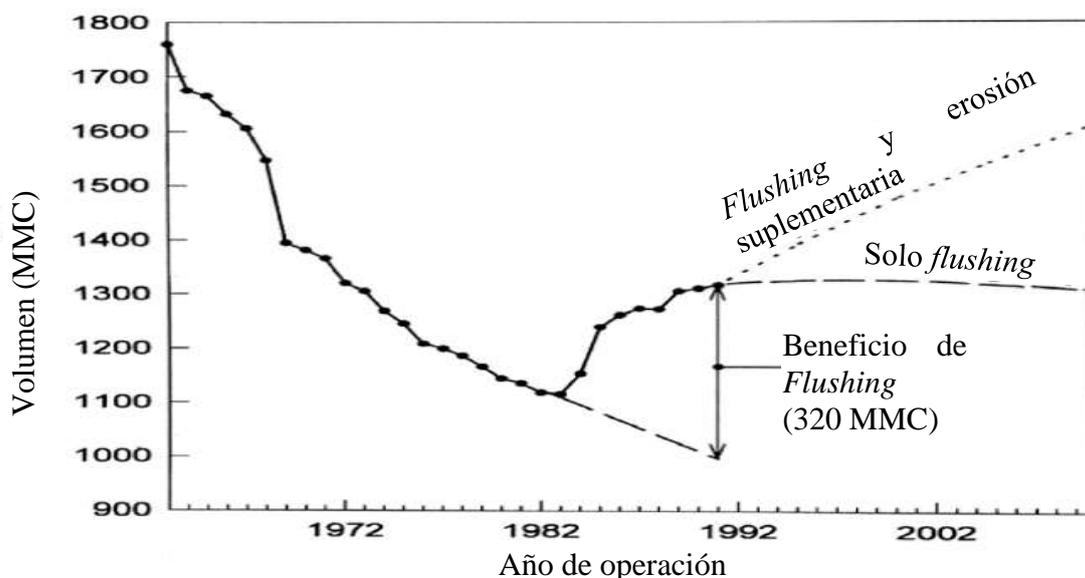


Figura 53. Recuperación de almacenamiento de depósito como resultado de lavado. El beneficio total de lavado es la suma del almacenamiento recuperado más la pérdida de almacenamiento evitado.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 18. Estadísticas de *flushing* en el embalse Sefid-Rud.

| Periodo de <i>flushing</i> | Duración del vaciado por <i>flushing</i> (días) | No se aplicó <i>flushing</i> (días) | Volumen de agua usada en <i>flushing</i> | | Sedimento Removido (10 ⁶ ton) | Promedio de concentración de sedimentos (g/L) |
|----------------------------|---|-------------------------------------|--|---------------------|--|---|
| | | | MMC | % anual de entradas | | |
| 1980 - 1981 | 61 | 0 | 536 | 10 | 24 | 45 |
| 1981 - 1982 | 65 | 0 | 390 | 11 | 12 | 31 |
| 1982 - 1983 | 117 | 10 | 1 513 | 26 | 52 | 34 |
| 1983 - 1984 | 16 | 80 | 795 | 23 | 68 | 85 |
| 1984 - 1985 | 19 | 138 | 1 810 | 29 | 142 | 78 |
| 1985 - 1986 | 18 | 129 | 1 131 | 29 | 46 | 41 |
| 1986 - 1987 | 17 | 85 | 942 | 26 | 27 | 29 |
| 1987 - 1988 | 24 | 86 | 1 812 | 22 | 57 | 31 |
| 1988 - 1989 | 9 | 113 | 1 057 | 31 | 54 | 51 |
| 1989 - 1990 | 5 | 103 | 681 | 22 | 32 | 47 |
| Total | 351 | 744 | 10 667 | 21 | 514 | 48 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Las curvas de la variación del volumen de sedimento se aprecian en la Figura 54, mientras que en la Figura 55, se observa el perfil longitudinal del embalse. Esto ilustra la pérdida de almacenamiento rápido y la posterior recuperación lograda con el lavado. Debido a la formación de canales, la capacidad significativa se recuperó en todos los niveles de almacenamiento de activos dentro del depósito. Los sedimentos fueron erosionados durante el lavado por tres procesos: la erosión laminar, erosión del canal, y erosión de los taludes del canal. Sólo los dos últimos procesos fueron significativos.

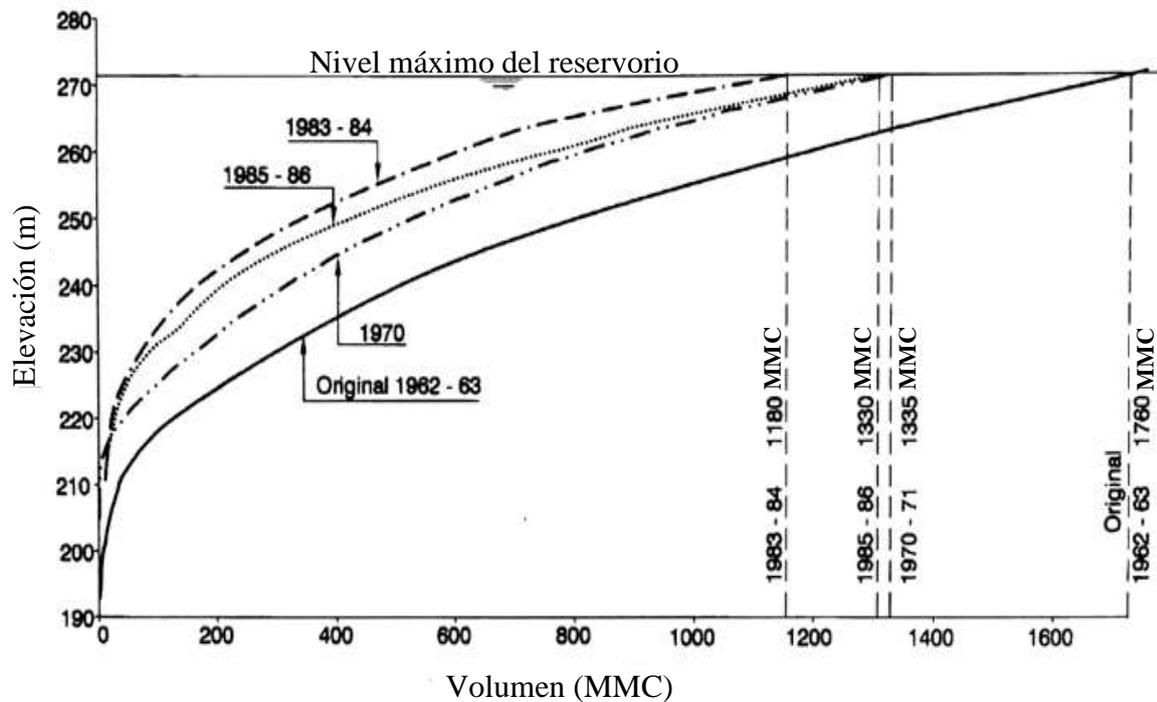


Figura 54. Variación en el almacenamiento de sedimentos con el tiempo a Sefid-Rud ilustrado por las curvas de elevación de capacidad.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

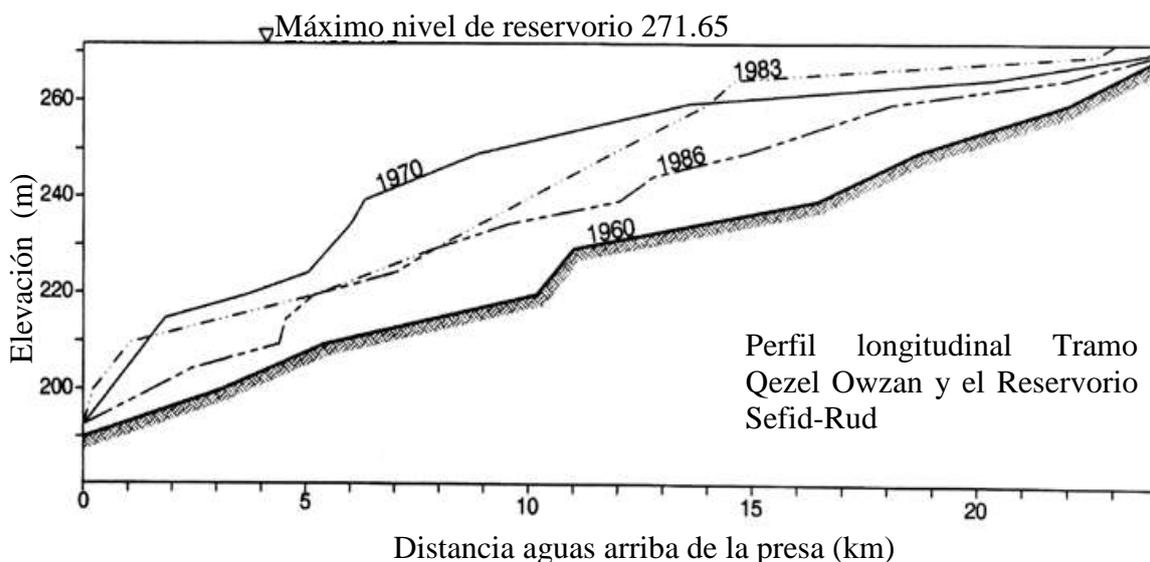


Figura 55. Perfiles longitudinal a lo largo del río Qezel Owzan para diferentes años, que muestran la progresión ascendente del canal de descarga.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

b. Erosión laminar

Durante la operación de descolmatación entre 1980 - 1981 el tipo más importante de erosión fue la de flujo laminar y la socavación de los sedimentos finos no consolidados recientemente depositados a menos de 5 km de la presa. Este fue el primer año de retiro, y los sedimentos en la parte superior del fondo a 240 m no habían sido previamente escurridos. Debido a la alta tasa de erosión laminar durante el primer evento de lavado, durante el segundo año de lavado el nivel del embalse se planteó y bajo varias veces entre las elevaciones del nivel del embalse 215 y 220 m, para acelerar la erosión laminar, pero después de 2 meses, la concentración de sedimentos en la descarga se había reducido a sólo 0,9 g/L y el procedimiento fue detenido. En general, la erosión laminar era de poca importancia después del primer evento de lavado y siempre se limita a sólo una pequeña fracción de los sedimentos depositados en las llanuras sumergidas durante el anterior período de llenado del embalse.

c. Canal de erosión

El proceso más importante de remoción de sedimentos fue la erosión del canal, poco después de la remoción hidráulica completada en 1982 - 1983, los canales principales fueron erosionados, extendiéndose aguas arriba de las compuertas de fondo a lo largo de los ríos Qezel Owzan y Shahrud, y estos canales se profundizaron y ampliaron por el continuo lavado. Debido a la presencia de sedimentos cohesivos, se formaron taludes muy empinados. Se produjeron deslizamientos masivos de taludes durante el primer mes después del lavado y la magnitud de la erosión del canal era muy sensible a los cambios en el caudal. Si el canal se hubiese estabilizado en una descarga, una descarga más grande posterior renovarían el fondo y aceleraría la erosión en las orillas. Haciendo referencia a la secuencia de los perfiles de fondo en la Figura 55, se puede ver que la profundización del canal inicialmente se produjo cerca de la presa y se trasladó río arriba por la erosión regresiva

La Figura 56, ilustra el aspecto general del canal de descarga de sedimentos en capas durante el período de erosión, mostrando el colapso de los bancos de material cohesivo después de la erosión de los sedimentos depositados.

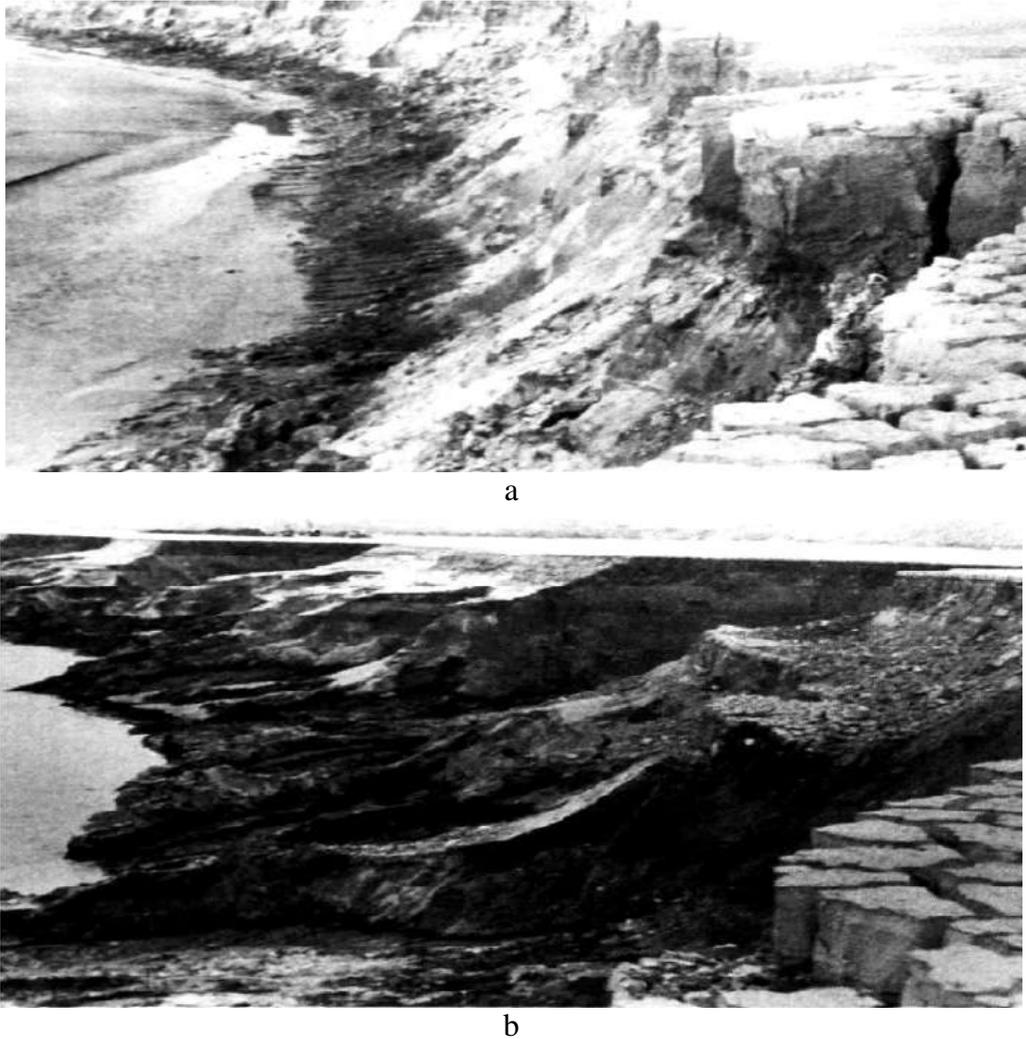


Figura 56. (a) Fotografía de la formación del canal principal que muestra la erosión de la subcapa de arena por la filtración. (b) el colapso del banco debido a la erosión de la subcapa de arena, formando terrazas y barrancos.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

d. Salida de concentración de sedimentos

Las concentraciones de sedimentos suspendidos instantáneos fueron de hasta 670 g/L y se midieron aguas abajo de la presa durante el lavado. La concentración y la cantidad de sedimentos transportados fuera del depósito dependían; de los sedimentos liberados por la cuenca y que se depositaron en el canal de descarga, la velocidad de arrastre de los sedimentos de los depósitos, y de la capacidad de transporte de sedimentos del caudal. Durante los primeros 3 años de descargas se formó el canal principal, y esos años fueron el período de máxima eliminación de sedimentos y el aumento de la capacidad de embalse. Después de que el canal principal se volvió relativamente estable, la mayoría de sedimentos incluido el material de limpieza anterior el cual se quedó depositado en el canal o material erosionado desde los depósitos de sedimentos fueron removidos usando métodos auxiliares, tales como la erosión lateral o longitudinal (canales de desviación). Aunque se eliminó el mayor volumen de sedimentos durante el período inicial de la formación del canal principal, los datos de la Tabla 19, indican que se producen las concentraciones máximas de sedimento después de que se haya formado el canal principal. Esto es causado por la rápida movilización de sedimentos no consolidados depositados a lo largo del canal principal durante el anterior período de llenado del embalse.

Tabla 19. Máxima descarga diaria de sedimentos en suspensión durante cada temporada de *flushing*, en el embalse Sefid-Rud.

| Fecha | Nivel del embalse (m) | Flujo de entrada | | Flujo de salida | | Tasa de extracción (m/día) | Máxima Concentrac. diaria (g/L) |
|-------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| | | Agua (m ³ /s) | SS (10 ³ t/día) | Agua (m ³ /s) | SS (10 ³ t/día) | | |
| 9 nov 1980 | 216 | 61 | 31 | 105 | 967 | 3,9 | 107 |
| 3 oct 1981 | 223 | 28 | 1 | 160 | 981 | 2,6 | 71 |
| 10 oct 1982 | 229 | 239 | 503 | 182 | 1927 | 0,3 | 122 |
| 14 dic 1983 | 201 | 136 | 70 | 154 | 2342 | 4,1 | 176 |
| 3 dic 1984 | 205 | 205 | 106 | 266 | 7918 | 6,1 | 344 |
| 4 oct 1985 | 210 | 27 | 0,5 | 165 | 2905 | 8,6 | 204 |
| 20 nov 1986 | 197 | 81 | 14 | 129 | 3256 | 11,2 | 292 |
| 20 nov 1987 | 198 | 87 | 7 | 213 | 5617 | 16,5 | 305 |
| 24 oct 1988 | 200 | 89 | 41 | 135 | 4639 | 6,0 | 398 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

El embalse alcanzó plena reducción por primera vez en febrero de 1983.
SS = Sólidos Suspendidos.

La variación en la elevación del embalse, la descarga de agua y descarga de sedimentos durante el lavado de 1982 - 1983, fue el primer año en que se alcanzó el vaciado completo, tal como se muestra en la Figura 57a. Las concentraciones máximas instantáneas de sólidos en suspensión fueron de 150 g/L aguas abajo de la presa y se produjo durante el primer evento, cuando una descarga grande se produjo después de un periodo de cierre de compuerta, y probablemente incluyó una cantidad significativa de material que se había acumulado en frente de los puntos de salida. Dado que la elevación del embalse se redujo y la descarga varía, los picos de sedimentos en suspensión aguas abajo de la presa estaban muy relacionados a los picos de descarga, con la erosión dentro del reservorio, generalmente creciente en función a la descarga. Un pico de concentración final de sedimentos se produjo cuando se logró el vaciado del embalse. Una alta tasa de descarga de sedimentos y elevadas concentraciones de sedimentos en suspensión se produjeron a lo largo de todo ese período de lavado mientras se estaba formando el canal principal.

La situación era muy diferente sólo 3 años más tarde, durante la temporada de lavado 1985 - 1986, cuando el canal principal se había vuelto más estable. En ese año, el nivel del embalse se redujo desde 220 hasta 196 m, en sólo unos pocos días, creando una muy alta tasa de liberación de sedimentos. La concentración de sólidos suspendidos superó 150 g/L durante aproximadamente una semana y alcanzó un valor máximo de 329 g/L. Sin embargo, el contenido de sólidos de agua liberada de la presa disminuyó de manera constante, a pesar del aumento de descarga durante el período de lavado. Se observó un comportamiento similar durante los años siguientes, excepto en 1989 - 1990, cuando la concentración del flujo de lavado aumentó en febrero debido a la erosión del canal de desviación Shahrud. Es característico del lavado que, a pesar de que la descarga de sedimentos puede ser igual a la afluencia de sedimentos sobre una base anual, la estacionalidad de la liberación de sedimentos difiere de la estacionalidad de la entrada de sedimentos. En Sefid-Rud más sedimento llega al reservorio por las inundaciones de la estación húmeda, pero la mayor parte del sedimento se libera como un flujo muy concentrado durante la estación seca.

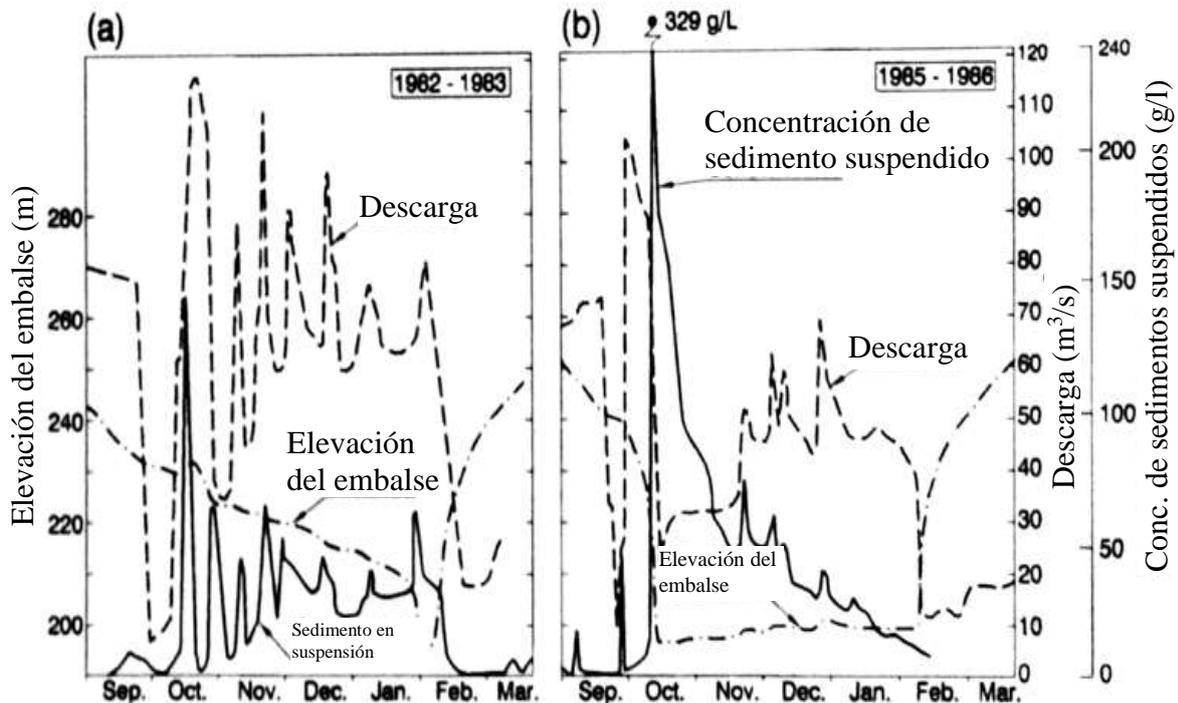


Figura 57. Variación del nivel del embalse, descarga y concentración de sedimento durante 2 eventos de lavado. a) Durante el primer año, b) después de estabilización.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

e. Impactos aguas abajo

La presa y la toma están instaladas en el río Sefid-Rud aguas abajo de la presa para llevar el agua de irrigación. Esta toma y canales no podían tolerar cargas de sedimentos pesados, ya que esto crearía graves problemas de sedimentación en el sistema de riego. Para evitar graves problemas de sedimentación aguas abajo, la concentración de sedimentos de agua liberada en la presa Sefid-Rud durante la temporada de riego (abril a septiembre inclusive) no debe exceder de 5 g/L. Las compuertas de fondo de las presas de riego siguieron totalmente abiertas durante la temporada de lavado de octubre a febrero, pasando el caudal del río cargado de sedimentos con una interrupción mínima. Durante el período de lavado los flujos fueron típicamente menores de 150 m³/s, hubo un remanso insignificante a estas estructuras posteriores. Las tomas de riego permanecieron cerradas para excluir el agua fangosa de los canales de distribución. Este procedimiento evitaría problemas de funcionamiento por debajo de la presa causada por el lavado de sedimentos. No se dispone de información sobre los cambios en la morfología del canal u otros impactos aguas abajo de la presa.

f. Almacenamiento de recuperación a largo plazo

El ancho de fondo del canal principal creado por el lavado fue ampliado hasta que se consiguió una anchura estable. Sin embargo, el canal resultante era estrecho en comparación con la anchura total de los depósitos de sedimentos a ser depositado en la zona de inundación sumergida durante los períodos de apresamiento. Por lo tanto, con el lavado del embalse en primera instancia su capacidad aumento rápidamente, luego aumentó lentamente, y en el futuro la capacidad comenzaría a disminuir una vez más como se aprecia en la Figura 53. Por lo tanto dos métodos adicionales se investigaron para eliminar los depósitos de inundación en cualquiera de los lados del canal principal:

- La erosión lateral por medio de tuberías

- La erosión longitudinal o canales de derivación. Estas dos técnicas se describen a continuación.

g. Erosión lateral por tuberías

Los sedimentos en la cuenca alta del embalse se habían depositado en capas alternas de material cohesivo y no cohesivo, tal como se mostró anteriormente en la Figura 49. Las capas de depósitos cohesivos eran de 2 a 4 m de espesor, y la desecación y compactación durante disposiciones anuales mejoraron su resistencia a la erosión superficial y formación de arroyos. Sin embargo, en las zonas cercanas al canal principal de lavado, se observaron capas gruesas de sedimentos cohesivos a colapsar, formando una serie de terrazas a diferentes alturas. Este colapso aparentemente fue causado por las tuberías y el lavado de los sedimentos de arena por debajo de los depósitos cohesivos. El drenaje de la subcapa de arena y el posterior deslizamiento para formar terrazas y arroyos se muestra en la Figura 56, mirando a lo largo del canal principal.

El proceso observado de colapso de bancos de sedimentos sugirió que la erosión lateral podría lograrse por medio de tuberías en el subsuelo en lugar de la formación de arroyos superficiales. Se realizó un experimento de campo durante la temporada de descarga 1985 – 1986, para intentar inducir artificialmente la tubería a través de las capas de sedimentos de arena, haciendo que la capa superior de sedimento cohesivo colapse y erosione. El experimento fue realizado por la excavación de un pozo de 2 m de diámetro y 4 m de profundidad hasta encontrar los depósitos de arena, a unos 40 m de la orilla del canal principal. Durante el lavado este pozo se mantuvo lleno de agua por bombeo a una velocidad máxima de alrededor de 5 L/s. Después de 5 días se observó una ebullición de arena a los pies de la orilla del canal principal, y después de 15 días la capa superior de los sedimentos cohesivos se había derrumbado por completo para crear un arroyo de 3 a 10 m de profundidad y 6 a 15 m de ancho, como se aprecia en la Figura 58. A partir de este experimento de campo, se concluyó que un gradiente hidráulico de 0,25 - 0,33 entre el pozo y la superficie del agua en el canal principal era adecuado para iniciar la tubería en estos depósitos.



Figura 58. Fotografía de la quebrada creado como consecuencia de la erosión lateral por medio de tuberías.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

h. Técnica de canal de desviación

El concepto de la erosión longitudinal, denominado como canal de desviación, es similar a la erosión lateral excepto que un canal piloto se construye paralelo al canal principal en lugar de perpendicular a la misma. El canal es alimentado por agua, ya sea desde un río tributario o por el río principal, que se desvió hacia el canal por una presa de derivación. Se realizó una prueba inicial del concepto de canal de desviación durante la temporada 1987 - 1988 de

lavado, utilizando a 5 km un canal de desviación con una pendiente $s = 0,005$ y agua desviada del río Siahpush, un afluente menor. Para flujos entre 1,2 y 2,2 m^3/s la concentración de sedimentos de salida normalmente aumentó alrededor de 40 g/L, y durante un período de 3,8 m^3/s de flujo de la concentración de salida se incrementó en un 107 g/L en comparación con el flujo de entrada. Sobre la base de este éxito, durante el próximo año un sistema de canal de derivación se construyó a lo largo del lado derecho del río Shahrud, el menor de los dos principales afluentes al embalse Sefid-Rud.

i. Componentes del sistema

El sistema de desviación Shahrud constaba de dos partes principales: una presa de derivación de tierra y un canal piloto. El diseño del sistema y otras características se muestran en la Figura 59, que también ilustra la configuración de meandros que se desarrolló a lo largo del canal principal de lavado.

La construcción y operación del canal de desvío se llevó a cabo en los siguientes pasos:

1. Construir un canal piloto para definir la ruta del canal longitudinal a erosionarse.
2. Construir un bypass alrededor del sitio de la presa de derivación.
3. Construir una presa de derivación de tierra para entregar todo el caudal en el desvío del canal piloto.
4. Cuando se complete la presa de derivación, se cierra el bypass y comienza a llenar la Presa de desviación.
5. Se comenzó a desviar el agua al canal piloto a una velocidad lo suficientemente alta de modo que se evite el desbordamiento de la presa de derivación de tierra, pero sin permitir que el canal piloto se desborde y por lo tanto cause erosión lateral en el canal principal.

La etapa inicial de esta operación fue crítica, el canal de desviación consistió sólo en una pequeña sección piloto aún no ampliada por la erosión. Para evitar el desbordamiento del canal de desviación y la consiguiente ruptura, se proporcionó una sección de desbordamiento por la margen izquierda del canal piloto a unos 500 m aguas abajo de la entrada para permitir el exceso de flujo a derramarse hacia atrás en el canal principal, en una zona que era accesible y observable por el personal operativo.

j. Presa derivadora

Varias consideraciones geotécnicas e hidráulicas influenciaron en el emplazamiento de la presa de derivación. El sitio de la presa tenía que ser en un área donde no se anticipó tuberías a través de las camas contiguas, ya que esto podría causar un tope para ser lavado. La presa de derivación fue diseñada como una estructura de retención; sin aliviadero ni salidas a diferencia del canal de desviación. Para evitar el desbordamiento y la erosión de la presa de derivación de caudales de inundación que exceden la capacidad del canal de desviación después de que había sido ampliada por la erosión, la presa de derivación fue diseñada para ser sumergida cada año por el aumento del nivel del reservorio previo a las inundaciones de primavera. Esta dictó la altura máxima de la estructura de desviación con respecto a la elevación del reservorio.

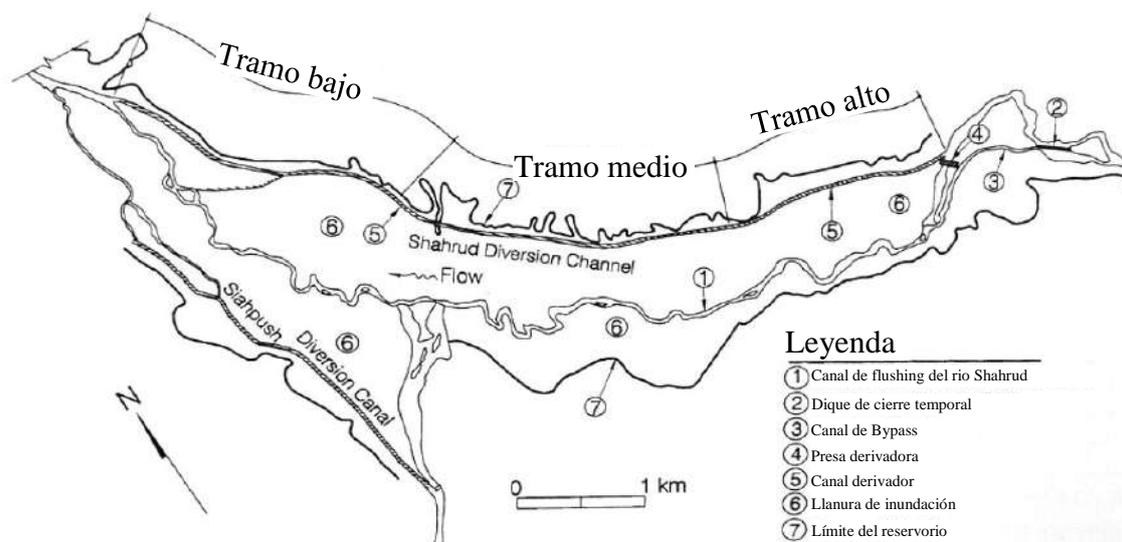


Figura 59. Disposición esquemática de Shahrud alcance del embalse Sefid-Rud mostrando canales de derivación longitudinales, presa de derivación, y otras características. Tenga en cuenta la forma en planta de los meandros en el canal de descarga.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

El *bypass* del río alrededor del sitio de presa de derivación fue cavado en la forma de un canal piloto en la margen izquierda, que despegaba de una zona donde el río era ancho y trezado con una cama de grava y cantos rodados. El canal de derivación piloto fue dimensionado para una capacidad hidráulica de aproximadamente $1 \text{ m}^3/\text{s}$ y cuando el canal había sido excavado, el río fue cerrado por un dique de 800 m de largo, alrededor de 2 m de altura con una anchura superior a 2 m. La cantidad de flujo que se descargan en el canal de derivación aumentó gradualmente a medida que el dique se extendió más al otro lado del cauce del río, erosionando gradualmente el canal piloto para que, tras el cierre, la descarga total del río Shahrud de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ podría fluir a través del canal de desviación. Se requirió de dos semanas para construir el sistema de derivación del río.

La presa de desviación era una estructura de tierra de 80 m de largo, con una altura máxima de 8 m. sobre el lecho del río y una anchura de cresta 5 m. La cimentación fue despojada, los pilares se recortaron, y el suelo se mezcló y se colocó en capas de 30 cm y fue compactado con seis pases de una excavadora. La cresta de la presa se fijó en 269 m, aproximadamente el mismo nivel que la planicie de inundación adyacente. La construcción de la presa requirió aproximadamente $8\,500 \text{ m}^3$ de material consistente en limo arcilloso excavado de depósitos de sedimentos cercanos. Según sea necesario, las capas de sedimento cohesivo excavado del canal de desviación se mezclaron para lograr la especificación de relleno deseado. La presa fue construida en 2 meses (noviembre de 1988 a enero de 1989) y proporcionó aproximadamente 0,40 MMC de almacenamiento aguas arriba, que almaceno la afluencia durante los primeros días de funcionamiento del canal piloto cuando no podía aceptar la descarga completa Shahrud.

k. Canal de desviación

La ubicación del canal de desviación fue seleccionada cerca de la margen derecha de la zona de inundación para proporcionar acceso y facilidad de trabajo para la maquinaria de construcción. El canal fue de 7,6 km de longitud, con un promedio de pendiente $s = 0,0054$. El canal no podía ser construido en la parte final del tramo inferior debido a que los sedimentos no consolidados y arcillas en esta zona casi no tenían la fuerza y los equipos de construcción no podían apoyar en esta zona. Por lo tanto, en esta zona de descarga

simplemente se dejó fluir a través de los depósitos. La construcción del canal de desviación piloto requirió 2 meses con dos excavadoras y dos palas mecánicas (retroexcavadoras). La Figura 60, ilustra una porción del canal antes de la desviación.



Figura 60. Fotografía del tramo superior del canal piloto de desviación antes de la erosión.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

1. Resultados de la operación

La fase más crítica de la erosión longitudinal en el canal de desviación piloto fue el lavado inicial, cuando se inició el flujo a través del canal piloto, la erosión fue insignificante y solo ocurrió una profundización del canal. El bypass Shahrud se cerró y se inició el llenado aguas arriba de la presa de derivación. El flujo a través del canal piloto se inició el 19 de enero de 1989, con una descarga de tan sólo $1 \text{ m}^3/\text{s}$, pero después de 10 días la afluencia del río había elevado el nivel del agua detrás de la presa de derivación a 266 m, y el 28 de enero la descarga en el canal de desvío se incrementó a $5 \text{ m}^3/\text{s}$ para evitar el desbordamiento de la presa de derivación. A medida que la erosión continuó para agrandar el canal de desviación, el flujo se incrementó, hasta el 4 de febrero, la totalidad de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ de descarga del río Shahrud estaba siendo desviada.

La erosión regresiva fue el principal mecanismo para limpiar el canal de desviación. El canal piloto superficial siguió la pendiente de los depósitos de llanuras de inundación y su término estaba muy por encima de la línea de pendiente máxima del canal principal. La erosión regresiva se inició de inmediato en los depósitos débiles e inestables, donde el canal de desviación fue vertido en el canal principal, y de allí se propagó rápidamente en sentido ascendente. Dos mecanismos fueron observados por el que la erosión regresiva fue acelerada: el flujo provocó un hundimiento en el muro final aguas arriba, lo cual causó una gran destrucción en una acción similar a la asociada con la formación de barrancos, y la aceleración de flujo para extender el alcance en unos 200 m aguas arriba del punto del flujo que causaba el aumento de la erosión y la turbidez visiblemente acelerada. El patrón de erosión se vio afectado por dos capas gruesas de sedimentos cohesivos que formaron capas resistentes a la erosión, como se ilustra en la Figura 61a. La erosión procedió aguas arriba a lo largo de la capa de arcilla superior a aproximadamente $100 \text{ m}/\text{día}$, pero a un ritmo más lento a lo largo de la capa inferior. Sin embargo, en el tramo inferior del canal en el que los depósitos no estaban bien consolidados y la estratificación era en gran parte ausente, no se detectó la erosión por capas. La apariencia de la zona de la erosión regresiva activo, el "*nickpoint*", que se muestra en la Figura 62.

Sólo pequeños deslizamientos de bancos de sedimento se produjeron en el curso medio y superior durante la fase inicial de la desviación, con sólo $1 \text{ m}^3/\text{s}$ de caudal y una pequeña

pendiente del fondo. Sin embargo, cuando la descarga se aumentó a $5 \text{ m}^3/\text{s}$, la velocidad de erosión aumentó dramáticamente y se observaron deslizamientos profundos y frecuentes, a la tasa de alrededor de uno por minuto. Esto continuó hasta que el canal fue parcialmente sumergido por el llenado del embalse en febrero, y se reanuda de nuevo cuando el depósito se redujo para el lavado en el año siguiente.

Los bancos de sedimento se deslizaron en el canal erosionando las zonas de sedimentos poco consolidados y saturados, o como el colapso de los bloques más grandes de las zonas de más sedimento consolidado (Figura 61 b y c). Como la descarga aumento hubo un notable aumento en el deslizamiento de bancos de sedimentos. Bloques de arcillas consolidadas que cayeron en el canal fueron transportados aguas abajo como carga de fondo, y por lo tanto parte de esta carga de fondo no se consideraron en las muestras de mediciones de carga en suspensión. La Figura 63, muestra el proceso de hundimiento masivo a lo largo de la parte inferior del canal de desvío, en contraste con el banco superior de ángulos característicos a lo largo del tramo medio se muestra en la Figura 64, un banco de deslizamiento fue particularmente evidente cuando el canal de desviación emergió como el depósito se vació para el 1989 - 1990 de lavado debido a factores tales como una mayor presión de poro en el material de banco saturado y filtración. El canal de desviación parecía haber alcanzado una configuración geométrica estable a finales de diciembre de 1989, después de unos 95 días del desvío del flujo.

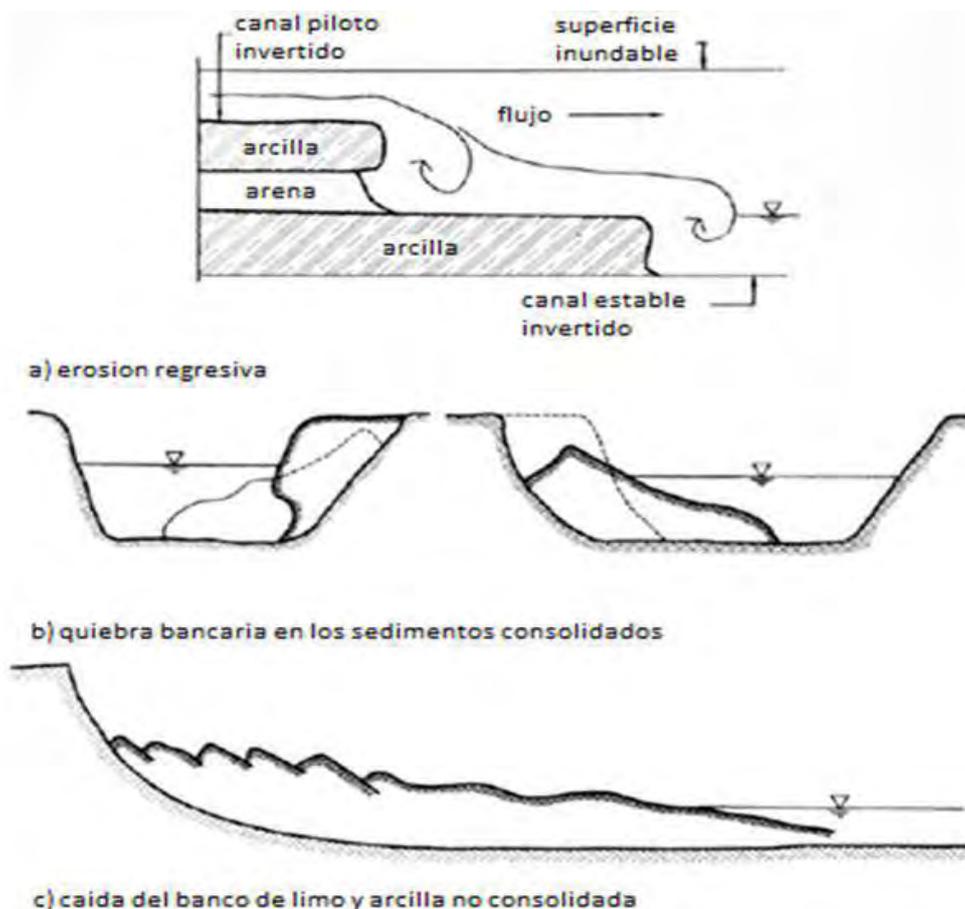


Figura 61. Los patrones de erosión observados en canal de desviación: (a) erosión regresiva de los sedimentos en capas, fracasos (b) de bloque en alcance medio, y (c) hundimiento de los depósitos débiles en el canal inferior.

Fuente: Morris & Fan, 1998.



Figura 62. Erosión retrogresiva “*nickpoint*”.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

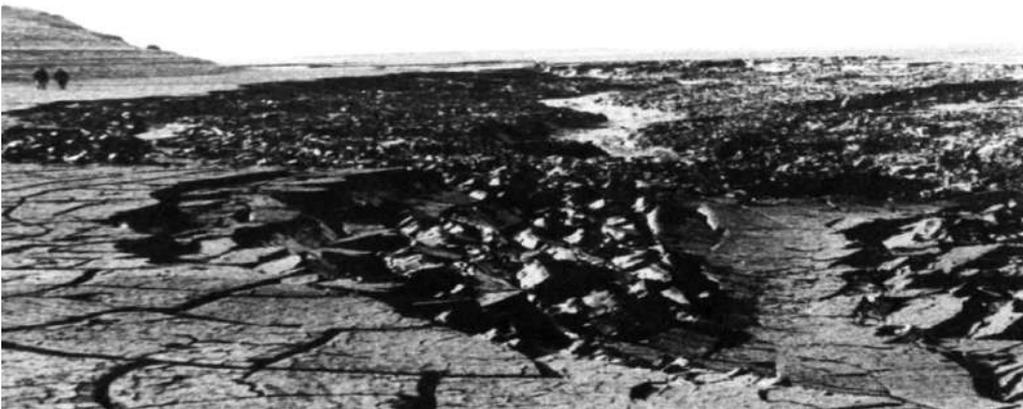


Figura 63. Caída de poco sedimento fino consolidada en el tramo inferior del canal de desviación longitudinal.
Fuente: Morris & Fan, 1998.



Figura 64. Orillas escarpadas de sedimento consolidado en el tramo medio del canal de desvío durante el periodo de erosión activa.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

Cincuenta mediciones de la sección transversal del canal de desviación se tomaron en enero de 1990, después de que parecía haberse estabilizado, pareció tener una geometría irregular. La mayoría de las secciones transversales tenían una geometría de sección combinado que consta de un canal principal más profundo con un canal adosado menos profundo y más ancho en uno o ambos lados, creada por las capas de sedimento cohesivo dentro de los depósitos. La anchura del canal superior varía de unos 50 hasta 200 m. La condición estable

final en el tramo medio se muestra en la Figura 65, que ilustra el principal canal profundo bordeado por terrazas planas y la pronunciada tendencia a crear una forma en planta de meandros.

m. Predicción del ancho del canal

Se utiliza muchos regímenes y ecuaciones de fuerza de tracción para calcular el ancho de equilibrio del canal de desviación sobre la base de los datos disponibles como son las descargas, pendientes y tipo de suelos para lo cual se utiliza un extenso programa. La geometría de canal de desviación en Sefid-Rud consistía en una sección de terraza en la que la pendiente se define por la parte superior de la capa de sedimento cohesivo de espesor, y una sección más profunda cuya pendiente se fijan por las principales elevaciones de canal al principio y al final del canal de desviación. Estas dos pendientes se utilizaron para calcular las anchuras dentro de las secciones de canal superior e inferior.



Figura 65. Configuración del canal estabilizado en el tramo medio del canal de desviación.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

En general, se encontró que las ecuaciones de tipo régimen subestimaron la anchura del canal erosionado, aparentemente porque los canales de los que proceden las ecuaciones de régimen son bastante diferentes de las condiciones en los depósitos de sedimentos. Más resultados razonables se lograron con métodos de fuerza de tracción. Sin embargo, se necesitan datos de campo considerables para hacer predicciones eficaces, y la presencia de sedimentos cohesivos en capas y la presencia de algún material cohesivo en depósitos nominalmente no cohesivos son factores importantes que complican significativamente el análisis.

n. Capacidad a largo plazo

Se modeló el efecto del lavado, solo con el uso de canales de desviación para controlar la acumulación de sedimentos en Sefid-Rud. De la experiencia de campo, se asumió que una etapa de lavado era suficiente para recorrer un canal de desvío para una configuración estable. Así, al inicio de cada temporada de lavado de un nuevo canal piloto de desviación podría ser excavado y erosionado. Se suponía que el período de vaciado comenzaría en octubre, pero la desviación hacia el nuevo canal no empezaría hasta noviembre de cada año. En Sefid-Rud se estimó que alrededor del 90 % de la capacidad del depósito inicial (1 600 MMC) puede ser recuperado y mantenido a través de una combinación de canales de lavado y de desviación. La Figura 53, tal como ya se mostró anteriormente, compara las proyecciones de 30 años de capacidad de almacenamiento para el lavado contra el lavado más erosión suplementaria utilizando canales de desviación longitudinal, con un 75 % de la afluencia temporal de lavado utilizado para erosionar los nuevos canales.

o. Análisis económico

Se realizó un análisis económico para comparar una variedad de alternativas de manejo de sedimentos. El análisis se inició en el año 1963 (primer año de funcionamiento de la presa) y consideró que el costo de capital de la represa y las instalaciones anexas como costos irrecuperables y por lo tanto excluido del análisis. Las fuentes de ingresos tanto de riego y la energía hidroeléctrica se redujeron o aumentaron con el tiempo debido a los cambios en el volumen de almacenamiento del depósito causada por la acumulación de sedimentos o remoción. Los beneficios hidroeléctricos fueron eliminados durante el período de octubre a febrero en las alternativas que incorporaron lavado. En Sefid-Rud la eliminación de beneficios hidroeléctricos durante este período no es una consideración económica importante, ya que los beneficios de riego son más de 10 veces el beneficio de la energía hidroeléctrica.

Se examinó un total de 10 alternativas, divididos en cuatro categorías básicas, esta información se resume en la Tabla 20. La primera categoría (alternativa 1) se continuó la operación convencional sin gestión de sedimentos. La segunda categoría (alternativas 2 y 3), consideró sólo la operación de compuertas de fondo para ventilar las corrientes de turbidez, descargando el agua tanto como sea posible de la parte inferior del depósito en lugar de sobre los aliviaderos de alto nivel. La tercera categoría (alternativas 4 y 5) considera el lavado con o sin descarga a través de compuertas de fondo. La cuarta categoría considero más medidas adicionales. El análisis económico se realizó en un período que comenzó en 1963 y terminó cuando el 75 % de la capacidad se había perdido, o después de 100 años. Bajo las dos primeras categorías (alternativas 1, 2, y 3) el depósito está inutilizable por la sedimentación dentro de 100 años, pero en todas las demás la vida del depósito supero el período de 100 años que se utiliza para el análisis. El depósito se asumió inutilizable cuando se sedimentó 75 % de su capacidad original. La construcción de canales de desvío no se consideró en este análisis ya que esta técnica no se había desarrollado y probado cuando se llevó a cabo el análisis económico.

Todos los valores económicos se expresaron al año 1963 y en dólares, con el valor presente de los ingresos futuros, se determinaron los costos para una tasa de descuento del 4 %. Bajo todos los casos (excepto la alternativa 1), la descolmatación del embalse se supone que comenzará en el décimo octavo año de operación del embalse, y todas las alternativas de incorporarían la pérdida continua de almacenamiento de depósito en el año decimoséptimo de funcionamiento normal. Debido a la alta tasa de sedimentación en este depósito, se consideró económicamente ventajoso para administrar intensamente el depósito para el control de sedimentos para estabilizar su capacidad. Si este mismo análisis económico se realizara en el presente como el año base, en lugar de 1963, cuando el depósito entró en operación, el beneficio neto de lavado sería mucho mayor que el mostrado en la Tabla 20.

p. Conclusión

Se concluye que el lavado además de la desviación longitudinal es un método barato y práctico para recuperar y mantener la capacidad de depósito que puede ser implementado utilizando una tecnología sencilla en sitios donde el *flushing* es posible. Con una combinación de lavado y la desviación, puede ser posible mantener la capacidad del depósito equivalente a una relación costo : beneficio de 0,3. Debido a que se obtuvo una alta eficiencia en la liberación de sedimentos durante los primeros 3 años de descargas, la desviación no debe llevarse a cabo durante este período un primer lavado. Mientras que la cantidad de sedimento que se puede quitar aumenta en función del flujo desviado en los canales, la experiencia en Sefid-Rud sugiere que, debido a las limitaciones operativas, es probable que

no sea posible desviar más de 75 % de flujo de entrada en los canales de desviación durante el periodo de lavado.

Tabla 20. Análisis económico de las alternativas de control de sedimentos.

| | Categoría | Descarga a través de compuertas de fondo | | eficiencia anual lavado | Año medio del deposito | Costo (Millones \$) | Beneficio neto (millones \$) |
|----|--|--|--------------------------------|-------------------------|------------------------|---------------------|------------------------------|
| | | Volumen anual de descarga | Conc. de sedimento susp. (g/L) | | | | |
| 1 | Operación normal | 0 | 0 | 25 | 27 | - | 2 458 |
| 2 | Baldeo agua | 50 | 10 | 36,3 | 28 | 20 | 2 515 |
| 3 | sobrante durante las inundaciones de primavera | 90 | 15 | 56,8 | 31 | | 2 705 |
| 4 | <i>Flushing</i> | 0 | 0 | 96,5 | - | - | 3 079 |
| 5 | | 90 | 15 | 105,9 | - | 20 | 3 122 |
| 6 | <i>Flushing</i> 60 g/l | 0 | 0 | 114,1 | - | 46.3 | 3 135 |
| 7 | con otras 65 g/l | 0 | 0 | 121,9 | - | 35.9 | 3 167 |
| 8 | medidas 70 g/l | 0 | 0 | 129,7 | - | 30.8 | 3 185 |
| 9 | | 70 g/l | 0 | 133,1 | - | 47 | 3 180 |
| 10 | | 75 g/l | 0 | 137,1 | - | 26 | 3 198 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.3 Otras aplicaciones de remoción hidráulica

A continuación se presentan otras aplicaciones de la remoción hidráulica, presentadas en su mayoría por García S. , 2005.

2.9.3.1 Embalse de la presa Sanmenxia, China

La presa Sanmenxia fue construida entre 1957 y 1960, fue la primera presa construida en medio de la corriente del río amarillo, China. La presa fue construida de concreto, y es tipo gravedad con una altura de 96 m que controla cerca del 92 % de la cuenca del río amarillo (688 400 km²). Se planeó como un proyecto de usos múltiples, según su diseño cuenta con dos medidas de control de sedimentos; un sistema de atrape a 300 m aguas arriba para evacuar las corrientes de densidad por medio de 12 tomas, y trabajos de conservación de suelos que reducen en un 3 % anual la entrada de sedimentos, como resultado de ambas medidas se obtiene una reducción del 60 % de la entrada de sedimentos después de 20 años de operación.

Este estudio muestra las estrategias para el manejo de sedimentos por medio de la operación de las 12 descargas de fondo.

El embalse Sanmenxia con una capacidad inicial de 9,64 MMC, 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 de remoción hidráulica durante avenidas, el embalse recupero alrededor de 16 % del 55 % de perdido su capacidad de almacenamiento original en cuatro años. En la Figura 66, se aprecia el embalse Sanmenxia en China, mientras que en la Figura 67, se observa la aplicación de *flushing* en el embalse Sanmenxia, China.

En la Tabla 21, se observa que a mayor concentración de sedimento mayor sedimento transportado y mayor descarga.



Figura 66. Imagen del embalse Sanmexia, China.
Fuente: Morris & Fan, 1998.



Figura 67. Aplicación del *flushing* en el embalse Sanmenxia, China.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 21. Variación mensual de descarga y transporte de sedimentos en estación hidrológica Shaanxian, 1919 - 1959.

| Media mensual | Descarga (m ³ /s) | Sedimento transportado (10 ⁶ ton) | Concentración de sedimento (g/L) |
|----------------|---------------------------------|---|-------------------------------------|
| Enero | 463 | 12,1 | 9,8 |
| Febrero | 570 | 14,4 | 10,4 |
| Marzo | 768 | 26,5 | 12,9 |
| Abril | 855 | 27,8 | 12,5 |
| Mayo | 855 | 31,9 | 13,9 |
| Junio | 1 080 | 79,8 | 28,5 |
| Julio | 2 230 | 356 | 59,6 |
| Agosto | 2 880 | 611 | 79,2 |
| Setiembre | 2 560 | 259 | 39,1 |
| Octubre | 2 100 | 121 | 21,4 |
| Noviembre | 1 240 | 48,9 | 15,2 |
| Diciembre | 570 | 16,8 | 11 |
| Medios anuales | 1 353 | 1 605 | 37,6 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.3.2 Embalse Heisonglin, China

El embalse Heisonglin ocupa un valle con una pendiente de alrededor de 1 %, que se encuentra en una región montañosa en el tramo aguas arriba del río Yeyu, un afluente del río Wei. La presa de tierra, término en mayo de 1959, confisca el agua para el riego y la protección contra inundaciones. Las entregas de agua se realizan agua abajo de la presa a través de una salida de 2 x 1,5 m. de salida de bajo nivel instalado en el lado derecho de la presa con una capacidad de descarga de 10 m³/s. La salida está controlada por dos compuertas verticales dispuestas en serie en una torre de admisión. Los regantes retiraron agua del río aguas abajo de la presa usando desviaciones de ríos de gran capacidad que estaban en uso mucho antes de la construcción de la presa, y por lo tanto se dimensionaron para desviar altas descargas de agua cargada de sedimentos producidos por las tormentas de verano intermitente característica de la región. Las características del embalse Heisonglin se muestran en la Tabla 22.

Una estación hidrológica 7,5 km aguas arriba de la presa fue establecida en 1961; de los cuales 286 km² (77 %) de los 370 km² de cuenca afluente al embalse. La carga de sedimentos entrante se compone principalmente de sedimentos no cohesivos con un d₅₀ de 0,025 mm. Las características generales del embalse se presentan en la Tabla 23.

La concentración media de sedimento en la estación de entrada Gage, donde las concentraciones máximas de sedimentos de entrada de flujo fueron de 50 g/L y superiores a 800 g/L. La descarga de sedimentos es tanto irregular y muy concentrada en el tiempo, el 87 % de la carga anual de sedimento entra en el depósito durante julio y agosto, sin embargo, estos mismos 2 meses contribuyeron sólo el 25 % de la escorrentía media anual. Las inundaciones de verano en Heisonglin son causadas por las intensas tormentas de verano que tienen pendientes ascendentes y descendentes en los hidrogramas y duraciones del orden de varias horas. Estos eventos producen extremadamente altas tasas de erosión en los suelos montañosos.

Entre mayo de 1959 y junio de 1962, los primeros 3 años después de la construcción cuando el depósito se hizo funcionar en modo de incautación continua, se acumuló 1,62 MMC de sedimento en el embalse, lo que representa una pérdida de almacenamiento de 6 % anual y una eficiencia estimada en 76 % en la base de flujo con una entrada de sedimento a largo plazo de 0,71 x 10⁶ ton/año. A este ritmo, el depósito se colmataría completamente después de 16 años de funcionamiento. A partir de 1962, la operación de los embalses fue cambiado para incorporar un vaciado estacional durante la temporada de inundaciones sin dejar de embalsar el agua durante la temporada de no inundación cuando las cargas de sedimentos eran más pequeñas mediante el empleo de la estrategia de conservar el agua clara y descargar el agua fangosa. Las corrientes de densidad turbias también fueron liberadas. Estas medidas reducen la eficiencia a aproximadamente 15 %, pero el embalse continuó perdiendo capacidad. Como resultado de un trabajo adicional, la técnica de erosión lateral fue desarrollada e implementada por primera vez en este sitio en 1980. Esta técnica se encontró que era capaz de detener la acumulación de sedimentos y recuperar una parte de la capacidad de almacenamiento perdido. La capacidad a largo plazo estable que permita mantener el embalse Heisonglin por todas las técnicas de gestión de sedimentos es aproximadamente 2,5 a 3,0 MMC, o 20 % de la afluencia media anual (Morris & Fan, 1998).

Tabla 22. Resumen de características del embalse Heisonglin, China.

| Parámetro | Valor |
|--|----------------------------|
| Volumen total de reservorio | 8,6 MMC |
| Afluencia anual media (1961-1972) | 14,2 MMC |
| Entrada anual media de sedimentos (1961-1972) | 0,71 x 10 ⁶ ton |
| Producción media anual de sedimentos (1961-1972) | 2 475 ton/km ² |
| Tamaño de los sedimentos | 0,025 mm |
| Área de la cuenca | 370 km ² |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 23. Perfil longitudinal, *flushing* del embalse Heisonglin

| Altura agua (m) | Concentración (g/l) | d(mm) |
|-----------------|---------------------|--------|
| 2,56 | 177 | 0,0070 |
| 3,81 | 112 | 0,0082 |
| 4,81 | 120 | 0,0082 |
| 5,82 | 98 | 0,0094 |
| 6,82 | 112 | 0,0076 |
| 9,22 | 894 | 0,016 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

2.9.3.3 Embalse de la presa Cachi, Costa Rica

Construida en 1966, la presa cachi tiene una altura de 76 m y una longitud de 184 m es una presa de arco con un vertedor controlado por dos compuertas radiales, cuenta con un túnel de descarga de 3,8 m de diámetro, de 6,2 km. entre el embalse y la casa de máquinas, la cual cuenta con 3 turbinas, una capacidad instalada de 100,8 MW y una carga útil de 264 m.

Su primer vaciado por *flushing* fue realizado en 1973 y durante 18 años de operación ha sido sometida a este proceso 14 veces. El *flushing* mantiene la obra libre de sedimentos y reduce su capacidad de atrape de sedimentos de 82 a 27 %.

Este proceso ha demostrado la efectividad en la remoción de sedimentos cuando se efectúan *flushings* de forma periódica. El balance de sedimentos indica una remoción de 350 000 a 400 000 toneladas, determinado con medición batimétrica y, aguas abajo de la presa evaluando los sólidos suspendidos se estimó en 652 000 toneladas.

Este método se utilizó en el embalse de la presa Cachi en Costa Rica, la que fue construida en 1966, tiene una altura de 76 m y una longitud de 184 m, es una presa en arco con un vertedor controlado por dos compuertas radiales, cuenta con un túnel de descarga de 3,8 m. de diámetro de 6,2 km entre el embalse y la casa de máquinas, la cual cuenta con 3 turbinas tipo Francis, una capacidad instalada de 100,8 MW y una carga útil de 264 m.

Su primer vaciado fue realizado en 1973 y durante 18 años de operación ha sido sometida a este proceso por 14 ocasiones. El lavado hidráulico del embalse aplicando el vaciado del mismo mantiene la obra de toma libre de sedimentos y reduce su capacidad de atrape de sedimentos de 82 a 27 %. El vaciado del embalse ha demostrado gran efectividad en la remoción de sedimentos, especialmente cuando estos se realizan de manera periódica.

2.9.3.4 Embalse de la presa Loiza, Puerto Rico

Entre el cierre de la presa en 1953 y un estudio en noviembre de 1994, el embalse ha perdido 53 % de su capacidad debido a la sedimentación y, su volumen se ha reducido de 26,8 MMC a 14,2 MMC.

Para resolver este problema se planteó la aplicación de estrategias de manejo de los sedimentos en el embalse, combinando descargas de paso de los sedimentos por tuberías a lo largo del embalse y también se planteó la alternativa de dragado.

Para su aplicación se hizo la modelación hidrológica en tiempo real para la optimización de la remoción de los sedimentos, los resultados muestran los beneficios de controlar los sedimentos sin modificaciones estructurales y con un mínimo impacto ambiental con solo cambiar la política de operaciones durante tormentas.

2.9.3.5 Embalse de la presa Kali Gandaki, Nepal

Es una presa de generación (hidroeléctrica) que cuenta con un volumen de 0,4 MMC. Con objeto de evaluar la remoción de sedimentos por *flushing*, se construyó un modelo físico de 12 m de largo y 6 m de ancho a escala 1:50 en el laboratorio de hidrotecnia de Noruega. Se realizaron dos pruebas, en la primera se simuló un gasto de 28 L/s y en la segunda 56 L/s. Los resultados de la experimentación mostraron una erosión de 1,42 m³ utilizando cuatro tamaños de sedimento; 3,3; 1,7; 0,85 y 0,35 mm (García S. , 2005).

Se aplicó un modelo numérico en dos dimensiones obteniéndose mapas de contorno del fondo y secciones transversales así como los volúmenes erosionados, los resultados obtenidos muestran una erosión de 1,33 m³, las desviaciones estándar promedio fueron de 6 % entre los valores medidos y los calculados.

2.9.3.6 Embalse de la presa La Sociedad, México

El 26 de mayo de 1998, se llevó a cabo una prueba del vaciado de la presa la sociedad en Puebla (México) como alternativa para descolmatar 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 estaría a la conducción a presión, atacando las turbinas. En la presa la sociedad en Puebla (México) se logró extraer 250 000 m³ de sedimento en 24 horas de prueba, con un costo conservador menor a \$ 0.3 por m³ (García S. , 2005).

2.9.3.7 Embalse de la presa Santo Domingo, Venezuela

El embalse Santo Domingo con una capacidad de almacenamiento original de 3 MMC, la remoción hidráulica durante avenidas con tres compuertas de fondo de 3 x 2,5 m. cada uno, removió alrededor de 50 o 60 % del sedimento depositado en el embalse, en solo tres días. (García S. , 2005).

2.9.3.8 Embalse de la presa Baira, India

El embalse Baira, con una capacidad original de 2,4 MMC, en el primer año de operación acumulo un volumen sedimentos de 0,45 MMC, por lo cual se llevó a cabo una extracción por chorros de agua con la que se removió un volumen total de sedimento de 0,38 MMC, en un periodo de 34 horas.

El ejemplo más célebre en la extracción de sedimentos aplicando el método de desfogue de las corrientes densas, tuvo lugar en la presa Ighil Emda, en Argelia, donde fue posible extraer el 53 % del sedimento entrante.

En China y en Irán también ha sido muy satisfactorio este procedimiento en embalses de mediano tamaño, sin embargo, en los grandes embalses, el procedimiento no es tan efectivo.

En el diseño del embalse Oued Nekor en Marruecos, y fundados en un modelo a escala, se consideró la instalación de muros sumergidos con el propósito de encauzar a estas corrientes de densidad hacia la toma de fondo, y con ello aumentar la eficacia en la extracción del sedimento.

Para elevar el éxito de este método de limpieza, y si las condiciones de implantación lo permiten, es necesario construir medidas de control de sedimentos que son depresiones o calicatas de atrape de sedimentos aproximadamente 500 m aguas arriba de la presa para poder localizar las corrientes de densidad y que su evacuación se realice de forma mucho más rápida, también trabajos de conservación de suelos en las laderas que reduce un 3 % anual la entrada de sedimentos, como consecuencia de ambas medida se obtiene una reducción del 60 % de entrada de sedimentos, en los primeros 20 años de operación (Sánchez, 2014).

2.9.3.9 Embalse de la presa Chirt- Yuri, ex Unión Soviética

El embalse Chirt -Yuri, con la extracción por chorros de agua se removieron más de 8 MMC de sedimento, en cuatro días de operación, lográndose recuperar el funcionamiento normal del embalse, y por lo tanto satisfacer las necesidades de los usuarios (García S. , 2005).

A continuación se muestra en la Tabla 24, se muestra un resumen de algunos embalses donde se aplicó la remoción hidráulica.

Tabla 24. Cuadro Resumen de la aplicación de la remoción hidráulica

| Embalse | Capacidad | Sedimentos removido |
|--------------------|-----------|-----------------------|
| Cachi, Costa Rica | 51 MMC | 350 000 ton |
| Loiza, Puerto Rico | 26,8 MMC | 12,6 MMC |
| Gebidem, Suiza | 9,0 MMC | 30 000 m ³ |
| Sefid-Rud, Irán | 2 800 MMC | 320 MMC |
| Heisonglin, China | 8,6 MMC | 1,62 MMC |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

NOTA: Los casos vistos son solo algunos de varios casos de aplicaciones de la remoción hidráulica (flushing), se pueden encontrar más casos en el libro "Reservor sedimentation handbook" (Morris & Fan, 1998).

CAPÍTULO 3

SISTEMA DE DRAGADO

Los depósitos de sedimentos pueden ser removidos mecánicamente desde los embalses usando dragado hidráulico o excavación seca. La selección del método de excavación dependerá de factores como el volumen de sedimento, tamaño de grano y de la geometría del embalse, opciones de eliminación y reutilización disponibles, los niveles de agua, y criterios ambientales, todos estos aspectos afectan la viabilidad y el costo de los métodos alternativos de excavación. Todos los métodos de excavación mecánica son costosos debido a los grandes volúmenes de material que se va a extraer y, con frecuencia, es difícil obtener los sitios adecuados para la colocación del material excavado dentro de una distancia económica al embalse. Sin embargo, una vez que los sedimentos se depositan en un depósito, la excavación es a menudo la única opción disponible.

La mayoría de dragados se realizan para construir y mantener las vías navegables comercialmente. El dragado en los Estados Unidos asciende a alrededor de 500 MMC/año. El cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos realiza contratos de unos 230 MMC de dragado al año, de los cuales alrededor del 90 % se compone de dragado en aguas costeras.

El dragado en lagos y embalses que no se utilizan para la navegación comercial históricamente se han llevado a cabo en una escala pequeña, pocas veces se extrajeron más de 1 MMC de sedimentos por sitio. En embalses pequeños que han sido dragados se han eliminado básicamente limos y sedimentos orgánicos provenientes de la erosión acelerada en la cuenca. Los sedimentos de grano fino que posiblemente son enriquecidos orgánicamente contribuyen la sedimentación del lago, perjudicando la pesca, así como otras actividades recreativas, y pueden reciclar continuamente nutrientes de nuevo en la columna de agua manteniendo así una alta población de algas y el crecimiento de malezas acuáticas. En los embalses más grandes el dragado se ha basado en la limpieza de áreas específicas tales como la toma hidroeléctrica, canales de navegación, y áreas recreativas. En algunos casos el dragado se ha utilizado para crear o ampliar los embalses, como el depósito de suministro de agua para la ciudad de Bradenton, Florida, que fue ampliado por el dragado de suelos arenosos.

Para el desarrollo de este capítulo me he basado en la información del libro Morris & Fan, 1998.

3.1 Definición e importancia del dragado

El dragado se define como el conjunto de operaciones necesarias para la extracción, el transporte y la eliminación de materiales situados bajo el agua, ya sea en el medio marino, fluvial o lacustre.

Para optimizar la operación de dragado es importante seguir tres etapas. La primera etapa consiste en extraer el material del fondo, para lo cual se necesitan los equipos de dragado, como veremos más adelante, existen varios tipos de dragado que se diferencian básicamente en la forma de realizar la excavación. La segunda etapa consiste en definir el tipo de transporte, este aspecto depende del tipo de dragado a utilizar. Finalmente en la tercera etapa se debe seleccionar el lugar de eliminación del material dragado, siendo lo más usual el vertido mediante descarga por el fondo o por bombeo a través de tubería. En la actualidad es muy frecuente que el material dragado sea seleccionado y reutilizado posteriormente como agregado (Ortego, 2003).

3.2 Tipos de dragado

Existen varios tipos de equipos de dragado que se pueden utilizar para extraer sedimentos bajo el agua, pero en este caso nos vamos a centrar en los que se pueden utilizar para la descolmatación de embalses, y en este caso se pueden clasificar en dos grandes categorías: hidráulicos y mecánicos. En ambos tipos el material dragado puede ser extraído a un área de contención o, en algunos casos, se descarga al río abajo de la presa. También puede darse el dragado combinado.

3.2.1 Dragado hidráulico

El dragado hidráulico consiste en la extracción de sedimentos depositados y los que entran en un embalse, para la cual el sistema propone usar la energía que proporciona la diferencia entre el nivel aguas arriba y el de aguas debajo de la presa, la energía potencial transporta la mezcla de agua - sedimento desde el punto de extracción hasta el punto de descarga, utilizando para esto un dispositivo que extrae del fondo del embalse el sedimento y lo coloca en un contenedor para su posterior eliminación (García S. , 2005). Este tipo de dragas utilizan bombas centrífugas para producir la succión de agua que transporta el material dragado.

Con respecto al tiempo de producción de la draga, se refiere a la cantidad de tiempo real que la draga está operando (cavando y bombeando agua con sedimento). Las dragas hidráulicas generalmente operan las 24 horas del día, pero el tiempo real de dragado no excede normalmente de 18 horas/día debido al tiempo utilizado en actividades tales como mover el equipo y mantenimiento. Con este dato y conociendo el volumen de sedimentos que es eliminado, se puede calcular el tiempo para completar el trabajo, en función de la tasa de producción del dragado. Si hay una cantidad significativa de material o considerable vegetación acuática o humedales en zonas poco profundas, el tiempo de producción real puede reducirse significativamente. Las dragas menores de aproximadamente 50 cm (20 pulg) pueden ser particularmente susceptibles a la reducción de la productividad debido a las raíces de la vegetación.

Existen varios tipos de dragado hidráulico que veremos a continuación:

3.2.1.1 Dragado de hidrosucción simple

Este método consiste en usar 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 se transporta a través de la tubería y se descarga dentro de agua relativamente limpia que pasa a través de la presa por la toma de salida o las turbinas de plantas hidroeléctricas (García S. , 2005).

Los principales componentes para un dragado por hidrosucción son: la toma, la tubería, la válvula y más que se aprecian en la Figura 68.

Las formas de toma para el dragado por hidrosucción son las mismas que se toman para el 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 de 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 de fondo.

El tubo de paso de sedimentos requiere una estructura permanente que excluya el sedimento del flujo que entra e introduce este a las tuberías de paso. Los excluidores de sedimentos fueron diseñados y usados por algunas décadas en sitios de derivación e 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 un 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 lo cual podría ser útil para prevenir el bloqueo de la tubería y regula la concentración para igualar las condiciones de sedimento aguas abajo.

La localización de las tomas de salida de un sistema de dragado por hidrosucción depende del uso que se quiera dar al sedimento. Para todos los casos, la toma de salida deberá ser sumergida o girada hacia arriba, así esta 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 tratamientos 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 una draga en la toma de entrada para cortar el sedimento consolidado (si 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 de 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.

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). De esta forma concentraciones pequeñas podrían ser transportadas con una concentración de sedimentos uniforme (homogéneas), mientras el depósito de sedimento en el fondo del tubo incrementa la pérdida por 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, pero en un diseño de 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.

El tipo de draga más utilizada para la descolmatación de embalses, es la draga hidráulica con un cabezal de corte giratorio al final de la línea de succión. Las ventajas de las dragas hidráulicas incluyen un bajo costo unitario de remoción de sedimentos, las altas tasas de producción, y la capacidad de trabajar en un depósito sin interferir con el funcionamiento normal del embalse. Este sistema es un método limpio y adecuado para el transporte de sedimentos desde el sitio de dragado hasta la zona de eliminación. Las dragas hidráulicas están ampliamente disponibles y variables, pueden bombear grandes distancias con la ayuda de las estaciones de bombeo de refuerzo, y pueden manejar eficientemente el material de sedimento fino a través de la arena gruesa. El material más grande también puede ser dragado hidráulicamente, pero a costos unitarios más alto debido a las altas velocidades de los ductos (y altas pérdidas de fricción) requerido para mantener el material en suspensión, ya que aumenta el desgaste del equipo. Las principales desventajas de dragado hidráulico son el aumento de volumen de sedimento fino y el requisito para la deshidratación de sedimentos.

El sistema de dragado hidráulico se ilustra esquemáticamente en la Figura 68. Las dragas hidráulicas están dimensionadas de acuerdo al diámetro de su tubería de aspiración (por ejemplo, una draga de 25 cm), o una combinación de succión y el diámetro de descarga. El cabezal de corte se compone de una serie de cuchillas en una unidad de velocidad variable, que gira entre aproximadamente 15 y 30 rev/min. El cortador de cabeza trabaja hacia atrás y adelante a través de la cara activa para desalojar el sedimento, que es recogido por la línea de succión. Están disponibles muchas variaciones de cabezal de corte, donde el material fluido se puede usar un extremo de aspiración simple, sin un cabezal de corte. Algunas pequeñas dragas usan una barrena horizontal para entregar sedimento fino a la línea de succión, con una capucha para reducir la generación de turbidez.

Para este tipo de dragado es necesario una unidad de bombeo que puede consistir en una bomba centrífuga situada en la draga o una bomba de escalera sumergida. El avance de la draga a través de los depósitos puede ser controlado pivotando sobre los puntales. La oscilación lateral es controlada por cables tensores atados a anclas o la orilla. Los cables también se pueden usar para controlar el movimiento de la draga sin el uso de un mechero. La draga es izada hacia adelante a lo largo de su pista por un cable anclado en la orilla.

Las dragas de succión normalmente tienen la bomba dentro del casco de dragado en la superficie del agua. Sin embargo, debido a que la gravedad específica de la suspensión es más alta que el agua circundante, cuando las profundidades de excavación exceden de aproximadamente 10 m, o a profundidades menores se reduce significativamente la eficiencia y se induce la cavitación de la bomba. Como regla general, la potencia máxima de una draga de cabeza de corte convencional, a 15 m de profundidad de excavación tiene aproximadamente la mitad de su producción a 3 m de profundidad de excavación. La

limitación de la cabeza de aspiración puede ser superada y la producción se incrementa mediante la instalación de una bomba por debajo de la superficie del agua en la escala de soporte del cortador de cabeza, esta configuración se denomina draga bomba de escalera y se ve en la Figura 68.

Las grandes dragas pueden ser remolcadas al sitio de dragado, mediante ríos navegables. Sin embargo, en los embalses es necesario utilizar dragas transportables que se pueden descomponer y se transporta al sitio de dragado. Las más grandes dragas transportables tienen un 760 mm (30 pulg) de succión con una unidad de bombeo de 5 000 HP y una capacidad de extracción de sedimentos, de alrededor de 2 300 m³/h. Para grandes y prolongados proyectos de dragado, las dragas se ensamblan en el embalse para su uso permanente.

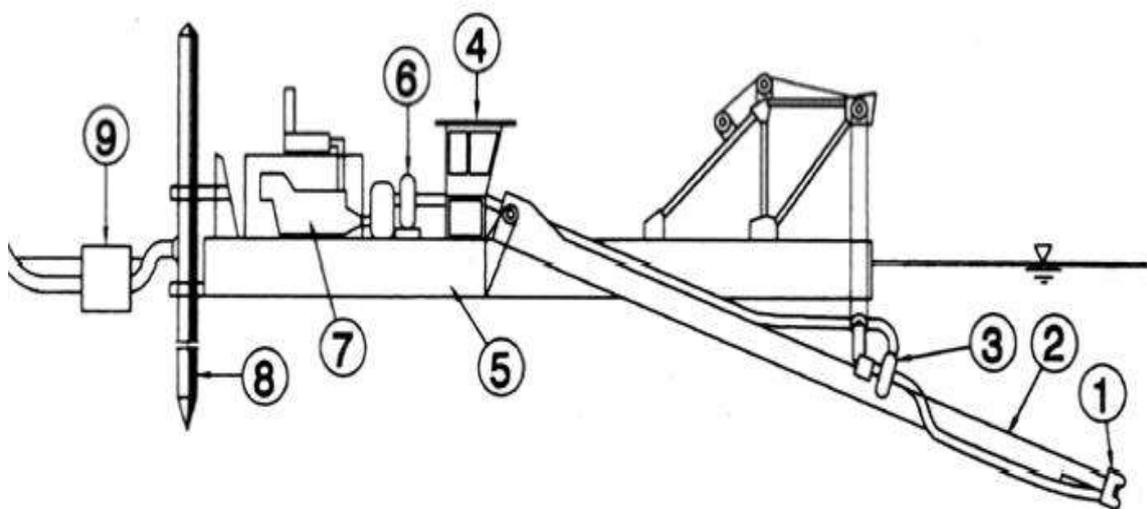


Figura 68. Diagrama esquemático de una zona de dragado y eliminación hidráulica: 1) cabezal de corte, 2) escalera, 3) bomba de escalera, 4) controles, 5) casco, 6) bomba principal, 7) motor, 8) puntal, 9) flotador y tubería de descarga.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

3.2.1.2 Dragado por sifón o dragado por hidrosucción utilizando un tubo de paso

La draga por sifón se diferencia de una draga hidráulica convencional por la ausencia de una bomba, y una línea de descarga que se sumerge continuamente. La suspensión es forzada a través de la tubería por la cabeza diferencial entre la superficie del agua en el depósito y el punto de descarga, situado en el punto más bajo posible en la presa para la succión de sedimentos finos como se ve en la Figura 69a. también puede darse que no se cuente con puntos de descarga, entonces la tubería podría instalarse por sobre la presa, como se aprecia en la Figura 69b; este sistema se empleó en el dragado del embalse Tablachaca.

Las dragas por sifón pueden ser configuradas con un extremo de succión liso o un cabezal de corte mecánico; una draga de sifón de tipo cuchilla fue instalada en el embalse Valdesia, República Dominicana. Hay dos limitaciones principales al dragado por sifón.

- En primer lugar, debido a la baja altura de carga disponible, la extensión se limita generalmente a las zonas más cercanas a la presa. Esta distancia puede variar como una función de la altura de la presa, diámetro de la tubería, y el material que está siendo dragado.

- En segundo lugar, el dragado por sifón descarga los sedimentos al río abajo de la presa, una práctica no permitida en general en los países industrializados debido al impacto ambiental negativo que puede causar.

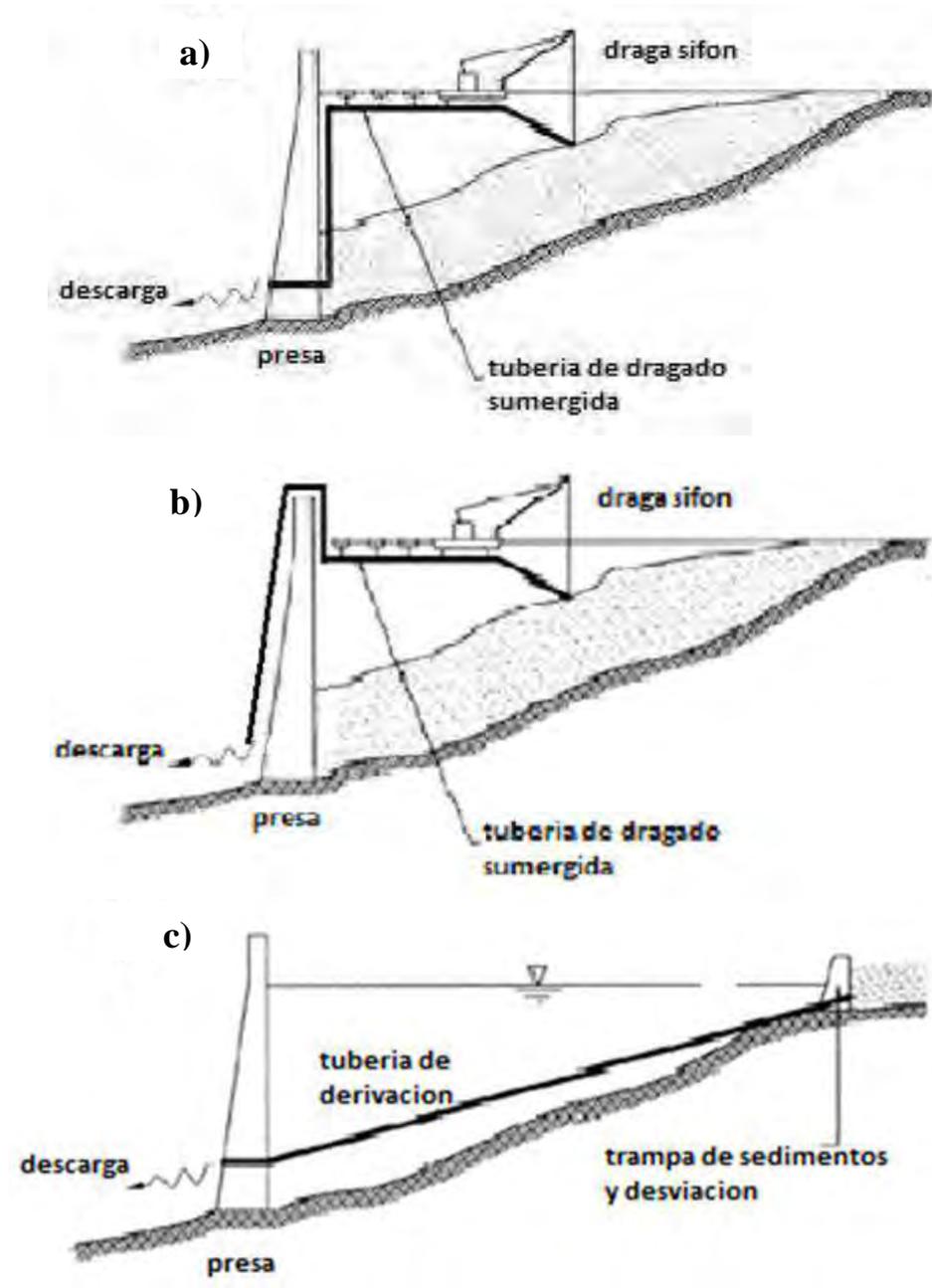


Figura 69. a) Dragado de sifón por descarga de fondo, b) Dragado de sifón por encima de la presa
 c) Dragado con tubería bypass.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

El uso potencial de una disposición de tipo sifón permanente para pasar sedimentos más allá de una presa, y representa un posible enfoque para pasar el sedimento en distancias cortas. Un sistema de bypass de arena permanente se aprecia en la Figura 69c, puede ser ambientalmente superior. Las limitaciones inherentes en los sistemas de este tipo incluyen:

- La falta de un sistema fiable para entregar arena a la tubería sin obstrucción por escombros o inundaciones transmitida por las cargas de sedimentos pesados.

- Un gradiente hidráulico limitado. Para que funcione bien, una estación de derivación permanente probablemente tendría que tener una succión móvil, además de una bomba si es que los sedimentos gruesos iban a ser transportados. Debido a la velocidad de transporte de sedimentos irregular, una estación de derivación probablemente tendría que ser instalada en una trampa de sedimentos.

Para el transporte de sedimentos en este sistema, se utiliza el mismo principio que el dragado de hidrosucción, pero además podría utilizar una estación permanente de tomas de entrada aguas arriba de las zonas de depósito del embalse para recoger el sedimento y ponerlo dentro de las tuberías de remoción.

3.2.1.3 Dragado con bomba y cable suspendido

Existen varios sistemas de dragado especializados que usan bombas de dragado suspendidas, incluyendo sistemas que también usan un monitor de video sumergido para dragado de precisión. Un sistema de este tipo se utilizó para el dragado a una profundidad de casi 200 m en el embalse Luzzone en Suiza, lo que elimina la necesidad de bajar o vaciar el depósito con la consiguiente pérdida de generación de energía hidroeléctrica. Estos sistemas también generan muy baja turbidez, haciéndolos útiles para la excavación de sedimentos contaminados o donde se establecen restricciones severas de turbidez. Ambas bombas hidráulicas²² y neumáticas²³ han sido utilizadas en estos sistemas. Se usó un sistema de bombeo para el dragado de 7 833 m³ de sedimento medio y fino del embalse Cresta en California. Este sistema utiliza una bomba hidráulica para crear un vórtice de succión, similar a un tornado, que succiona sedimento de la cama sin un cabezal de corte. A diferencia de las bombas neumáticas, este sistema fue capaz de manejar con éxito los restos leñosos y piedras. Una desventaja, sin embargo, es que los costos de la unidad de excavación para estos sistemas de bombeo especializados son significativamente más altos que para dragas hidráulicas convencionales. El dragado con bomba y cable suspendido se muestran en la Figura 70 (Morris & Fan, 1998).

Una bomba neumática de cable suspendido se utilizó para dragar 0,55 MMC de limo en el embalse Gibraltar de Santa Bárbara, California, durante un período de 3 años. El sedimento fue dragado y entregado a un sitio de contención alrededor de 30 m sobre el nivel del depósito a un costo promedio de \$ 7.69/m³ o \$ 5.85/yd³.

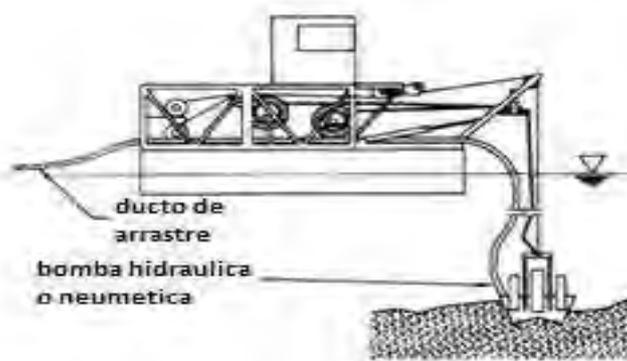


Figura 70. Dragado con bomba y cable suspendido.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

²² Bomba hidráulica: Aparato que aprovecha la energía cinética del caudal del agua para mover parte del líquido a un nivel superior.

²³ Bomba neumática: Aparato empleado para sacar agua de un pozo consistente en un conducto que rodea a otro de diámetro inferior; se introduce aire en el conducto más pequeño que impulsa el aire a través del conducto más grande.

3.2.2 Dragado mecánico

Las dragas mecánicas utilizan en principio el mecanismo de corte para penetrar el suelo. Estas dragas emplean equipos similares a los utilizados para movimientos de suelos en tierra firme. Poseen entre ellas una serie de aspectos en común, como por ejemplo, que el material se saca con poca perturbación y mínima dilución con lo que la eficiencia de las dragas mecánicas es alta desde ese punto de vista.

Existen varios tipos de dragado mecánico, a continuación veremos algunos tipos, que se podrían aplicar para la descolmatación de embalses.

3.2.2.1 Draga de cucharas de almejas

Estas dragas de cuchara de almejas utilizan cubos para excavar y levantar sedimentos a la superficie con el arrastre de agua mínimo como se ve en la Figura 71. La draga de cuchara de almejas está compuesta por una grúa que sostiene mediante cables una cuchara de almejas montada sobre un pontón. La cuchara se deja caer hasta el fondo donde penetra por su propio peso. Se cierra y por efecto de corte excava el material del fondo. Se eleva verticalmente la cuchara llena y el material se dispone en barcazas ubicadas al costado del pontón que son las que llevan el material al lugar de descarga. Una vez descargada la cuchara vuelve a su posición y recomienza el ciclo de dragado. Una ventaja de las dragas de cuchara es su capacidad para dragar en aguas relativamente profundas pues la limitación de la profundidad alcanzable está dada por la capacidad del tambor del guinche. El rango de profundidades de dragado oscila entre 3 y 45 m. Estas dragas son habitualmente no propulsadas y se mantienen en posición con un campo de anclas o a veces con pilones (Escalante, 2014).

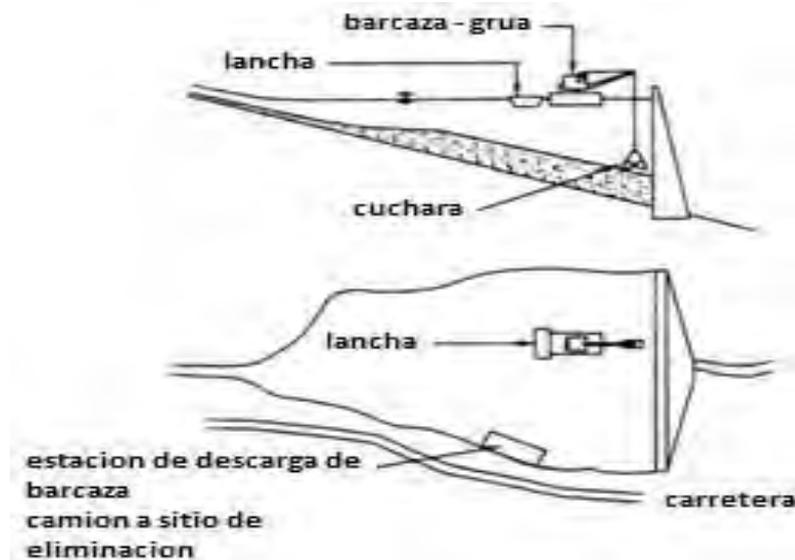


Figura 71. Dragado de cuchara de almejas.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

La mayor desventaja es la turbiedad causada durante la operación y el retorno de los sedimentos al estado de suspensión, lo cual produce turbidez en el agua del embalse.

Con respecto al costo, el dragado de 1 m^3 cuesta \$ 1.5; sin embargo, el constante incremento en la demanda de agua y el decremento de sitios para ubicar nuevos embalses, probablemente harán que este tipo de soluciones deje de ser antieconómico. En el embalse de Rand Maines, Sudáfrica, se ha llegado a dragar 0,69 MMC usando una draga tipo almeja y en Lago Roslyin, Oregón, Estados Unidos se ha dragado con métodos similares 0,76 MMC de arena volcánica (García S. , 2005).

En Austria se han desarrollado maquinarias especiales para el dragado de gravas y boleos, en Alemania se han diseñado cortadores mecánicos, que a la vez succionan el material removido.

En Holanda y en Japón, se han instalado ductos de más de 16 km de longitud para transportar sedimento (grava y arena) a fábricas de concreto (Gracia, 1997).

3.2.2.2 Dragado tipo pala o retroexcavadora

La draga tipo pala o retroexcavadora se está usando cada vez más dentro de las operaciones de dragado. Está compuesta por una retroexcavadora como las utilizadas en trabajos de tierra firme montada sobre un pontón habitualmente no autopropulsado que se mantiene en la posición mediante pilones. El material se excava del fondo y se coloca en barcazas. Presentan algunas limitaciones con las profundidades a dragar pero hay nuevos modelos que están aumentando la profundidad de dragado. En la Figura 72. Draga tipo pala o retroexcavadora. Este tipo de dragas pueden extraer un amplio rango de materiales tales como arenas, arcillas, grava, cantos rodados roca fracturada, y también roca moderadamente dura (Escalante, 2014).

La profundidad de dragado es limitada, sobretodo en el caso de accionamiento hidráulico, oscilando generalmente entre 2 y 20 m de profundidad.

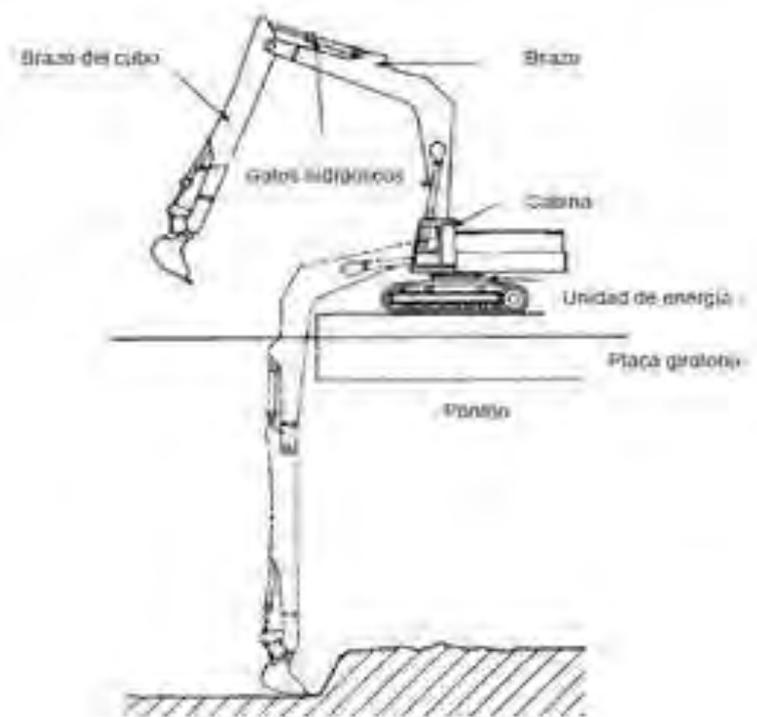


Figura 72. Draga tipo pala o retroexcavadora.
Fuente: Escalante, 2014.

3.2.2.3 Dragado de cangilones o rosario

Las dragas de cangilones son de un diseño muy antiguo y en un tiempo tenían una participación importante en la flota de dragado de Europa. La draga utiliza una serie de cangilones montados sobre una cadena que gira indefinidamente y se conoce como rosario de cangilones. Al girar la cadena los cangilones excavan el material del fondo, lo elevan con el cangilón en posición vertical hasta la parte superior de la escalera y luego vuelcan el

material en una rampa al rotar el cangilón. El material se descarga en barcasas para ser transportado al lugar de deposición. La draga de cangilones tiene un proceso prácticamente continuo de excavación. En la Figura 73 se aprecia la draga tipo cangilones o rosario (Escalante, 2014).

La draga de cangilones puede ser utilizada para dragar un amplio rango de materiales incluyendo rocas blandas. Pueden en algunos casos ser autopropulsadas. En la actualidad han caído en desuso pues su producción es relativamente baja comparada con otras dragas, necesitan un campo de anclas para la sujeción del pontón y son muy ruidosas durante la operación (Escalante, 2014).

La profundidad de dragado oscila entre los 5 y 35 m La anchura de la calle suele oscilar entre 60 y 100 m.

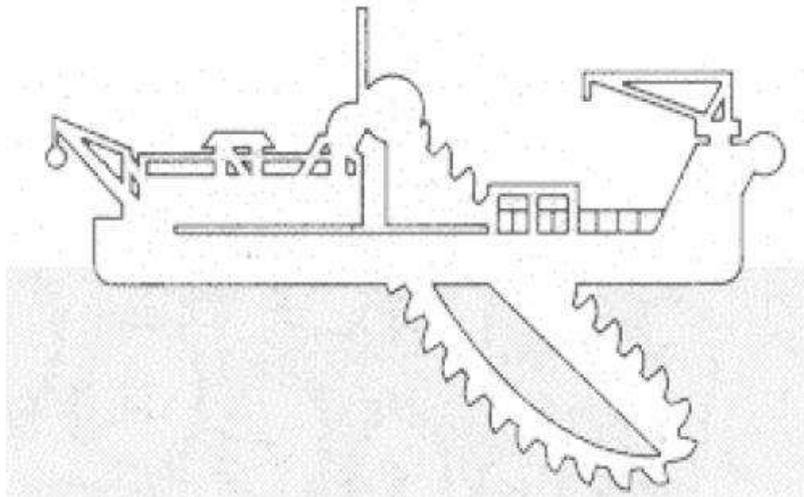


Figura 73. Dragas tipo cangilones o rosario.
Fuente: Escalante, 2014.

3.3 Consideraciones de dragado en embalses

Un trabajo de dragado puede considerarse en términos de cuatro componentes básicos, según Morris & Fan, 1998:

1. El lugar donde se retiran los sedimentos (sitio dragado).
2. El equipo para eliminar y levantar el sedimento (la draga).
3. Los medios para transportar el material de dragado (tubería para el dragado hidráulico).
4. El sitio de disposición de material dragado.

3.3.1 Sitio de dragado

El sitio desde el que se retirarán los sedimentos se define en términos de área y profundidad. Cuando el propósito de dragado del embalse es establecer un canal de navegación, el contratista debe asegurarse de que se haya eliminado todo el sedimento dentro de la plantilla de dragado, pero al contratista no se le paga para la remoción de los sedimentos más allá de cierto límite. En contraste, el dragado del embalse puede estar orientado a la eliminación de un volumen de sedimento especificado dentro de un intervalo de contorno especificado, en lugar de la realización de geometría precisa. En esta situación, una mayor tolerancia se puede

especificar para la desviación de la plantilla de dragado previsto sin pena para el contratista, y zonas con restos de madera y material duro puede ser evitado.

Es necesario conocer las características de tamaño de grano del sedimento para determinar el porcentaje de sedimentos gruesos a extraerse, con base en datos de perforación. El tamaño de grano determina la velocidad mínima requerida en la tubería para el transporte de sólidos y de las características de sedimentación del sedimento en el área de disposición. Debido a que el sedimento se puede depositar en capas, es esencial para verificar la composición de tamaño de grano de los sedimentos de perforaciones que se extienden a través de toda la profundidad de la zona a dragar. Un muestreo superficial no revelará la existencia de estos depósitos estratificados. En trabajos pequeños, los sedimentos pueden ser medidos con una varilla para determinar su espesor y consistencia. Un muestreo de sedimentos también con frecuencia se requiere para la vigilancia del medio ambiente. Debido a los requisitos reglamentarios y los contaminantes de interés variará mucho de una región del mundo a otra, la mejor estrategia es consultar con las agencias reguladoras apropiadas temprano en la etapa de planificación, para garantizar que se recogen todas las muestras necesarias, y que la protocolos de muestreo y análisis están en cumplimiento con los requisitos de la agencia.

Una draga hidráulica también requiere un área de ensayo con un camino de acceso todo el tiempo. El área de ensayo normalmente se utiliza para montar y mantener equipos de dragado, el acceso al bote de trabajo y atraque, almacenamiento de combustible y equipo, y las oficinas del contratista y aparcamiento.

Los embalses pueden estar sujetos a grandes y rápidos cambios en los niveles de agua, y en los embalses estrechos, los equipos flotantes pueden estar sujetos a altas velocidades de flujo durante las grandes inundaciones. Equipos o tuberías que se realizan aguas abajo por el flujo de inundación flotante pueden quedar atrapados contra las compuertas. Las condiciones de inundación deben ser anticipadas, y el contratista debe ser capaz de asegurar adecuadamente los equipos y tuberías en caso de inundación.

3.3.2 Equipos de dragado

Casi todos los dragados en un embalse se realizan con dragas hidráulicas convencionales. Las situaciones especiales pueden requerir equipos más especializados (lo cual implicaría unos costos unitarios más altos), incluyen la eliminación de sedimentos, el dragado de grava y sedimentos más grande, requiere una excavación a profundidades superiores a unos 15 m.

El dimensionamiento del dragado requerido en un depósito en particular dependerá de factores que incluyen la velocidad deseada de producción, la profundidad de excavación, y la distancia y el cambio de elevación entre la draga y el punto de descarga. La Figura 74, se puede utilizar para obtener una idea preliminar de la relación entre el tamaño dragado y la tasa de producción para una draga de corte y cabeza convencional sin una bomba de escalera o de refuerzo. El rango típico de caballos fuerza se relaciona con el diámetro de la tubería del dragado tal como se ilustra en la Figura 75. La tasa máxima de bombeo también puede estar limitada por el área de superficie en el área de contención; la turbidez del efluente se incrementará en función de la tasa de carga hidráulica (descarga por unidad de superficie), y una gran dragado de bombeo en una pequeña área de contención puede producir un efluente de calidad inaceptable. Una draga hidráulica bombea mucha más agua que los sedimentos, y si las descargas del dragado van abajo de la presa esto puede afectar negativamente el balance de agua del embalse.

El dimensionamiento del dragado también puede depender de las condiciones operativas locales. Por ejemplo, en algunos casos, un propietario (o asociación del lago) pueden preferir

un pequeño dragado con bajos costos de capital y operación simplificada, y operar la máquina durante un período de varios años para eliminar una gran cantidad de sedimentos; o, también se puede utilizar un pequeño dragado para eliminar el sedimento en aproximadamente la misma velocidad que se suministra al depósito.

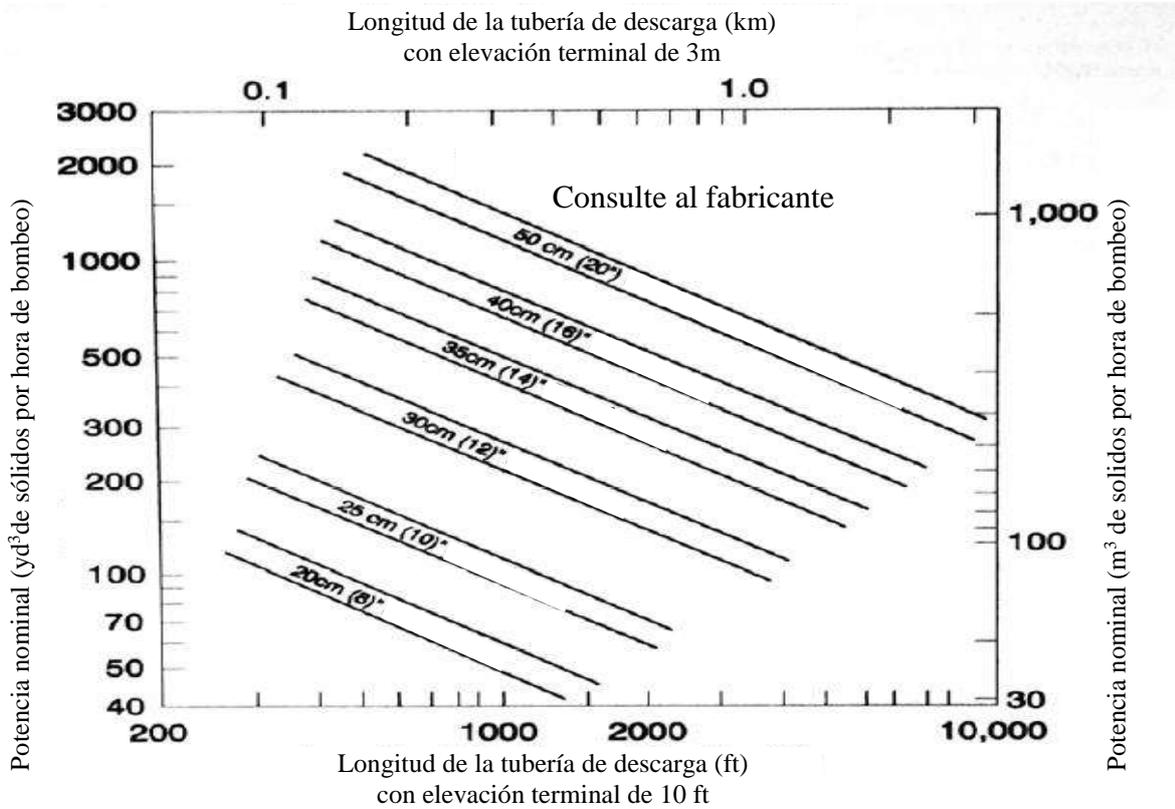


Figura 74. Relación aproximada entre el tamaño de dragado y la tasa de producción.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

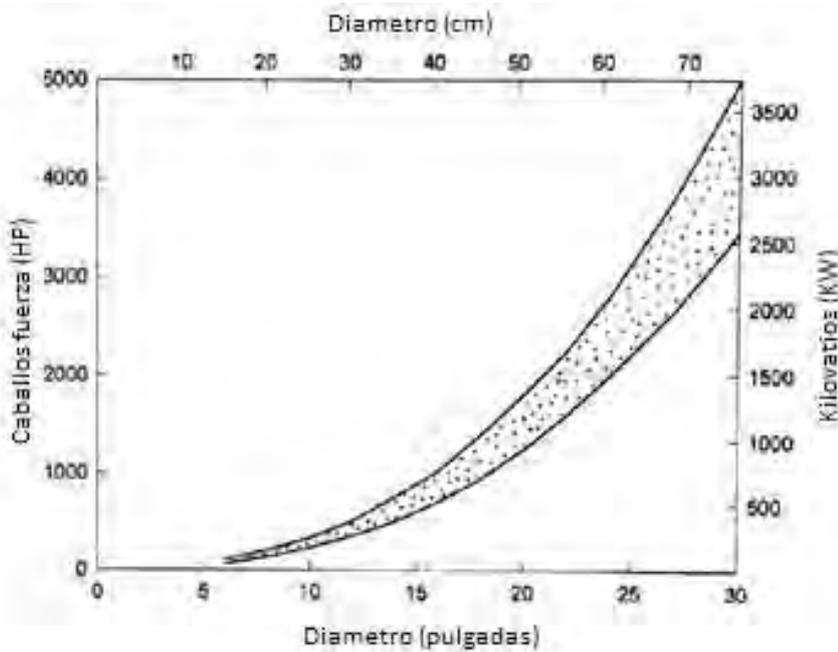


Figura 75. El tamaño típico de las unidades como una función del diámetro de succión de dragado de bombeo.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

3.3.3 Sistema de tuberías

Un sistema tuberías transporta los sedimentos en suspensión desde el sitio de dragado al punto de descarga, y por un ducto, se pueden utilizar una o más bombas de refuerzo. Las tuberías pueden estar hechas de acero y soportado en pontones²⁴ flotantes, o puede estar hecha de secciones de tubería de polietileno de alta densidad soldada al calor, que tiene la ventaja de ser flexible y no corrosivo. Que tiene una gravedad específica de aproximadamente 0,95; la tubería de polietileno flotará cuando se llena con agua, pero se hundirá al transportar suspensión y por lo tanto requiere el uso de flotadores. El desgaste de la tubería (abrasión) es mayor cuando la tubería está transportando arenas gruesas y gravas, y mínima en el transporte de finos.

La localización de la ruta de la tubería puede ser sencilla, en una zona rural, pero en las zonas urbanas puede ser complicado por características tales como los patrones de desarrollo, servidumbres, por carretera y ferrocarril cruces, etc. Mientras que la draga se moverá de un área a otra, una bomba de refuerzo estación no se puede mover durante la duración del trabajo. La ubicaciones de la bomba Booster²⁵ deben ser seleccionados para minimizar las molestias causadas y ruido potencial impacto, y silenciadores adecuados deben especificarse para bombas con unidades diésel.

3.3.4 Sitio de eliminación

Hay dos estrategias básicas para la eliminación de sedimentos dragados; la eliminación fluvial en el canal aguas abajo de la presa, o eliminación fuera del flujo en un área de contención de tierras altas.

3.3.4.1 Eliminación fluvial

La descarga de sedimentos aguas abajo de la presa es a menudo la opción más económica desde el punto de vista del propietario de la represa. Esto puede ser especialmente cierto en las zonas montañosas, donde los lugares de eliminación para grandes de sedimentos no están fácilmente disponibles, como en el embalse Amaluza en el río Paute, en Ecuador, donde se descargan sedimentos dragados aguas abajo de la presa. La descarga fluvial se ha utilizado en una serie de embalses en las zonas menos industrializadas, y el dragado por sifón requiere una descarga por abajo de la presa.

Desde el aspecto de mantener la continuidad del transporte de sedimentos a lo largo del sistema fluvial, la eliminación de material de dragado en el río aguas abajo de la presa que parecería representar la mejor opción. Sin embargo, la descarga de todo el año de los materiales de dragado es completamente diferente de la naturaleza episódica de la descarga de sedimentos en condiciones naturales y puede crear grandes impactos aguas abajo. Debido a que el material de dragado se suelen consistir en finos desde el área cerca de la presa, en lugar de material grueso depositado en la región del delta que es más distante de la presa, la descarga de sedimentos dragados normalmente no soluciona los problemas de la degradación del cauce asociados a la captura de material grueso encima de la presa. La disposición fluvial

²⁴ Pontones: Barca hecha de maderos unidos.

²⁵ Bomba Booster: Es una máquina que aumentará la presión de un fluido, generalmente un líquido. Es similar a un compresor de gas, pero en general un mecanismo simple que a menudo tiene sólo una única etapa de compresión, y se utiliza para aumentar la presión de un gas a presión ya. también se hacen impulsores de dos etapas. La bomba Booster se pueden usar para aumentar la presión del gas, la transferencia de gas de alta presión, la carga de cilindros de gas y de barrido.

se prohíbe generalmente en las zonas industrializadas, y también puede ser inviable en zonas donde no lo permiten las agencias reguladoras a causa de los impactos adversos aguas abajo.

La descarga de sedimentos por abajo de la presa debe acomodarse en los canales de navegación aguas abajo, tomas de aire, o canales que tendrán que ser dragados de nuevo (por lo general por un partido diferente).

Esto simplemente traslada el problema de sedimentos de un lugar a otro. La deposición de sedimentos puede causar que el lecho del río colapse y se desborde, obstruyendo el suministro de agua y de riego, aumentando los costos de tratamiento en plantas de filtración de agua, tapar cauce de ríos permeables suministro galerías de infiltración, y poner en peligro los usos recreativos y estéticos. Además, la obstrucción de material de lecho grueso con sedimento fino puede afectar o destruir los ecosistemas acuáticos severamente. La sedimentación en el canal descendente se debe esperar a ser especialmente graves en los arroyos relativamente bajo gradiente, donde la acumulación de sedimentos ya se ha convertido en un problema debido a la reducción de las descargas descendentes máximas siguientes construcción de la presa.

En algunos casos la descarga de sedimentos al río abajo de la presa puede ser una alternativa lógica, sobre todo si lleva a cabo como un proceso continuo a largo plazo que coincide con la descarga de sedimentos debajo de la presa de la tasa de entrada de sedimentos. Sin embargo, las consecuencias de la descarga por debajo de la presa siempre se deben analizar con mucho cuidado debido a los grandes impactos aguas abajo que pueden ser causados. Este análisis se basará en gran medida en un análisis de impacto ambiental responsable, ya que los impactos negativos por debajo de la represa afectarán típicamente terceros, mientras que el dueño de la presa recoge los beneficios económicos. Finalmente cabe señalar que aún no se han encontrado todavía un ejemplo de un estudio detallado de monitoreo de examinar el impacto de la descarga de material de dragado por debajo de una presa.

3.3.4.2 Eliminación fuera de corriente

Por eliminación fuera del corriente, los sedimentos de dragado hidráulico se bombean hacia un área de contención de tierras altas con diques, donde se permite que los sedimentos que conformarse, y el agua sobrenadante se descarguen en el medio ambiente (a menudo de nuevo en el lago que se está dragando). Después de terminar el dragado, la zona de contención se deshidrata, los sedimentos se dejan secar, y el sitio es (1) dedicada a un nuevo uso o (2) reutilizado para el futuro adicional deposición de sedimentos por cualquiera de los diques que aumenta o excavación de los sedimentos secos. En algunos casos, podría ser factible para represar un brazo afluente superficial del depósito, la descarga de sedimento en esa zona y llenándolo muy por encima del nivel del depósito.

Una serie de criterios, además del contrato de arrendamiento o precio de compra será importante tener en cuenta en la selección de un sitio de disposición fuera de la corriente:

- a. Proporcionar un volumen adecuado para almacenar el material dragado siguiente de aumento de volumen y el área superficial adecuada para la solución de sólidos para cumplir con las normas de efluentes, basados en las características de sedimentación del sedimento.
- b. Para la economía, el sitio de disposición se debe colocar lo más cerca posible de la zona a dragar y cerca de la elevación del embalse. Sin embargo, los sitios de disposición cercanos no siempre están disponibles.

- c. Limitar el costo de diques al seleccionar un sitio con topografía favorable y material de préstamo adecuado para la construcción de diques. La construcción del área de contención de los diques es un elemento de costo potencialmente grande.
- d. Evitar las áreas consideradas ambientalmente sensibles como los humedales y arroyos, sitios históricos, y cauce del río. Como excepción, puede ser factible para incautar un afluente, posteriormente convertir la zona de contención en un humedal con una estructura de caída permanente.
- e. Minimizar los impactos hidrológicos adversos. Para minimizar el impacto en el presupuesto del agua del lago, el efluente sedimentado de la zona de evacuación debe drenar de vuelta al depósito. Se debe evitar las áreas donde la filtración de la zona de confinamiento puede causar un aumento no deseado de los niveles freáticos, o establecer medidas correctivas tales como compuertas de fondo.
- f. Aislar el sitio de las zonas urbanas, donde los diques de eliminación, tuberías y otros equipos pueden ser considerados un estorbo, un peligro para la seguridad, estéticamente desagradable, y puede entrar en conflicto con la zonificación existente, carreteras, y los derechos de vía.
- g. En las regiones áridas, considere los impactos a largo plazo de sedimentos arrastrados por el viento que puede originarse desde el área de eliminación después de que se seque.
- h. El sitio debe proporcionar la flexibilidad operacional necesaria para el trabajo, tales como la posibilidad de descargar el material dragado en diferentes puntos como la draga se mueve.
- i. El sitio debe ser adecuado para su reutilización futura.

Los grandes volúmenes de sedimentos asociados con los principales trabajos de dragado pueden representar un problema de difícil ubicación, y el "mejor" sitio no puede ser el óptimo desde el punto de vista de todos los criterios anteriores. Las ubicaciones de los sitios de disposición seleccionados para la descarga de 6 MMC de sedimento dragado hidráulicamente desde el embalse Loiza se muestra en la Figura 76. Debido a las limitaciones topográficas y la presencia de cauces de alivio de los ríos, los usos del suelo urbano, humedales y otras restricciones, estos fueron los sitios viables más cercanos.

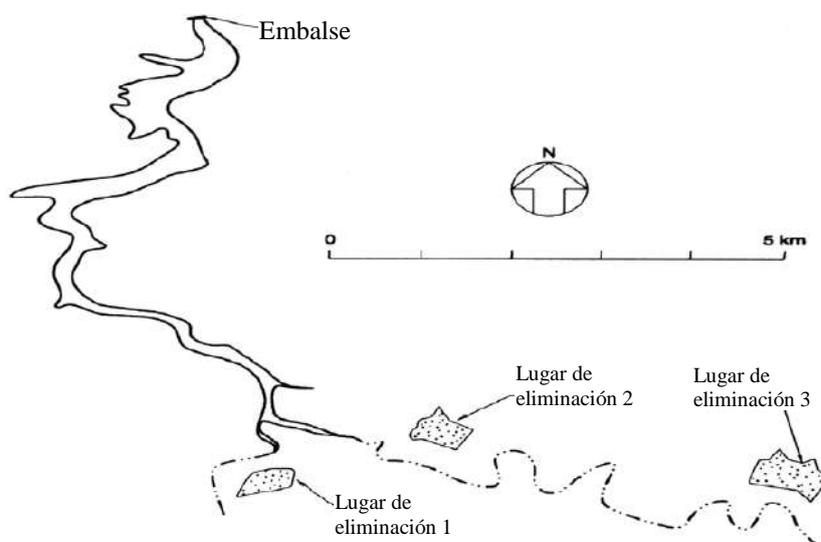


Figura 76. Ubicación de zonas de eliminación de 6 Mm³ de sedimentos a dragados en el embalse Loiza, Puerto Rico.

Fuente: Morris & Fan, 1998.

No en todos los embalses se puede utilizar este sistema de remoción, 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 presa, se requerirá una carga considerable para el transporte de sedimentos. Debido a que el 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. 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 sólo 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, 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 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 (Morris & Fan, 1998).

3.4 Ventajas y desventajas del dragado

3.4.1 Ventajas

- No se interrumpe la operación del embalse durante el dragado.
- El sistema es capaz de remover cualquier tipo de sedimento como grava, distintos tamaños de rocas y escombros.
- Tienen una alta tasa de eliminación de sedimentos.
- La instalación es desmontable y puede ser transportada por camiones a sitios remotos.
- El consumo de agua es reducido al mínimo y sin mezcla con el agua del embalse.
- Puede extraer todo tipo de sedimento.

3.4.2 Desventajas

- El costo del sistema de dragado puede ser elevado.
- Se genera gran turbidez en el agua del embalse.
- El sistema requiere de un equipo especial y de mano de obra especializada.

3.5 Aplicaciones del sistema de dragado

A continuación se presentan 3 casos de aplicación de dragado, estos casos fueron obtenidos de Morris & Fan, 1998.

3.5.1 Embalse del Lago Springfield, Estados Unidos

Construido en 1934, el Lago Springfield abastece de agua potable a la ciudad de Springfield, Illinois, y el agua de refrigeración a la central termoeléctrica de la ciudad. El embalse tiene una área superficial de 1 635 ha y es donde llegan las aguas del río Sangamon y su afluente Sugar Creek. El embalse también es utilizado ampliamente para recreación, y cuenta con cerca de 700 residencias alrededor de su periferia. El lago tiene un área afluente de 686 km², y su capacidad original era de 73,9 MMC con una profundidad media de 4,5 m. Para 1984, la capacidad se había reducido en un 13 %, con una pérdida de almacenamiento de alrededor de 9,5 MMC.

La acumulación de sedimentos no sólo redujo el volumen de almacenamiento, sino también perjudicó el uso recreativo, los dos brazos principales del embalse quedaron inaccesibles para barcos y pescadores. La pesca en el lago aporta un estimado de \$ 1 100 000 anuales a la economía de la comunidad. Los valores de propiedad adyacentes a la zona con mayor sedimentación se redujeron un 20 % en comparación con propiedades similares en el principal cuerpo del lago.

Los principales beneficios del dragado fueron:

1. Restauración de la capacidad de retención de sedimentos en los brazos superiores del lago, protegiendo de esta manera el cuerpo principal del lago de la sedimentación.
2. Aumenta el almacenamiento de agua en un 2,3 MMC.
3. Recuperación y reutilización de la tierra vegetal de alta calidad erosionado que se había acumulado en el lago.
4. Reducción de los problemas de las plantas acuáticas.
5. Mejora de la gestión de la pesca, y hábitat acuático deseable.
6. Aumento del uso recreativo como la navegación de recreo, esquí acuático y pesca.

La recuperación de la capacidad del lago lleno no estaba contemplada por el alto costo.

Se analizaron algunos aspectos importantes para el dragado: los posibles sitios de contención en las tierras altas para la eliminación de sedimentos en función de la proximidad a las zonas a dragar; la disponibilidad de suelo apto para la construcción del dique; topografía relativamente plana; proximidad al nivel del lago para reducir el bombeo de la cabeza; potencial para la ubicación de más de un vertedero de descarga; y el aislamiento de residencias cercanas o infraestructura para minimizar la seguridad, la molestia, y los conflictos de derecho de vía del gasoducto. La configuración del sitio de disposición fue de 199 ha.

El proyecto de dragado se dividió en dos fases, una para cada brazo del depósito. El dragado se inició en 1987, después de haber sido retrasado por el bajo nivel de agua que dejó una profundidad inadecuada para flotar la draga. El dragado se llevó a cabo 5 días a la semana, 24 horas al día, a partir de abril a diciembre, con un tipo de picadora de draga convencional y una tubería de polietileno de alta densidad flexible. El dragado no era viable en pleno invierno, porque los brazos del lago estaban sobre hielo. La bomba de dragado, de refuerzo, por tuberías y otros equipos utilizados en este trabajo fueron transportados al sitio en 17 tractortrailers. Un área de ensayo con buen acceso por carretera se proporcionó a la orilla del lago para el contratista a utilizar para la configuración de equipos y puesta en marcha, y para el almacenamiento de equipos y suministros para el trabajo.

La primera fase de dragado no necesitaba una bomba de refuerzo, ya que estaba cerca del área de contención. La segunda fase utiliza una sola bomba de refuerzo diésel con barcaza-montada en el borde del lago para bombear el material dragado en la zona de contención. Se especificaron el uso de silenciadores clase hospital para el refuerzo, ya que el lago está bordeada de residencias. A pesar de las numerosas residencias y operación de 24 horas, no hubo quejas por ruido durante cualquiera de las fases de la obra. El dragado según informes generó una pequeña pluma de turbidez que no causó problemas. La composición de los sedimentos depositados en el lago era en promedio, 66 % de arcilla, 33 % de limo, y 1 % de arena. Debido a que el dragado era concentrado en la parte aguas arriba del depósito de los sedimentos de dragado contenía más limos y arenas que el cuerpo principal del lago.

Debido a la topografía variable, los diques de contención variaron desde 1,2 hasta 7 m de altura. Originalmente los diques fueron lo suficientemente amplios como para conducir por encima, pero la erosión de las olas durante el proyecto de dragado prolongado posteriormente los hizo demasiado estrecho para la conducción en algunas áreas. Se requirieron desagües en algunas áreas para controlar las filtraciones. El área de contención siempre 7 - 14 días de retención de agua, y estaba compartimentada con salidas en diferentes ubicaciones para una operación flexible, ya que el tubo de suspensión entraría en diferentes zonas en función del lugar donde la draga trabajaba. El sobrenadante estándar del efluente de sólidos en suspensión fue 15 mg/L alrededor del 75 % de las veces los problemas ocurren principalmente cuando había viento. La vegetación emergente de los humedales comenzó a crecer como algunos de los compartimentos llenos con el sedimento. Se encontró que mediante el enrutamiento el sobrenadante a través de estas áreas con vegetación poco profundas antes de la descarga, los niveles de turbidez de efluentes se redujeron en gran medida, dando como resultado turbidez del orden de 1 a 2 mg/L durante períodos prolongados. Además del desarrollo de la vegetación de humedales, las células de la zona de contención vieron amplio uso por aves acuáticas. A la finalización de dragado, la zona de contención se dejó deshidratar y consolidar durante 2 años, momento en el cual era adecuado para uso agrícola. La tierra fue arrendada a un agricultor de la zona para la producción de maíz y soya.

El proyecto comenzó en 1987 y requirió de 4 años en completarse. Un total de 2,28 MMC fue dragado a un costo unitario de \$ 3.02/m³ (\$ 2.31/yd³), que incluye el costo de la compra y la construcción de la zona de confinamiento. Los costos se resumen en la Tabla 25, mientras que las características del proyecto se resumen en la Tabla 26.

Tabla 25. Resumen de los costos de dragado, el lago Springfield, Illinois.

| Concepto | Costo (\$) |
|---|------------------------|
| Compra de terrenos | 1 272 000 |
| Movimientos de tierra, la Fase 1 zona de retención | 637 000 |
| Movimientos de tierra, la Fase 2 superficie retención | 483 000 |
| Fase I dragado | 1 800 000 |
| Fase II dragado | 2 700 000 |
| Costo total | 6 892 000 |
| Costo unitario | \$ 3.02/m ³ |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Tabla 26. Resumen de Características del lago Springfield, Illinois.

| | Fase 1 | Fase 2 |
|---------------------|--|---------------------------------------|
| Bomba de dragado | 1000 hp | 675 hp |
| Bomba booster | Ninguno | 1000 hp |
| Tubería | 35 cm (14 pulg) | 40 cm (16 pulg) |
| Distancia de bombeo | 0,8 a 2 km | 1,2 a 3,6 km |
| Tiempo de operación | 24 h /día, 6 días /semana | 24 h /día, 5 días /semana |
| Inicio | junio 1987 | abril 1989 |
| Fin | agosto 1988 | julio 1990 |
| Sedimento removido | 1,38 x 10 ⁶ yd ³ | 1,6 x 10 ⁶ yd ³ |
| Sedimento removido | 1,05 MMC | 1,22 MMC |
| Costo | \$ 1.8 millones | \$ 2.7 millones |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

Volumen total de dragado = 2,28 MMC.

3.5.2 Embalse Valdesia, República Dominicana

El embalse Valdesia tiene una instalación hidroeléctrica propiedad de Corporación Dominicana de Electricidad, se construyó en 1976 a unos 80 km al oeste de Santo Domingo. Dos huracanes dañaron el dique y se depositan grandes cantidades de sedimentos, lo que llevó a las operaciones de dragado posteriores.

Durante septiembre de 1979, República Dominicana se vio afectada por los huracanes David y Frederick por espacio de varios días. Las compuertas radiales no se abrieron antes de la tormenta y dejó a la ciudad sin fuentes de energía, y las compuertas no abiertas fueron destruidas en 4 días. Grandes cantidades de sedimentos y desechos, incluyendo árboles crecidos, terminaron en el embalse durante la tormenta y se alojaron contra la presa, esto provoco el bloqueo de las compuertas de fondo. Los sondeos revelaron acumulación de sedimentos y escombros de hasta 17 m de profundidad a 1 km aguas arriba de la presa. Para extraer el material lejos de la compuerta inferior, se utilizaron grúas pero a pesar de que la esclusa inferior haría comenzará a fluir podría obstruirse de nuevo por más restos de madera en cuestión de horas. Después de varios meses de trabajo, el intento de reabrir la compuerta inferior era abandonado.

En la Figura 77, se aprecia una imagen satelital del embalse Valdesia, República Dominicana, en la Figura 78, se presenta una vista actual del embalse Valdesia.

El dragado se llevó a cabo para eliminar el sedimento acumulado, utilizando un sifón draga de 700 mm, diseñado por la firma italiana GEOLIDRO, con un accionamiento hidráulico canasta de tipo diente picador. Esta draga, donada por el gobierno italiano en forma de la ayuda internacional, es la mayor draga sifón nunca empleado en un depósito. La línea de descarga se conecta a una esclusa circular perforado a través de la base de la presa; por lo tanto la cabeza hidrostática descargada limo través de la tubería sin la ayuda de una bomba.



Figura 77. Vista satelital del embalse Valdesia, República Dominicana.
Fuente: Google Earth.



Figura 78. Vista del embalse Valdesia, República Dominicana.
Fuente: Google Earth.

El dragado se inició en noviembre de 1988 y continuó de forma regular durante 11 meses y de forma intermitente para el año siguiente. Debido a la falta de registros, no se conoce la cantidad de sedimento eliminado. El funcionamiento intermitente se atribuyó a una combinación de bajo nivel de agua debido a la sequía, más un inventario insuficiente de repuestos (cables, poleas, etc.). Según el operador de dragado, había relativamente poco problema con la obstrucción por restos de madera. En dos ocasiones los restos de madera obstruían la tubería, que fue desacoplado para eliminar la obstrucción. La cabeza de corte en sí era atascado en varias ocasiones, y en cada caso se levantó la cabeza de corte, rotación invierte, y material leñoso extraer con la mano. Se encontraron problemas de obstrucción sólo en áreas limitadas del reservorio afectados por los restos del huracán. En la Figura 79 se aprecia el dragado por sifón en el embalse Valdesia, Republica Dominicana.



Figura 79. Dragado por sifón del embalse Valdesia, República Dominicana.
Fuente: Morris & Fan, 1998.

La suspensión de dragado se vierte directamente al río aguas abajo del aliviadero. Los sedimentos dragados habían acumulado en el canal de la corriente debajo de la presa a un espesor de más de un metro y estaban cubiertas con humedales y la vegetación de tierras altas. Debido a que la tubería de carga de energía se descarga a más de 1 km aguas abajo de la presa, los sedimentos dragados se acumulan en el lecho del río seco normalmente abajo de la presa. Estos sedimentos se recorrieron y se lavan río abajo sólo durante una inundación que produjo vertidos aliviadero. Debido a que la zona inmediatamente por debajo de la presa es una zona semiárida sin desarrollo agrícola o de otro, un cambio temporal en el nivel de la inundación causada por la deposición de sedimentos debajo de la presa no es un asunto crítico. Tomas de riego aguas abajo tampoco se ven afectadas, ya que los sedimentos depositados se recorrieron sólo durante las grandes inundaciones.

3.5.3 Embalse Bai-Ho, Taiwán

En el embalse Bai-Ho de 25 MMC en el sur de Taiwán, se llevó a cabo la excavación de sedimentos. El embalse fue construido en 1965 con una vida útil de 100 años, y se utiliza para el suministro municipal y de riego. Una alta tasa de sedimentos fue entregada desde el área de la cuenca 26,55 km² que resultó en una tasa promedio de pérdida de almacenamiento de 0,35 MMC/año, para una pérdida anual de 1,4 %. La presa carece de una salida de bajo nivel y el lavado de sedimentos no se llevó a cabo.

Volúmenes limitados de los sedimentos se han eliminado de este depósito durante un período de varios años, tanto por la excavación y dragado hidráulico. Generalmente, la excavación hidráulica se utilizó cerca de la toma y de excavación seca en (delta) se utilizó en áreas superiores del depósito. La grave sequía en 1994 produjo niveles extremadamente bajos de agua, y se utilizó esta condición para llevar a cabo la excavación seca a gran escala a profundidades de alrededor de 3,3 m sobre una superficie de 0,87 km². Durante la sequía fue retirado un promedio de 5 500 m³/día de sedimentos y entregado a un sitio de disposición de unos 2 km del depósito con 6 retroexcavadoras hidráulicas, 2 niveladoras, y 25 camiones. Los gastos de traslado de sedimentos se presentan en la Tabla 27. La gran variación reportada por el costo de dragado hidráulico refleja los procedimientos contables en las que el costo de capital de la draga hidráulica fue asignado a algunos años, mientras que sólo el combustible y los costos laborales fueron asignados a otros años (Morris & Fan, 1998).

Tabla 27. Remoción de sedimentos en el embalse Bai-Ho, Taiwán.

| Año | Tipo de operación | Volumen (1000 m ³) | Costo unitario (\$/m ³) |
|----------------|--------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| 1991 | Dragado hidráulico | 35 | 6.60 |
| 1991 | Excavación seca | 300 | 6.00 |
| 1992 | Excavación seca | 212 | 5.40 |
| 1992 | Dragado hidráulico | 42 | 1.41 |
| 1993 | Dragado hidráulico | 8 | 4.20 |
| 1994 | Excavación seca | 283 | 4.30 |
| Todos los años | Dragado hidráulico | 85 | 3.80 |
| Todos los años | Excavación seca | 795 | 5.24 |

Fuente: Morris & Fan, 1998.

A continuación se presentan 3 casos de aplicación de dragado, estos casos fueron obtenidos de boletines informativos de la empresa SediCom.

3.5.4 Embalse de la central Doña Julia, Costa Rica

El proyecto se ubica en el Río Puerto Viejo, en Sarapiquí, Costa Rica. Doña Julia es una central hidroeléctrica de 18,5 MW. La central tiene un embalse de regulación diaria de 220 000 m³, de los cuales 40 000 m³ son volumen muerto y 180 000 m³ son volumen útil. El proyecto de dragado inició operaciones en 2012.

Durante los últimos 12 años se habían acumulado más de 65 000 m³ de sedimento en el embalse. Los sedimentos removidos fueron arena y limos, y existió una gran cantidad de escombros y material orgánico como pasto, hojas, ramas, troncos, etc.

La draga fue instalada en noviembre de 2012 y finalizó el alcance acordado un año después. La draga continuó removiendo sedimento adicional más allá de lo que se había estipulado en contrato alcanzando un total de aproximadamente 65 000 m³ de sedimento extraído.

SediCon suministró una draga personalizada de hidrosucción de 12 pulg con un sistema de inyección de agua a presión diseñado para las propiedades de los sedimentos presentes en el embalse. La descarga fue sobre el vertedero de excedencias, por lo cual no se requirieron modificaciones en las estructuras. La balsa ligera y la cabeza de succión con bordes redondeados y suaves, así como el resto del equipo, pueden operar sin dañar la delgada membrana de polietileno del embalse.

3.5.5 Embalse Malana, India

El proyecto se ubicó en el Río Malana, tributario del río Parbati, ubicado en distrito de Kullu de Himishal Pradesh, India.

Planta hidroeléctrica de 86 MW a filo de agua que utiliza una caída de 600 m del río Malana. Dicho proyecto consiste de una presa derivadora, toma de aguas, un desarenador de cuatro cámaras, un embalse de regulación de 249 000 m³ de capacidad, un túnel a presión de 3,3 km con una pendiente de 7 % el cual termina en un tanque de oscilación. Posteriormente el agua es conducida a través de una tubería de presión hasta la casa de máquinas (ambas superficiales) donde se ubican dos turbinas peltón de eje vertical.

El embalse tenía problemas de sedimentos abrasivos desde el 2001 cuando inició operación comercial, lo que ha provocado el desgaste de las turbinas. Dicho desgaste fue causado por finas partículas de sedimentos que pasaron en forma de suspensión por los desarenadores y

se atraparon temporalmente en el embalse de regulación. El tamaño promedio de los sedimentos fue de 0,09 mm y presentaron un grado de cohesión.

SediCon en 2005 suministró e instaló una draga permitiendo así remover sedimentos sin necesidad de una fuente de energía eléctrica para bombear. El sistema de hidrosucción utiliza solamente el agua excedente, de manera que no se pierde agua para la producción de energía. El dragado SediCon para el embalse de Malana tuvo los siguientes componentes:

- Una barcaza para operar la cabeza de succión.
- La cabeza de succión, de diseño patentado, desarrollada y suministrada por SediCon de Noruega.
- Una tubería de succión flexible de 200 mm de diámetro y 180 m de largo.
- Una sección de sifón que pasa sobre la presa.
- Sección de salida con válvula.
- Sistema de ecosonda²⁶ con posibilidad de adaptar un sistema GPS.

La principal ventaja del sistema de dragado de SediCon es que se opera desde la superficie sin necesidad de un monitoreo detallado o guías bajo el agua. El diseño patentado asegura que la concentración de sedimentos se mantenga alta sin bloquear la tubería de salida.

Mediante un sistema móvil para dragar los sedimentos del embalse, instalado en el 2005, se logró durante un período de 2 meses remover 36 000 m³ de sedimento. Se logró recuperar el volumen de almacenamiento del embalse y reducir la carga de sedimentos en las turbinas. Durante las 500 horas de operación, la capacidad total fue de 72 m³/hora, lo que correspondió al equivalente de una carga de una vagoneta cada 4 o 5 minutos.

El consumo de agua fue de aproximadamente 3,5 m³ por m³ de sedimento removido. Ya que el sedimento se extrae durante la época lluviosa cuando hubo exceso de agua, no se tuvo que detener (o reducir) la generación de la planta hidroeléctrica. El sistema de dragado de embalse ha sido usado exitosamente hasta el 2009, removiendo varias decenas de miles de m³ de sedimento cada año.

En la Figura 80, se aprecia el dragado en el embalse Malana, India; y en la Figura 81, se observa el embalse vacío con sedimentos que no fueron removidos.



Figura 80. Draga SediCon en embalse Malana, India.
Fuente: Sedicon, *Boletín informativo embalse Malana, India*, 2015.

²⁶ Ecosonda: es un instrumento para determinar la distancia vertical entre el fondo del lecho del embalse y una parte determinada del casco de una embarcación.



Figura 81. Depósitos de sedimentos aun no removidos.
Fuente: Sedicon, Boletín informativo embalse Malana, India, 2015.

3.5.6 Embalse Nagoro, Japón

La presa Nagoro se ubica en el centro de la isla Shikoku en el sur de Japón. Nagoro es una pequeña planta hidroeléctrica con una capacidad de generación de 1,3 MW. El embalse tiene menos de un kilómetro de largo.

A través de los años, se han acumulado sedimentos y desechos al frente de la compuerta de fondo. Los sedimentos se han compactado impidiendo el funcionamiento de la compuerta. A razón de que la práctica de pesca es importante aguas abajo del río, los sedimentos no pueden descargarse libremente en el mismo.

En 2008, Sedicon y su socio en Japón (*Howa Engineering Co*), desarrollaron y construyeron una draga con inyectores a presión y un sistema de corte capaz de desintegrar los sedimentos y desechos acumulados. La draga consiste en un inyector de cámara de vacío que previene el atascamiento y permite el traslado interno de sedimentos. Los sedimentos se descargan dentro de una trampa de limos en un área segura dentro del mismo embalse. En la Figura 82, se observa la operación de dragado con cabeza de succión, para el cual se utilizaron tres barcazas. La aplicación del sistema fue exitoso logrando el traslado de sedimentos desde el frente de la compuerta de fondo hasta un área del embalse donde los sedimentos no causaron mayor problema.



Figura 82. Tres barcazas para la operación de la cabeza de succión, el inyector de cámara de vacío y salida.
Fuente: Sedicon, Boletín informativo embalse Nagoro, Japón, 2008.

En la Figura 83, se aprecia la draga de cabeza de succión, en la Figura 84, se observa la descarga de sedimentos a través de una tubería. En la Figura 85, se observa el embalse Nagoro, Japón.



Figura 83. La cabeza de succión con sistema de corte
Fuente: Sedicon, Boletín informativo embalse Nagoro, Japón, 2008.



Figura 84. Descarga de sedimentos dentro de la trampa de limos.
Fuente: Sedicon, Boletín informativo embalse Nagoro, Japón, 2008.



Figura 85. Embalse Nagoro, Japón.

Fuente: Sedicon, Boletín informativo embalse Nagoro, Japón, 2008.

A continuación se presentan un caso de aplicación de dragado en el Perú, la información de este caso fue obtenida de Paredes, 2015.

3.5.7 Embalse Tablachaca, Perú

La presa Tablachaca se ubica en la localidad de Kichuas, Distrito de Colcabamba, Provincia de Tayacaja, Departamento de Huancavelica.

En los últimos años este embalse ha sufrido de colmatación, ya que las constantes lluvias en la zona generan derrumbes y transporte de sedimentos en los flujos de agua al embalse. Por tal motivo para evitar que se generen acumulación de sedimentos en el embalse se optó por aplicar dragado. En la Figura 86, se aprecia el área de delimitación que tendrá el dragado.

La zona de dragado se ha delimitado mediante una poligonal y abarca un área que se extiende desde la presa hasta la progresiva 800 m hacia aguas arriba. El nivel de operación del embalse es de 2 695 m.s.n.m.

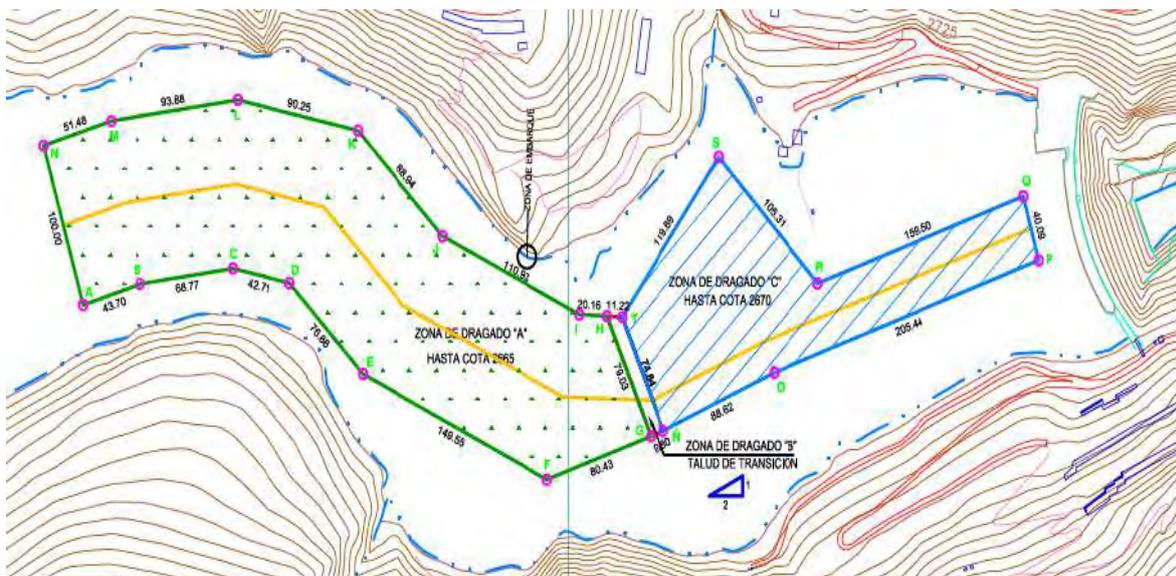


Figura 86. Áreas de delimitación de dragado en el embalse Tablachaca.

Fuente: Paredes, 2015.

Se ha considerado el dragado en los primeros 800 m del embalse Tablachaca de acuerdo a los siguientes perfiles o cotas objetivo de dragado:

- Entre la progresiva 0 + 30 m y 0 + 320 m la cota 2 670 m.s.n.m.
- Entre la progresiva 0 + 320 m y 0 + 800 m la cota 2 665 m.s.n.m.

Se ha considerado el dragado en los primeros 800 m, se estima un volumen aproximado de 1 200 000 m³ de material dragado.

Para realizar este dragado se estimó un tiempo de operación de 180 días, teniendo en cuenta que se utilizaran dos dragas. En la Figura 90, se aprecia el sistema de dragado utilizado en el embalse Tablachaca, mientras que en la Figura 91, se observa una vista panorámica de la operación de dragado en el embalse.

Para el dragado se usó una bomba DAMEN DOP 350 L, la cual se aprecia en la Figura 87 . Esta bomba funcionó como un sistema de inyección y succión, el cual inyecta agua a presión (4 bares) creando turbulencia y a su vez succiona la mezcla a través del sistema de aspiración. El sistema de dragado usó una motor de 570 HP llamado power pack, la cual se aprecia en la Figura 88, además para la salida de agua a presión a través de los inyectores de la bomba se usó un motor jet water pump el cual se aprecia en la Figura 89. Para el dragado se usó una tubería de descarga de 14" HDPE flotando sobre el embalse.

Se dragó aproximadamente 1 200 000 m³ de sedimento, el costo del proyecto fue de \$ 17 348 354.00; lo que nos da un costo de \$ 14.45/m³, que vendría a ser S/. 48.86/m³.



Figura 87. Bomba DAMEN DOP 350 L.
Fuente: Paredes, 2015.



Figura 88. Motor power pack de 570 HP.
Fuente: Paredes, 2015.



Figura 89. Motor jet water pump
Fuente: Paredes, 2015.

A continuación se muestran imágenes de la aplicación del sistema de dragado en el embalse. En la Figura 90, se aprecia la aplicación del dragado al embalse Tablachaca, mientras que en la Figura 91, se muestra una vista de la draga en operación. Además en la Figura 92, se aprecia la descarga del material dragado por encima de la presa.



Figura 90. Vista del sistema de descarga de la draga sobre el embalse.
Fuente: Paredes, 2015.



Figura 91. Vista panorámica de la draga y de la tubería flotante de descarga sobre el embalse.
Fuente: Paredes, 2015.



Figura 92. Vista del sistema de descarga sobre la presa.
Fuente: Paredes, 2015.

CAPÍTULO 4

SISTEMA DE HIDROSUCCIÓN

Para extraer los sedimentos de un embalse, se planteó la idea de hacerlo mediante tuberías, para lo cual se tendría que tener una succión en la parte de la captación de sedimentos, y además se debería tener una determinada presión para poder transportar el agua con sedimento. Esta idea fue la base para desarrollar el sistema de hidrosucción.

Para el desarrollo de este capítulo me he basado en la información de la tesis de Carrión, 2004.

4.1 Descripción del sistema de hidrosucción

Como se explicó en la idea anterior el sistema de hidrosucción propone remover los sedimentos por medio de tuberías, para ello se deberá usar la energía obtenida por la diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo de la presa, para la captación de sedimentos se utiliza un dispositivo que extrae directamente del fondo del embalse el sedimento y lo coloca en un contenedor para su posterior depósito o, lo deposita aguas abajo de la presa. Este sistema no requiere energía externa para transportar los sedimentos del punto de donde se inicia la captación del sedimento al punto de descarga.

Este sistema tiene dos tipos de configuraciones, por medio de descargas de fondo y por medio de un sifón.

4.1.1 Inicio de movimiento y captación de sedimentos

El inicio de la captación de sedimentos en la tubería se produce cuando en la entrada de dicha tubería se produce un flujo casi radial a la misma, el flujo al tener contacto con el sedimento produce un esfuerzo de corte que inicia el movimiento y arrastra el sedimento a la boca de la tubería.

El inicio del movimiento de los sedimentos se produce no solo por el cortante horizontal en la parte superior del sedimento, sino también por el flujo dentro del mismo sedimento, esto fue reflejado por los análisis teóricos y experimentales.

El sedimento al caer dentro del campo de influencia de la entrada de la tubería, produce fuerzas ascendentes que elevan el sedimento, el cual una vez en suspensión dentro del flujo es succionado hacia la salida de la tubería.

Cuando se inicia la succión de sedimento se genera una especie de cráter en la zona de captación de sedimento. Durante la extracción de sedimento si la boca permanece inmóvil por mucho tiempo se alcanza una condición equilibrio (cuando el cráter alcanza un tamaño máximo) y el sedimento deja de moverse; entonces la tubería sólo capta agua. Por ello es necesario que la boca se mueva para realizar una extracción continua, para ello se recurre a cables que se dirigen hacia la orilla desde un bote o barcaza.

4.1.2 Transporte de sedimento en la tubería

El tipo de transporte de sedimento en una tubería depende de la magnitud de las fuerzas hidrodinámicas que el flujo dentro de la tubería ejerce sobre las partículas de sedimento y de las características del sedimento. De acuerdo a esto existen dos tipos de transporte de sedimentos en una tubería; transporte de fondo y transporte en suspensión.

El transporte de fondo o también llamado flujo con fondo móvil es aquel en el cual las partículas se desplazan por la parte baja de la tubería, tiende a crear problemas de mantenimiento en los codos y tramos inclinados, por lo cual se recomienda evitarlos. Este transporte de fondo se da en partículas de mayor tamaño como arena y grava.

El transporte en suspensión, se puede presentar de dos formas; la primera, cuando las partículas se distribuyen de manera uniforme en toda la sección de la tubería a este tipo se le conoce como flujo pseudo homogéneo; la segunda cuando las partículas no se distribuyen de manera uniforme a este tipo se le conoce como flujo heterogéneo.

Cuando las partículas de sedimento están a punto de depositarse en la tubería, se produce un transporte óptimo de sedimento en la tubería, para esto se debe tener una concentración máxima de sedimentos, esta ocurre entre los regímenes de flujo heterogéneo y fondo móvil, en estas circunstancias se produce la mínima pérdida de carga.

4.1.2.1 Hidrosucción por descargas de fondo

Este sistema propone que la tubería de descarga pase por algún punto bajo de la presa o algún conducto de fondo existente, esto implica que la aplicación de este sistema debería haberse contemplado en la construcción de la presa. La tubería trabaja en todo momento con presión positiva y su operación es muy simple. Si no se contara con los conductos para la descarga de fondo se podría aplicar la otra configuración de hidrosucción por sifón. En la Figura 93, se aprecia un esquema del sistema de hidrosucción por descargas de fondo.

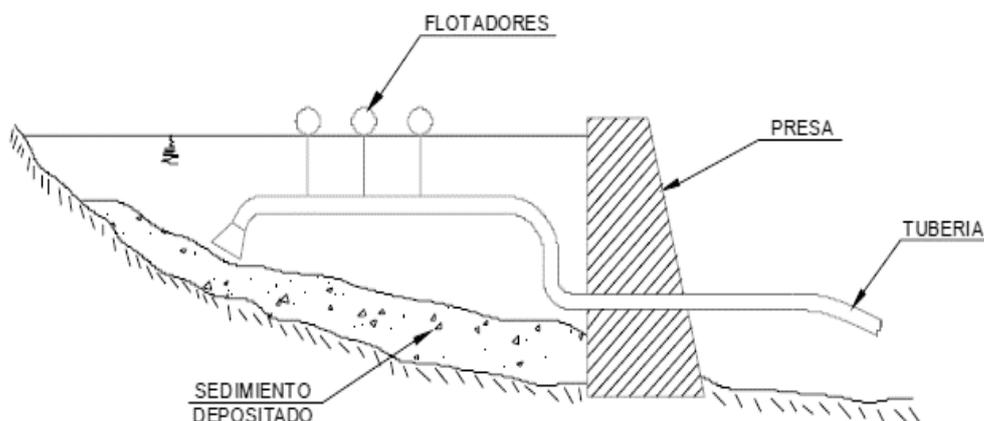


Figura 93. Esquema del sistema de hidrosucción por descargas de fondo.

Fuente: Reyes, Hidrosucción, 2014.

4.1.2.2 Hidrosucción por sifón

Este sistema propone que la tubería de descarga pase por encima de la presa, en forma de sifón, debiéndose en primer lugar cebar²⁷ el sifón.

Este sistema utiliza un sifón que remueve y succiona el sedimento (por medio de un chorro de agua) por encima de la presa. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro de la tubería, además el sifón puede ser instalado en cualquier parte y expulsado fuera si es necesario. En la Figura 94, se aprecia un esquema del sistema de hidrosucción por sifón.

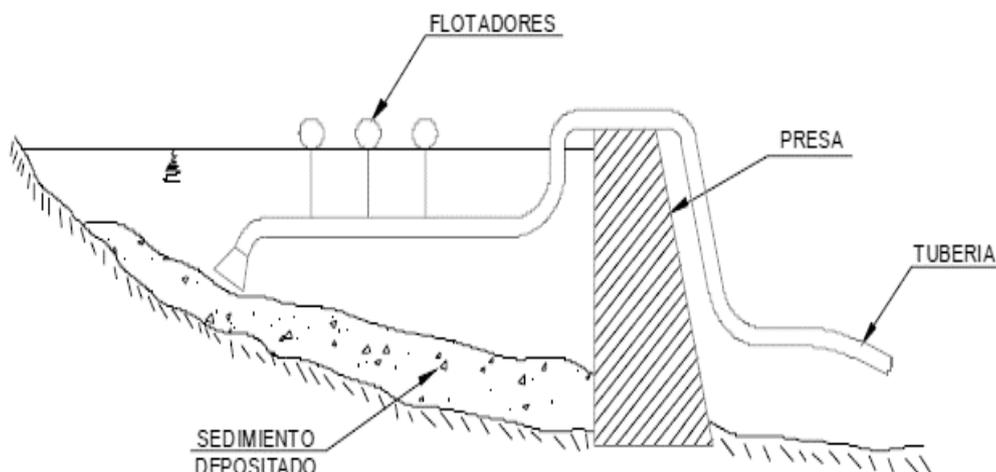


Figura 94. Esquema del sistema de hidrosucción por sifón.

Fuente: Reyes, Hidrosucción, 2014.

a. Definición de sifón

El sifón es un dispositivo hidráulico que consiste en un conducto cerrado y doblado en forma de U, este dispositivo tiene dos tramos de diferente longitud, este dispositivo evacua el agua de un punto alto hasta un punto más bajo, esto es posible por la diferencia de presiones entre estos dos puntos, ya que la presión obliga al agua a subir por la tramo más corto del tubo mientras que el peso del agua se vierte por el tramo más largo causando la salida de agua. En la Figura 95, se aprecia las partes de un sifón.

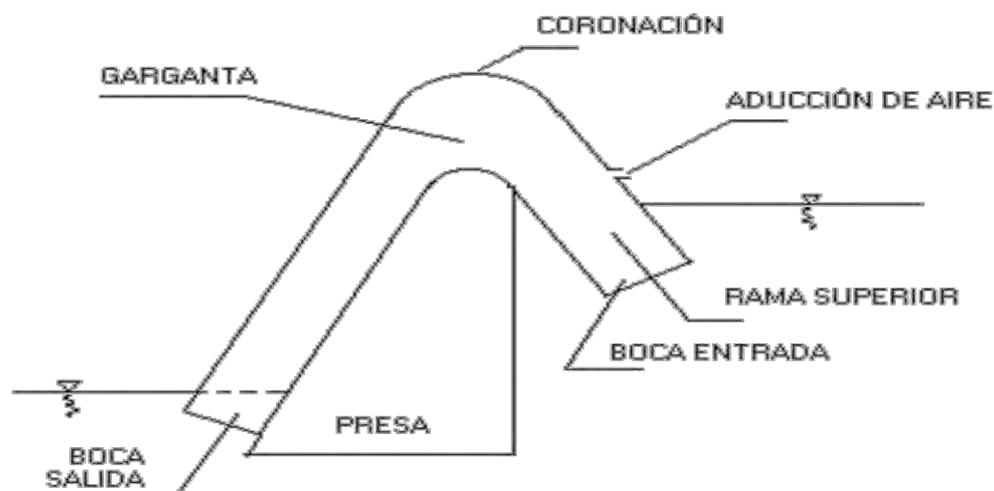


Figura 95. Partes del sifón.

Fuente: Carrión, 2004.

²⁷ Cebar: Poner el sifón en condiciones de empezar a funcionar, especialmente echándole el líquido necesario.

La salida de agua se produce debido al empuje a presión del aire sobre la superficie superior de agua, no se podría aumentar el flujo de salida del sifón si se extendiera la longitud del tramo inferior más allá de cierto límite sifónico determinado por el empuje del aire.

b. Funcionamiento del sifón

El sifón entra en funcionamiento cuando el agua ingresa al sifón, luego el agua sube por la corona b cerrando hidráulicamente los conductos de aire que suelen quedar a la misma altura o ligeramente más elevados de la corona b, y con ello se cierra la entrada de aire al sifón. En la Figura 96, se representa un esquema de las cargas de un sifón, la línea punteada grafica las pérdidas de cargas para obtener la presión atmosférica en los extremos del sifón.

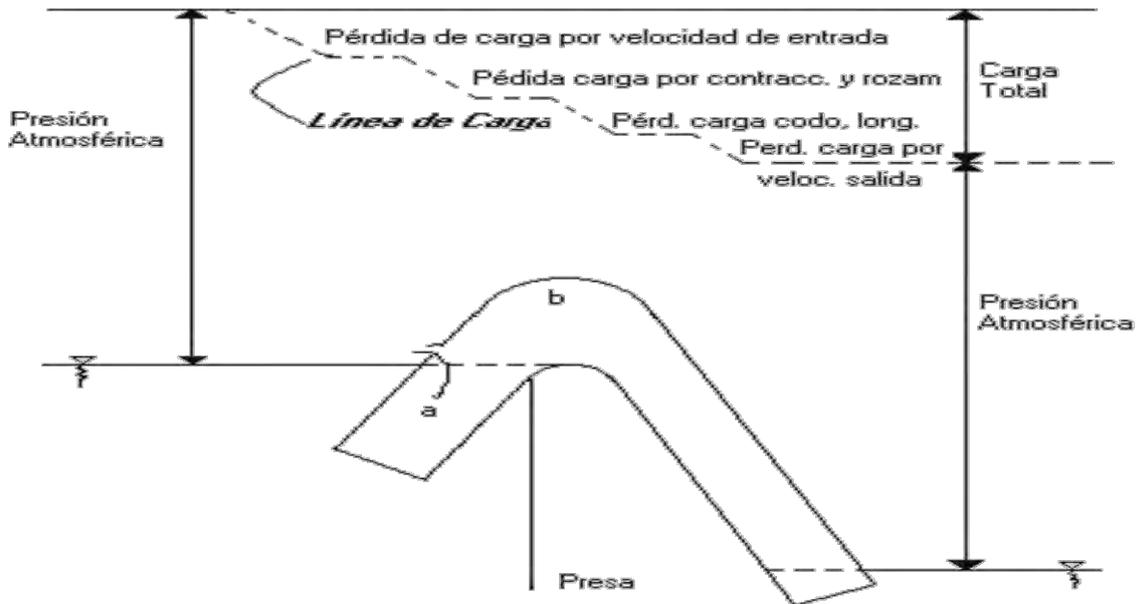


Figura 96. Esquema de cargas de un sifón.

Fuente: Carrión, 2004.

El cebado del sifón se produce cuando el aire en la corona b del sifón, es arrastrado por el agua, disminuyendo con ello la presión en el interior del sifón y, por lo tanto, se eleva el agua por encima del nivel del embalse; llenando de agua todo el sifón, con esto el sifón queda cebado. Si después de esto sigue ingresando aire, disminuye la cantidad de agua en la salida.

Luego que el sifón ha sido cebado, para su funcionamiento es necesario una motobomba, como en el caso de las tuberías de impulsión o mediante una bomba de vacío.

Mientras que el sifón esté funcionando ya sea con carga sifónica máxima o mínima, el sifón seguirá descargando agua indefinidamente mientras que la entrada permanezca sumergida lo suficiente para impedir la entrada de aire, aunque la boca de salida esté o no sumergida.

El transporte de sedimentos se da por la fuerza de arrastre que tiene el chorro de agua en el sifón, la cual es capaz de transportar las partículas de sedimentos, con esta idea se plantea extraer los sedimentos de los embalses.

4.2 Requisitos para el uso del sistema de hidrosucción

Para la eficiente operación del sistema de hidrosucción, es necesario que se cumplan los siguientes requisitos:

- a. Tener un embalse colmatado o en proceso de colmatación. La granulometría de los sedimentos a extraer debe corresponder al rango de las arenas, limos y arcillas.
- b. Debe contarse también con un caudal continuo aunque sea muy bajo; ya que este es necesario para transportar el sedimento por la tubería. Cabe resaltar entonces que el sistema no podrá funcionar después del vaciado del embalse.
- c. Se debe contar con una carga piezométrica, es decir debe existir una diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo del embalse.

4.3 Operación del sistema de hidrosucción

Para la eficiente operación del sistema de hidrosucción, se tendrá en cuenta las siguientes recomendaciones:

- a. La tubería de succión debe ser lo más corta posible, evitando accesorios tales como codos y válvulas, pero, de ser necesarios se deben instalar con cuidado para evitar la alteración del flujo uniforme.
- b. Los codos de radio largo son preferibles porque crean menos fricción y generan una distribución de flujo más uniforme que los de radio corto.
- c. Es importante que se prevea la conexión para el cebado de la bomba.
- d. El ingreso de aire a la bomba en operación, causará reducción de la capacidad y eficiencia así como vibración, ruido, pérdida de cebado y/o aceleración de la corrosión.
- e. La velocidad en la tubería de succión no debería superar los 2 m/s, porque aceleraría el proceso de desgaste de la tubería.

4.4 Ventajas y desventajas del sistema de hidrosucción

4.4.1 Ventajas

El sistema de hidrosucción extrae el sedimento depositado en un reservorio usando la energía representada por la diferencia entre los niveles de aguas arriba y aguas debajo de la presa, a diferencia de los sistemas convencionales de dragado hidráulico que emplean bombas para absorber y eliminar el sedimento de un reservorio. Las principales ventajas del sistema de hidrosucción son:

1. Requiere de mínimos recursos y poca inversión para su instalación.
2. No requiere energía externa para el transporte del sedimento.
3. No requiere la presencia de avenidas (funciona con bajos caudales).
4. Por ser un sistema independiente la operación de la presa no se ve afectada.
5. La tubería puede moverse libremente para extraer depósitos de sedimento.
6. La extracción de sedimento es continua.
7. Permite que el río aguas abajo conserve sus condiciones de equilibrio (de erosión - sedimentación) debido a que el agua contendrá la misma cantidad de sedimentos que antes de construir la presa.
8. Es fácil y seguro de operar. No necesita de operadores calificados.

9. El sistema puede operar bajo diferentes cargas piezométricas y extraer diferentes tipos de sedimentos sin modificación.
10. El mantenimiento y reposición de los equipos es simple, económico y de poca frecuencia.

4.4.2 Desventajas

Las principales desventajas del sistema de hidrosucción son:

1. En caso se presente una obstrucción del sistema debe introducirse agua limpia por medio de la bomba para remover los depósitos.
2. La tubería puede ser susceptible a daños en el momento que se evacuen las avenidas por las puertas del aliviadero. Se debe determinar para ello la posición de la tubería más conveniente.
3. Cuando la tubería es excesivamente larga existen grandes pérdidas por fricción.
4. Cuando existe ingreso de aire al sifón, es decir las uniones de los tubos no son herméticas, disminuye notoriamente la eficiencia del sistema.
5. El sistema no está diseñado para extraer partículas de gran tamaño.
6. La carga hidráulica máxima para evitar la cavitación del sifón es de 7 m.
7. Es necesario reemplazar el sistema cada cierto tiempo, de acuerdo al material utilizado.

4.5 Aplicación del sistema de hidrosucción

El sistema de hidrosucción se ha aplicado en algunos embalses alrededor del mundo, aunque no existe mucha información acerca de dichas aplicaciones, las principales fueron registradas por Hotchkiss & Huang, 1995.

China tiene hasta la fecha la mayor experiencia con la hidrosucción. Los chinos han utilizado el sifón o modos de retirada de fondo en 10 embalses, comenzando en 1975. En todos los casos, el agua cargada de sedimento fértil se pasó a los canales de riego aguas abajo y se extendió sobre las tierras de cultivo para reponer la capa superficial del suelo y recargar el contenido de nitrógeno. La altura de la presa varió de 15 a 35 m, mientras que el almacenamiento inicial del embalse varió de 1 500 000 – 24 500 000 m³. La concentración de sedimentos entrantes varió de 19 a 150 kg/m³ (19 000 – 150 000 mg/L).

El sistema de hidrosucción se realizó por primera vez en el embalse Djiodioria, Argelia, desde 1892 hasta 1894. Una barcaza flotante de pontón se conectó a una tubería sumergida de 61 cm de diámetro y 1,6 km de largo. Una pequeña turbina en la salida de la tubería generó energía. Se utilizó una cabeza de corte en la entrada que cortó el sedimento consolidado antes de ser movilizado. El embalse, gravemente agotado de almacenamiento en sus 10 años de historia, arrojó un total de 1 400 000 m³ de limo y arcilla en el período de operación de 2 años. La concentración media de sedimentos en la tubería fue de 3% y la concentración máxima fue de 7%.

En 1980, se utilizó un sistema de "hidroaspirador" en la presa de Rioumajon, Francia. Este método para la eliminación de sedimentos había sido concebido en Francia unos 100 años antes, pero no se había utilizado ampliamente. Una tubería de 44 m de longitud atraviesa una presa de 21 m de altura y funciona como un dispositivo de tipo sifón. La tubería, que varió en diámetro de 45 a 40 cm, se colocó aguas arriba para eliminar el sedimento que se depositó

en las entradas de agua en la cara de la presa. El tubo llevo 1 m³/s y hasta 15 kg de sedimento (no se conoció ninguna unidad de tiempo).

Geolidro SPA, desde 1990 ha utilizado la hidrosucción durante varios años en embalses alpinos en Italia y en otros lugares. En cada caso, una barcaza de navegación y una cabeza cortadora accionada movieron la entrada de la tubería en el depósito y pusieron en suspensión el sedimento. En los más de 20 años de operación, Geolidro ha eliminado más de 5 000 000 m³ de sedimentos depositados. El método fue más efectivo cuando la cabeza disponible supero los 15 m. La producción de sedimentos pudo promediar más de 1 000 m³ por hora usando tuberías de más de 1 500 m de largo. Las concentraciones de sedimentos son muy altas y estuvieron sujetas a la aprobación ambiental para la descarga.

El sistema de hidrosucción puede ser muy rentable. Por ejemplo, los ingenieros chinos operaron este sistema durante 12 años en el embalse de Xiao Hua-Shan, en la provincia de Shan-xi. El sistema eliminó aproximadamente la mitad del sedimento entrante cada año, con una concentración de 15% en volumen en la tubería de 350 m de largo. La salida estaba conectada a un canal de riego para recargar las tierras de cultivo y el suelo. Los costos del sistema incluyeron una barcaza y un barco de acceso, tuberías y conectores, barriles vacíos para suspender la tubería, una bomba para remover el sedimento en la toma con un sistema de chorro, una válvula de salida y un cabrestante y cable para mover la barcaza. Fue necesario el uso de energía para aplicar el chorro y mover la barcaza. Entre los beneficios se incluyen el aumento del volumen de almacenamiento de los yacimientos, los beneficios de la energía hidroeléctrica y la pesca, y la reposición de tierras de cultivo y de nitrógeno. La relación beneficio/costo calculada fue 3.6.

Ingenieros noruegos, han desarrollado un tipo de sifón llamado “saxofón”, por la forma que tiene, que ha sido probado en la Planta Hidroeléctrica Dejhimruk, Nepal (1994). La tubería fue de polietileno de alta densidad HDPE (*High Density Polyethylene*), de 15 cm de diámetro. El sistema trabajo satisfactoriamente, sin ningún tipo de obstrucción, para extraer arena y grava fina. En la Tabla 28, se aprecian las primeras aplicaciones del sistema de hidrosucción alrededor del mundo.

En Estados Unidos, el sistema ha sido probado minuciosamente en el Lago Atkinson, en Nebraska. Los ensayos de campo han demostrado que diferentes boquillas de succión son capaces de remover totalmente el sedimento depositado.

En el Perú, el instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura, ha instalado un sistema de hidrosucción en el reservorio Cirato de Central Hidroeléctrica de Carhuaquero (Chota - Cajamarca). En la Figura 97, se aprecia la aplicación del sistema de hidrosucción en el reservorio Cirato.

En la Tabla 28, se aprecian las primeras aplicaciones del sistema de hidrosucción alrededor del mundo. Actualmente se vienen haciendo mejoras en el sistema de hidrosucción, que ya se están aplicando como veremos más adelante.

Tabla 28. Primeras aplicaciones del sistema de hidrosucción alrededor del mundo.

| Reservorio | País | Periodo | Diámetro | Longitud | Cantidad Removida |
|---------------|---------|-----------|----------|-----------------|--------------------------|
| Djiodioria | Argelia | 1892-1894 | 61 cm | 1,6 km | 1 400 000 m ³ |
| Rioumajnon | Francia | 1980 | 45cm | entre 44 y 22 m | - |
| Xiao Huashan | China | 1979-1991 | - | hasta 350 m | 1/2 de lo que entraba |
| Lago Atkinson | EE.UU | 1993 | 50 cm | entre 92 y 65 m | 492 toneladas |

Fuente: Carrión, 2004



Figura 97. Sistema de hidrosucción de sedimentos en el embalse Cirato.
Fuente: Carrión, 2004.

4.6 Análisis económico del sistema de hidrosucción

Para hacer un análisis económico del sistema de hidrosucción se ha basado en la propuesta que presentó el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura, en la presa Los Ejidos.

4.6.1 Metodología

Esta propuesta se basa en la aplicación del sistema de hidrosucción por sifón en la presa los ejidos, este sistema se ha basado en los principios vistos anteriormente, con lo cual el sistema propone utilizar la diferencia de carga que existe aguas arriba y aguas abajo de la presa para transportar sedimentos por una tubería que pase encima de la presa. Para lograr esto se debe eliminar el aire en toda la tubería. En la Figura 98, se observa un esquema del sistema del sistema de hidrosucción propuesto para la presa Los Ejidos.

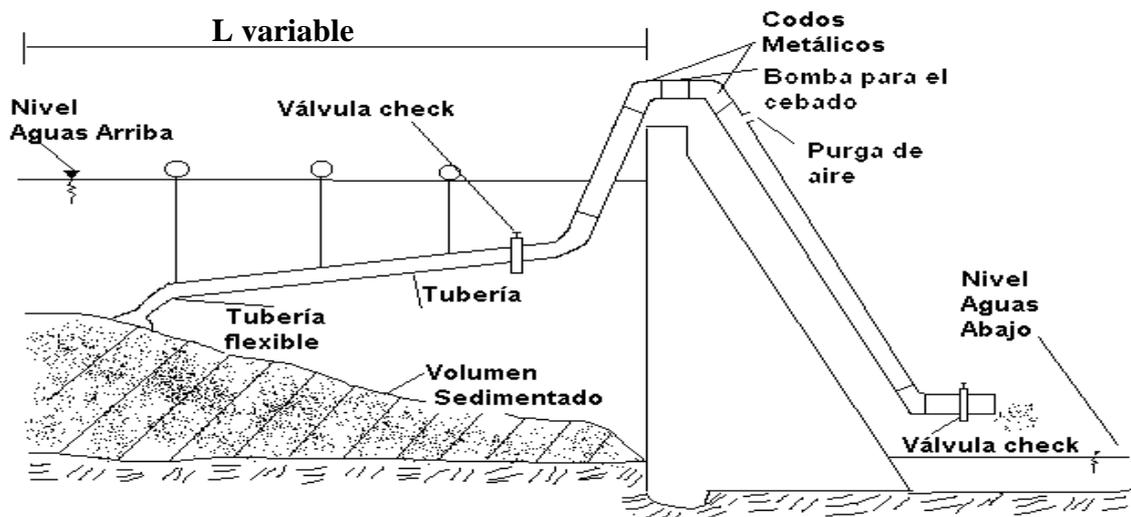


Figura 98. Esquema del sistema de hidrosucción de sedimentos.
Fuente: Guerra, 2004.

Las instalaciones del sistema contemplan que la operación se dé sin ninguna dificultad por lo que se utilizará el siguiente equipamiento:

- Tubería flexible del tipo HDPE, en la zona de succión será tubería tipo acordeón para un mejor apoyo de la tubería en los sedimentos acumulados. En la zona de descarga se utilizará tubería rígida. La unión de la tubería será mediante bridas, de esa manera permitirá el montaje y desmontaje.
- Equipamiento de válvulas de control y válvulas check a la entrada y a la salida.
- Bomba para realizar el cebado.

4.6.2 Diseño del sistema de hidrosucción

El sistema de hidrosucción no es una alternativa nueva, ha sido desarrollada para embalses o presas en Estados Unidos, China e incluso en Perú en la Central Carhuaquero y además ha sido investigada en el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura mediante un modelo físico a escala. Para el diseño del sistema de hidrosucción, se utilizarán los gráficos que se obtuvieron en dicho estudio desarrollado por el IHHS.

Donde las definiciones de las variables son las siguientes:

- C_V : Concentración de sedimentos.
- H: Carga hidráulica.
- D: Diámetro de la tubería.
- L: Longitud de la tubería.
- d_s : Diámetro del sedimento.

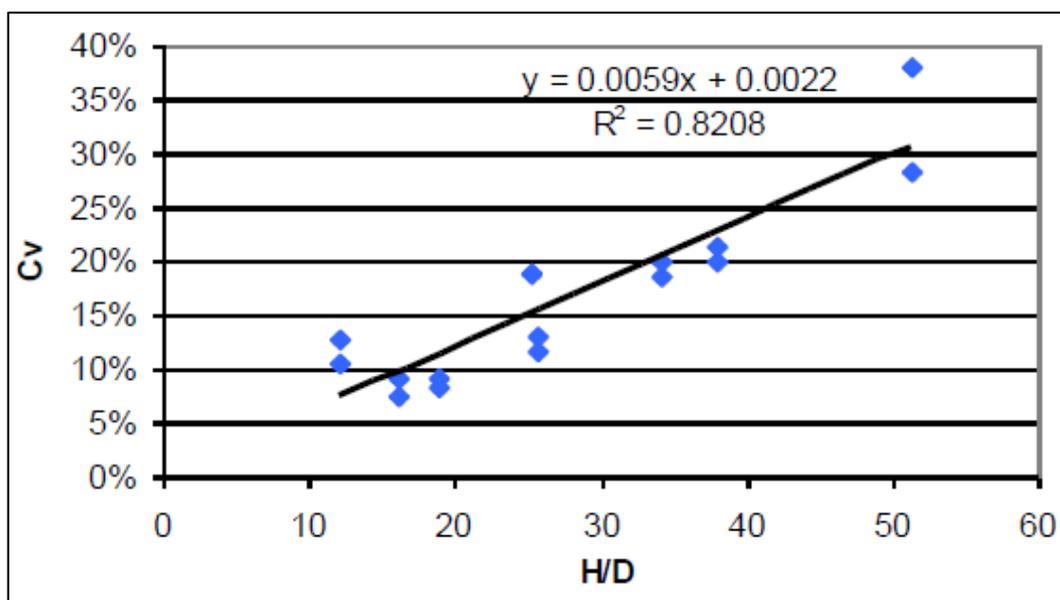


Figura 99. Gráfico de la concentración de sedimentos – H/D.

Fuente: Carrión, 2004.

En la Figura 99, se grafica la relación de la concentración de sedimentos (C_V) vs H/D, se ingresa a la tabla con un valor conocido de H/D y se obtiene el valor de C_V , se aprecia que a mayor relación H/D mayor será la concentración de sedimentos C_V .

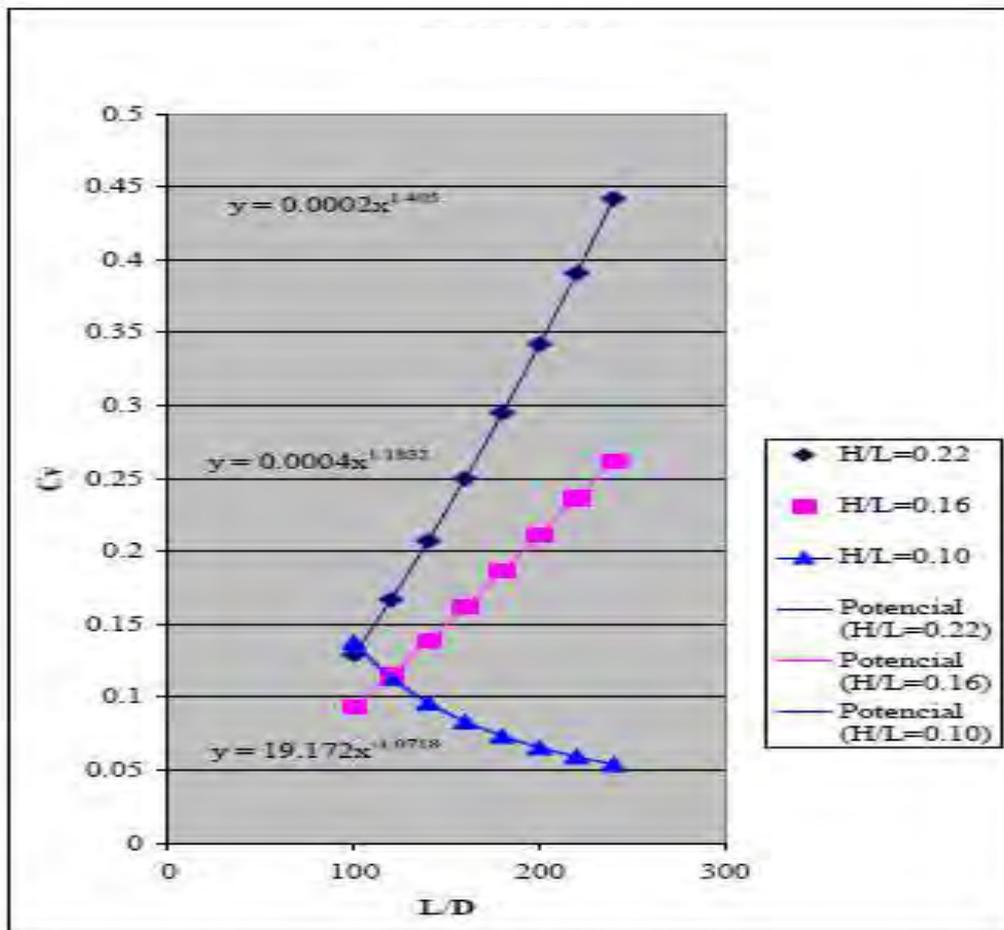


Figura 100. Gráfico concentración de sedimentos - L/D.
Fuente: Carrión, 2004.

En la Figura 100, se grafica la relación de la concentración de sedimentos (C_V) vs L/D , la cual nos arroja, que a mayor relación L/D mayor será la concentración de sedimentos (C_V).

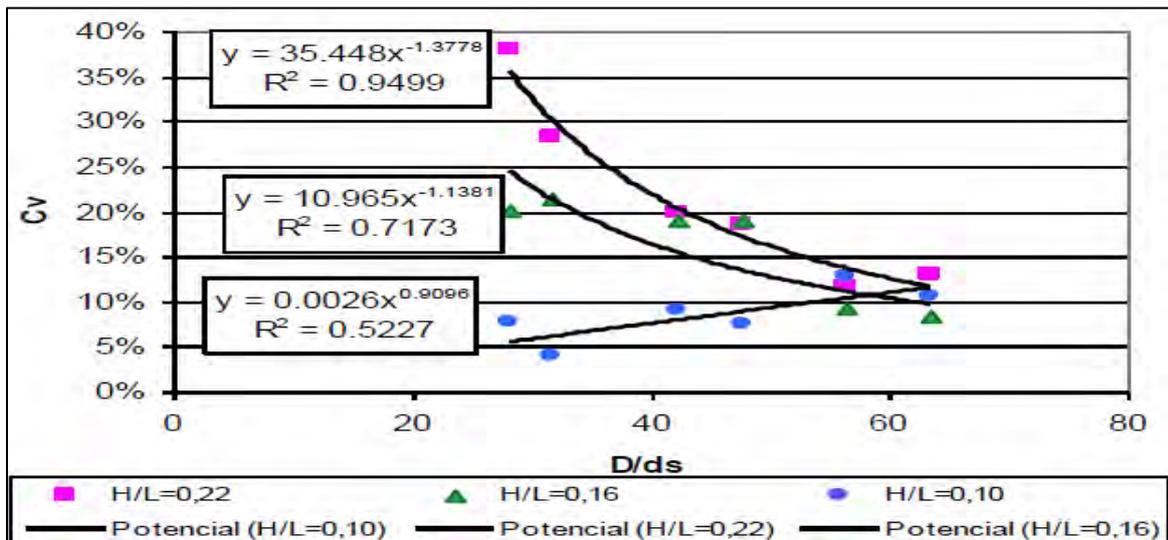


Figura 101. Gráfico concentración de sedimentos C_V - D/d_s .
Fuente: Guerra, 2004.

En la Figura 101, se grafica la concentración de sedimentos (C_V) vs D/d_s , se ingresa a la tabla con un valor conocido de D/d_s y se obtiene el valor de C_V .

Cabe señalar que para la utilización de las gráficas, se asume valores de L, D y H.

Luego se ingresa al gráfico de la Figura 100 con los valores de L y D y se obtienen 3 valores de C_V , para los 3 valores de L/D. También se podría calcular el C_V , con el gráfico de la Figura 101, asumiendo el d_s .

Luego con los valores de C_V , se ingresa al gráfico de la Figura 99 con el valor de D y se obtienen 3 valores de H, para los 3 valores de H/L.

De todos los valores de H, se escoge el que cumple con las características del estudio. Con lo cual finalmente se obtienen los valores de L, D y H.

Se podría repetir todo el procedimiento asumiendo otros valores de L, D y H, hasta encontrar valores de L, D y H, que se ajusten a las condiciones del estudio.

Para el caso de la presa los ejidos, se evaluó la capacidad del sistema de hidrosucción y las dimensiones de la presa se ha optado por considerar una carga de 7 m., es decir, $H=7,0$ m. El diámetro de la tubería variará de 6 a 8 pulgadas dependiendo de la longitud de la tubería. Si la longitud es mayor a 200 m. se utilizará un tubo de 8 pulgadas y si es menor 6 pulgadas.

4.6.2.1 Análisis económico del sistema de hidrosucción

Para la el análisis económico del sistema de hidrosucción se analizarán dos casos.

CASO I:

Para este caso se usará una tubería de 6 pulg.

Materiales

Tabla 29. Materiales para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg.

| Materiales | Und | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|---|-----|----------|-----------------------|--------------------|
| Tubería HDPE corrugada P. doble de 160 mm E/C C/A de caucho | m | 1 | 52.05 | 52.05 |
| Tubería rígida de 160 mm HDPE SDR 17 tipo lisa | m | 1 | 14.87 | 14.87 |
| Precio Total (S/.) | | | | 66.92 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de los materiales para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg sería de S/. 66.92 el metro. El resumen de estos materiales se aprecia en la Tabla 29.

Equipos

Tabla 30. Equipos para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg.

| Equipos | Und | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|---|-----|----------|-----------------------|--------------------|
| Válvula check swing bridada FE asiento EPDM 6" x 300 lbs. certificación UL/FM | und | 2 | 1 280.10 | 2 560.20 |
| Válvula comp. Vast/Asc Fe Fdo. A/bronce F.F. C-125 Modentic GTF-125 6" | und | 2 | 1 171.17 | 2 342.34 |
| Precio Total (S/.) | | | | 4 902.54 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de los equipos para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg sería de S/. 4 902.54. El resumen de estos equipos se aprecia en la Tabla 30.

Mano de obra

Tabla 31. Mano de obra para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg.

| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|-------------|--------|----------|---------------------------|--------------------|
| Supervisor | Hh | 1 | 100.000 | 100.00 |
| Operario | Hh | 1 | 20.100 | 20.10 |
| Peón | Hh | 3 | 14.840 | 44.52 |
| | | | Precio Total (S/.) | 164.62 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de mano de obra para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg sería de S/. 164.62 la hora. El resumen de la mano de obra se aprecia en la Tabla 31. Si se requiere un precio en función de metro de tubería instalado se tendría una estimación que en 1 hora se instalarán 10 m de tubería con lo cual, el precio sería de S/. 16.46 / m.

En resumen, para la instalación del sistema de hidrosucción de una tubería de 6 pulg, se tendrían los siguientes costos, que se aprecian en la Tabla 32.

Tabla 32. Tabla resumen de precios para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 6 pulg.

| | Precio unitario |
|--------------|----------------------|
| Materiales | S/. 66.92 / m |
| Equipos | S/. 4 902.54 |
| Mano de obra | S/. 16.46 / m |

Fuente: Elaboración propia.

Como ejemplo podemos decir que para la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con una tubería de 6 pulg, se tendrían los siguientes costos, que se aprecian en la Tabla 33.

Tabla 33. Tabla resumen del precio para la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con tubería de 6 pulg.

| | Precio unitario | Precio Total (S/.) |
|---------------------------|-----------------|--------------------|
| Materiales | S/. 66.92 / m | 669.20 |
| Equipos | S/. 4 902.54 | 4 902.54 |
| Mano de obra | S/. 16.46 / m | 164.62 |
| Precio Total (S/.) | | 5 736.36 |

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente el precio de la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con una tubería de 6 pulg sería aproximadamente de S/. 5 736.36.

CASO II:

Para este caso se usará una tubería de 8 pulg.

Materiales

Tabla 34. Materiales para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg.

| Materiales | Und. | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|--|------|----------|-----------------------|--------------------|
| Tubería HDPE corrugada P. doble de 200 mm E/C C/A de caucho. | m | 1 | 86.76 | 86.76 |
| Tubería rígida de 200 mm HDPE SDR 17 tipo lisa. | m | 1 | 20.65 | 20.65 |
| Precio Total (S/.) | | | | 107.41 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de los materiales para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg sería de S/. 107.41 el metro. El resumen de estos materiales se aprecia en la Tabla 34.

Equipos

Tabla 35. Equipos para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg.

| Materiales | Und. | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|---|------|----------|-----------------------|--------------------|
| Válvula check swing bridada FE asiento EPDM 8" x 300 lbs. certificación UL/FM | und | 2 | 2 567.48 | 5134.96 |
| Válvula compuerta Vast-fijo brid. FE Fdo. C-125 Crane 8" | und | 2 | 2 063.49 | 4 126.98 |
| Precio Total (S/.) | | | | 9 261.94 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de los equipos para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg sería de S/. 9 261.94. El resumen de estos equipos se aprecia en la Tabla 35.

Mano de obra

Tabla 36. Mano de obra para la aplicación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg.

| Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Unitario (S/.) | Precio Total (S/.) |
|---------------------------|--------|----------|-----------------------|--------------------|
| Supervisor | hh | 1 | 100.00 | 100.00 |
| Operario | hh | 1 | 20.10 | 20.10 |
| Peón | hh | 3 | 14.84 | 44.52 |
| Precio Total (S/.) | | | | 164.62 |

Fuente: Elaboración propia.

El precio de mano de obra para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg sería de S/. 164.62 la hora. El resumen de la mano de obra se aprecia en la Tabla 36. Si se requiere un precio en función de metro de tubería instalado se tendría una estimación que en 1 hora se instalarán 10 m de tubería con lo cual, el precio sería de S/. 16.46/m.

En resumen, para la instalación del sistema de hidrosucción de una tubería de 8 pulg, se tendrían los siguientes costos, que se aprecian en la Tabla 37.

Tabla 37. Tabla resumen de precios para la instalación del sistema de hidrosucción con tubería de 8 pulg.

| | Precio unitario |
|--------------|-----------------------|
| Materiales | S/. 107.41 / m |
| Equipos | S/. 9 261.94 |
| Mano de obra | S/. 16.46 / m |

Fuente: Elaboración propia.

Como ejemplo podemos decir que para la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con una tubería de 8 pulg, se tendrían los siguientes costos, que se aprecian en la Tabla 38.

Tabla 38. Tabla resumen del precio para la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con tubería de 8 pulg.

| | Precio unitario | Precio Total (S/.) |
|--------------|---------------------------|--------------------|
| Materiales | S/. 107.41 / m | 1 074.10 |
| Equipos | S/. 9 261.94 | 9 261.94 |
| Mano de obra | S/. 16.46 / m | 164.62 |
| | Precio Total (S/.) | 10 500.66 |

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente el precio de la instalación del sistema de hidrosucción de 10 m con una tubería de 8 pulg sería aproximadamente de S/. 10 500.66.

4.7 Sistema de hidrosucción modificado

Existe otra configuración del sistema de hidrosucción, la cual es presentada por Shrestha, 2012. A esta configuración se le conoce como transporte hidráulico de sedimentos a doble capa modificado o también llamado MDLSS (*Modified Double Layer Sediment Sluicer*), el cual tiene el mismo principio de funcionamiento que el clásico sistema de hidrosucción, solo se modifica ligeramente agregando un sistema de chorro de agua para remover el sedimentado consolidado. El esquema del sistema modificado se muestra en la Figura 102.

En la Figura 102; 1) Entrada para el agua adicional, 2) Salida, 3) Perno para ajustar el bloque externo, 4) Boquilla roscada de 1" para conectar la tubería de presión, 5) Tubo de presión para chorro de agua, 6) Boquilla para chorro de agua, 7) Entrada de la cabeza de succión.

La entrada (1) suministra agua clara a la cabeza de aspiración principal a través del espacio entre la tubería externa y la tubería de succión principal. El agua clara se utiliza para la auto-limpieza en caso de que exista un exceso de succión de sedimentos o cuando se apilan depósitos de sedimentos en la boca de succión. La cantidad de agua limpia se puede controlar con una válvula situada en el tubo de entrada y ajustando el bloque externo y la tubería de succión principal con los pernos (3). Cuatro boquillas (6) están montadas en la entrada del cabezal de succión para que los chorros de agua rompan los sedimentos consolidados (si es necesario). El diámetro de las toberas de chorro de agua es de 5 mm y conectado con un tubo (5) de 25 mm (1 pulg). Una bomba de alta presión se utiliza para suministrar agua limpia y se monta con un chorro de agua de alta velocidad.

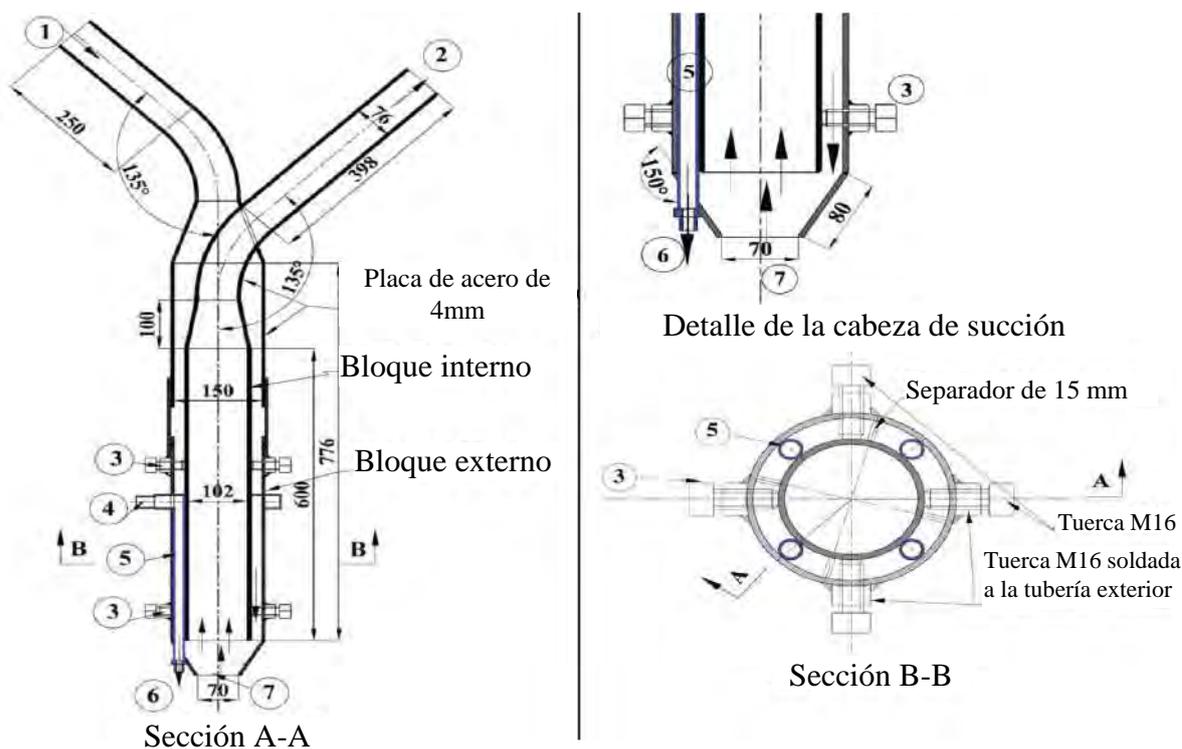


Figura 102. Esquema del sistema de hidrosucción modificado.
Fuente: Shrestha, 2012.

4.7.1 Aplicación del sistema de hidrosucción modificado

El sistema modificado fue aplicado en 2009 a una cámara de sedimentación de una central hidroeléctrica Sunkoshi, Nepal. A continuación se presentan los detalles de esta aplicación.

4.7.1.1 Ubicación

Se realizó una prueba de campo con el sistema modificado en la cuenca de una pequeña central hidroeléctrica Sunkoshi, ubicada en el distrito de Sindhupalchok, Nepal del 19 al 24 de julio de 2009. El proyecto tuvo que desviar un río con un flujo de diseño de $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ a través de tuberías reforzadas con vidrio o también llamadas GRP (*Glass Reinforced Pipes*) de 2,6 km de longitud hasta la central eléctrica. El agua desviada del río llegó primero a la cámara de sedimentación a través de un canal de aproximación y entro en el sistema de aducción a través de la cámara de carga. Utilizando una cabeza nominal de 117,5 m, el proyecto generaba 2,5 MW de potencia. La cámara de sedimentación consta de dos cámaras de 4,5 m de ancho y 45 m de largo.

La estación hidroeléctrica Sunkoshi se encuentra a unos siete kilómetros aguas abajo de la pequeña planta hidroeléctrica Sunkoshi (2,5 MW). Esta zona tiene una capacidad instalada de 10,05 MW y consta del área de cabecera, el canal, el embalse y la zona de la central eléctrica.

4.7.1.2 Configuración del sistema

En la prueba de campo se utilizó; la cabeza de succión o admisión, tuberías, válvulas, bomba y una balsa. El sistema modificado, para el transporte de sedimentos se utilizaron tuberías flexibles y onduladas de polietileno de alta densidad o llamado HDP (*High Density Polyethylene*) de 75 mm (3 pulg) de diámetro y se alimentaron con agua limpia para la

autolimpieza en caso de exceso de succión o de apilamiento dentro del depósito de sedimentos. El tubo de transporte de sedimentos estaba conectado a la salida de la cabeza de succión y equipado con una válvula de retención (para detener el flujo de agua hacia la entrada durante el cebado) cerca de la conexión y una válvula de bola en la salida del tubo. Se utilizó una bomba centrífuga de 2 KW para el cebado y chorro de agua. Además se utilizó una pequeña balsa producida localmente de tambores para mover la cabeza de succión. En la Figura 103, se muestra la disposición experimental del sistema modificado en la cámara de sedimentación de la pequeña planta hidroeléctrica de Sunkoshi. Mientras que en la Figura 104, se aprecia la disposición experimental del sistema modificado en el embalse de la planta hidroeléctrica Sunkoshi.

En la cámara de sedimentación de la planta hidroeléctrica de Sunkoshi se colocó una tubería sobre la pared lateral (0,4 m sobre el nivel del agua) y también se colocó una tubería en el embalse de la central hidroeléctrica Sunkoshi sobre el área de la compuerta flotante (1,2 m sobre el nivel del agua). La salida de la tubería se mantuvo cerca del conducto de descarga de sedimentos en la cámara de sedimentación de la pequeña central hidroeléctrica de Sunkoshi y en el cuenco amortiguador del vertedero de la presa en la planta hidroeléctrica Sunkoshi.



Figura 103. Instalación experimental en la cámara de sedimentación de la pequeña central hidroeléctrica Sunkoshi.

Fuente: Shrestha, 2012.

4.7.1.3 Operación de remoción de sedimentos

Dado que el diseño de la tubería estaba por encima del nivel del agua, el cebado del sistema de tuberías se hizo bombeando agua desde la cámara de sedimentación y desde el embalse. Durante el cebado, la válvula de bola en la salida estaba cerrada; se liberó aire del sistema a través de la válvula de liberación de aire situada en el punto más alto de la tubería. La válvula de retención detuvo el flujo de agua hacia la entrada durante el cebado. Después de que la tubería se llenó satisfactoriamente con agua, la válvula de liberación de aire se cerró; se abrió la válvula aguas abajo y se desarrolló la succión y se llevó a cabo el transporte del sedimento mezclado con agua.



Figura 104. Instalación experimental del embalse de la planta hidroeléctrica Sunkoshi.

Fuente: Shrestha, 2012.

Para este experimento se seleccionó un área con depósitos de sedimentos que constaban de más de un metro de espesor. El nivel de depósito de sedimento se midió manualmente usando un tubo de acero cuadrado de 25 mm (1 pulg) con una placa de 15 cm x 15 cm en el extremo. La medición se realizó antes y después de la descarga del depósito de sedimento como se muestra en la Figura 105. La cabeza de succión (entrada) se bajó lentamente hasta el lecho y se trasladó a diferentes lugares después de que se redujo la concentración de mezcla de sedimentos en la tubería de salida. Todos los movimientos de entrada se realizaron manualmente. El sedimento mezclado con agua se recogió en un tambor de 200 litros para medir la descarga como se muestra en la Figura 105.



Figura 105. Medición del nivel de deposición de sedimentos, descarga y reubicación de la cabeza de succión.

Fuente: Shrestha, 2012.

Cuando la cabeza de succión y los tubos de transporte estaban bloqueados, como se aprecia en la Figura 106, se despejaron levantando la cabeza de succión desde el depósito de sedimento. Esto se hizo pasando agua clara del embalse e inyectándola en el tubo usando la bomba. Si no funcionaba, se llevaba la cabeza de succión a la superficie del agua para

verificar si estaba bloqueada por los desechos, como se aprecia en la Figura 107 y, después de retirar el material de bloqueo, se reanudó el trabajo.



Figura 106. Flujo de salida a) después del cebado, b) flujo normal y c) flujo obstruido.
Fuente: Shrestha, 2012.



Figura 107. Crecimiento denso de maleza en el embalse y el escombro que atrapa en la placa de la válvula.
Fuente: Shrestha, 2012.

El transporte hidráulico de sedimentos se realizó suministrando y no suministrando agua extra clara a diferentes anchos de apertura de la entrada (espacio entre los tubos interno y externo en la entrada de la cabeza de succión). La cabeza disponible para la sedimentación de sedimentos en la cuenca de sedimentación de la pequeña planta hidroeléctrica Sunkoshi fue de 3,8 m para aguas abajo y 3,0 m para aguas arriba y 3,1 m en el embalse de la central hidroeléctrica Sunkoshi.

El embalse de la planta hidroeléctrica de Sunkoshi se utiliza durante la estación seca (invierno) cuando existe una concentración muy baja de sedimentos en el río. Durante la estación húmeda (monzón), las puertas de entrada del embalse se cierran para detener el acceso de agua cargada de sedimentos. Dado que el embalse se encuentra justo arriba de la cámara de presión y sólo se utiliza durante la estación seca, la tasa de sedimentación anual en el embalse es baja. El sedimento no fue extraído por mucho tiempo y, por lo tanto, el sedimento se acumuló año tras año. Alrededor del 20% del volumen del embalse ya estaba lleno de sedimento. Se encontró que el depósito de sedimentos estaba altamente consolidado con un crecimiento denso de malezas como se aprecia en la Figura 107. Por lo tanto, para evaluar y mejorar el rendimiento de la eliminación de sedimentos de hidrosucción, se realizó una prueba con y sin el sistema de chorro de agua. El chorro de agua se utilizó para remover el depósito sedimentario consolidado. Los chorros a través de los conductos fueron dirigidos

al depósito de sedimentos para romper su cohesión de manera que fuera fácil de transportar a través del sistema de tuberías.

4.7.1.4 Dificultades de la operación

Durante la aplicación del sistema se encontraron las siguientes dificultades:

- La obstrucción de la tubería ocurrió cuando no se suministró agua limpia a la cabeza de succión. Una vez que el tubo de transporte estaba obstruido, la eliminación del sedimento de la tubería era difícil.
- Fue difícil saber si la cabeza de succión estaba colocado verticalmente o no. Al principio, se verificó la verticalidad de la cabeza de succión con la profundidad del agua y la longitud de la cuerda caída. Sin embargo, después de la reubicación de la cabeza de succión, era muy difícil conocer su ubicación exacta.

4.7.1.5 Resultados experimentales

No hubo medición exacta del sedimento eliminado, ya que era difícil tomar mediciones. Por otro lado, se evaluó el rendimiento del sistema de transporte hidráulico de sedimentos basado en el análisis de muestras en el laboratorio. Durante la aplicación del sistema, las muestras se recogieron en botellas para el cálculo de la concentración de sedimentos. Las concentraciones de sedimento eliminado de la cámara de sedimentación se aprecian en la Tabla 39, y las concentraciones de sedimento eliminado del embalse se aprecian en la Tabla 40, donde se aprecia que cuando se usó el chorro de agua se obtuvo una mayor concentración de sedimentos.

Tabla 39. Resumen de la concentración de sedimentos extraída de la cuenca de sedimentación de la pequeña planta hidroeléctrica Sunkoshi.

| N ^o | Fecha de muestreo | Apertura de agua limpia | Concentración total (PPM) | Cabeza (m) | Descarga (l/s) | Velocidad (m/s) |
|----------------|-------------------|-------------------------|---------------------------|------------|----------------|-----------------|
| 1 | 20/07/2009 | Cerrado | 102 600 | 4,5 | 6,06 | 1,37 |
| 2 | 20/07/2009 | Cerrado | 98 100 | 4,5 | 6,25 | 1,42 |
| 3 | 21/07/2009 | Cerrado | 105 000 | 4,5 | 6,06 | 1,37 |
| 4 | 21/07/2009 | 2 cm | 92 000 | 4,5 | 6,45 | 1,46 |
| 5 | 21/07/2009 | 2 cm | 83 100 | 4,5 | 6,67 | 1,57 |
| 6 | 22/07/2009 | 2 cm | 60 900 | 3,75 | 5,56 | 1,26 |
| 7 | 22/07/2009 | 4 cm | 55 800 | 3,75 | 5,71 | 1,29 |
| 8 | 23/07/2009 | 4 cm | 38 500 | 3,75 | 6,06 | 1,37 |
| 9 | 23/07/2009 | 4 cm | 44 700 | 3,75 | 5,88 | 1,33 |

Fuente: Shrestha, 2012.

Como la concentración de sedimentos en el río fue alta durante la aplicación del sistema, la frecuencia de llenado de sedimentos en la cámara de sedimentación fue alta y el sedimento fue lavado cada dos días. Por lo tanto, el sedimento en la cuenca de sedimentación no se consolidó y fue fácil de limpiar sin chorro de agua. La mayor concentración de sedimentos se registró hasta 105 000 PPM cuando se realizó sin alimentar agua limpia, pero la tubería se obstruyó dos veces en un período de 12 horas. No hubo ninguna obstrucción después de que el agua clara fue alimentada, pero la concentración de sedimento se redujo a unos 38 500 PPM.

Tabla 40. Resumen de la concentración de sedimentos extraída de la cámara de sedimentación de la pequeña planta hidroeléctrica Sunkoshi.

| Nº | Fecha de muestreo | Chorro de agua | Concentración total (PPM) | Descarga (l/s) | Velocidad (m/s) |
|----|-------------------|----------------|---------------------------|----------------|-----------------|
| 1 | 24/07/2009 | No | 3 900 | 5,41 | 1,22 |
| 2 | 24/07/2009 | No | 4 700 | 5,41 | 1,22 |
| 3 | 24/07/2009 | No | 12 300 | 5,56 | 1,26 |
| 4 | 24/07/2009 | Si | 23 600 | 5,71 | 1,29 |
| 5 | 24/07/2009 | Si | 24 700 | 5,71 | 1,29 |
| 6 | 24/07/2009 | Si | 28 400 | 5,88 | 1,33 |
| 7 | 22/07/2009 | 4 cm | 55 800 | 3,75 | 5,71 |
| 8 | 23/07/2009 | 4 cm | 38 500 | 3,75 | 6,06 |
| 9 | 23/07/2009 | 4 cm | 44 700 | 3,75 | 5,88 |

Fuente: Shrestha, 2012.

El depósito de sedimentos en el embalse de la planta hidroeléctrica Sunkoshi fue altamente consolidado. Por lo tanto, la prueba se llevó a cabo con y sin sistema de chorro de agua y sin alimentación de agua clara. Las concentraciones encontradas utilizando la cabeza de succión con y sin chorro de agua se registraron como máximo de 28 400 PPM y un mínimo de 3 908 PPM, respectivamente.

4.7.1.6 Problemática

Durante el experimento, la obstrucción de la tubería ocurrió dos veces en las 12 horas de operación cuando no se suministró agua limpia a la cabeza de succión. Esto pudo deberse al hecho de que la concentración de sedimentos era alta en el flujo. Esto demuestra que es importante suministrar agua limpia para equilibrar la capacidad de succión de la cabeza de succión y la capacidad de transporte de la tubería. Esto puede ayudar a evitar la deposición agregando tanta agua clara a la tubería ya que puede transportarla con una concentración óptima de sedimento. No se observó obstrucción después de alimentar agua clara al sistema, pero es obvio que la concentración de sedimentos se redujo considerablemente. Cuando las aberturas en la admisión entre los bloques externo e interno se mantuvieron a 2 cm, la concentración varió de 60 700 a 92 000 PPM. Similarmente, cuando la abertura era 4 cm, la concentración bajó a 44 700 y 55 800 PPM. El atascamiento podría ser evitado por la alimentación de agua clara en la tubería a través de la cabeza de succión. Sin embargo, la separación entre el tubo exterior e interior del cabezal de aspiración necesita ser ajustada para admitir el agua requerida para una capacidad óptima de transporte de agua mezclada de sedimentos.

El depósito de sedimentos en el embalse fue altamente consolidado. El sistema de hidrosucción podría limitarse de 3 900 a 12 300 PPM. Sin embargo, fue posible aumentar el rendimiento hasta 28 400 PPM aplicando el sistema de chorro de agua. El chorro de agua se realizó sólo con una bomba centrífuga de 2 KW, que no es tan significativa. Esto demuestra que se podría lograr una mayor concentración de sedimentos utilizando bombas de chorro de agua de mayor capacidad.

4.8 Sistema de aspersores de sedimentos

Este sistema nació como una propuesta para la descolmatación del embalse Poechos. Para el desarrollo de este apartado me he basado en la información presentada por Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012.

4.8.1 Descripción del sistema de aspersores de sedimentos

El sistema de aspersores de sedimento está basado en el sistema de hidrosucción. Este sistema consiste en la aspiración de sedimento por medio de tuberías de gran alcance. El inicio de la tubería se ubica en las zonas donde se encuentran los sedimentos acumulados y el final se ubica cerca del aliviadero de compuertas, por lo cual al abrir la compuerta en la salida de la tubería se genera una reducción de la presión estática (a cuenta de presión dinámica creada por altas velocidades del escurrimiento de agua por abajo de la compuerta abierta parcialmente). La presión en la entrada de la tubería está dada por el nivel de agua del reservorio. La diferencia de presiones es la que inicia el movimiento de fluido con sedimento en la tubería. La evacuación del sedimento a través de la tubería será por el orificio de las compuertas.

Este sistema no requiere de vaciado del reservorio y no arriesga suministros, por lo tanto podría aplicarse el sistema durante todo el año evacuando pequeñas porciones de sedimento acumulado para poco a poco restablecer el volumen útil.

En la Figura 108, se observa una probable configuración del sistema de aspersores de sedimentos para el embalse Poechos.

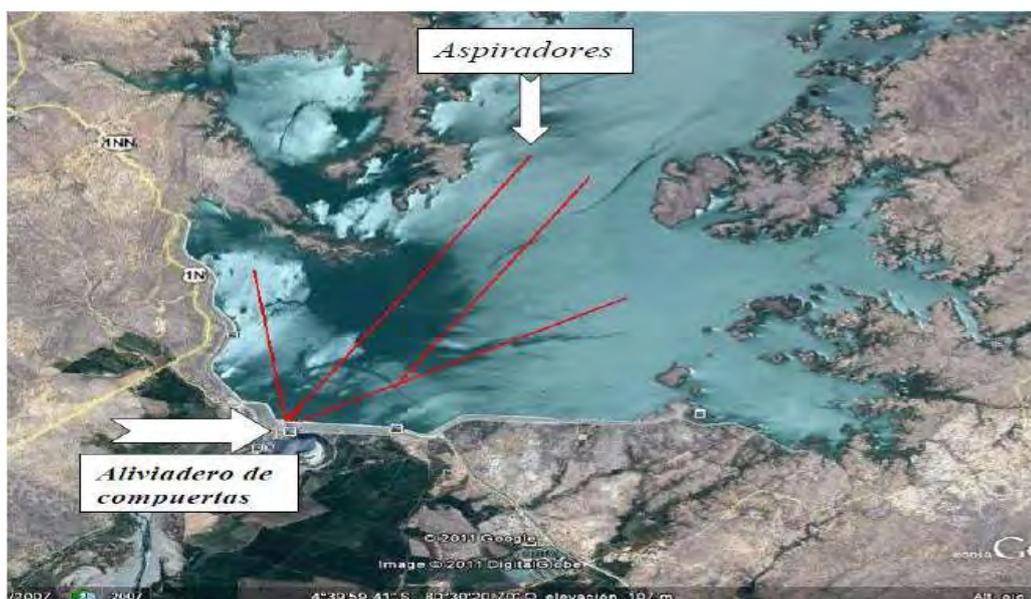


Figura 108. Sistema de aspersores de sedimento en la presa Poechos.
Fuente: Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012.

En el artículo presentado por Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012; se realizó el estudio del sistema de aspersores utilizando un modelo físico hidráulico. Asimismo los resultados obtenidos fueron aplicados al reservorio Poechos, ubicado en el departamento de Piura.

La solución planteada es de naturaleza práctica y cumple con algunas condiciones muy favorables desde el punto de vista de operación.

La idea de los aspersores de sedimento se parece mucho a la idea de aplicación de acción sifónica que, en este caso, también queda descartada por la diferencia de alturas, además de estar en conflicto con el aliviadero de compuertas que facilita otras soluciones menos complicadas.

Con respecto al diseño de los aspersores, estos deben ser capaces de eliminar un determinado diámetro máximo y cantidades de sedimentos, de modo que la acumulación de sedimentos se vaya reduciendo año a año en condiciones de reservorio lleno.

Las grandes velocidades de agua frente a las tres compuertas parcialmente abiertas en la época de avenidas, para niveles de agua en el reservorio cercanos a la cota 100 m.s.n.m. y/o mayores cotas sin necesidad de tratarse de época de avenidas, facilitan diferencias de alturas de presiones entre la entrada al aspirador y su salida de orden de 15 m sin mayor dificultad. Así los conductos aspersores podrán extenderse casi hasta la cola del reservorio al final del proceso que tomaría varios años.

El conducto del aspersores de gran diámetro (se analizó el diámetro de 4 m, pero tendría que conducirse una optimización a la hora de selección definitiva) operaría con velocidades limitadas entre 1,7 y 2,5 m/s manteniéndose, de este modo, baja la disipación de energía.

En resumen, primero se extienden los aspiradores hasta el centroide de masas de sedimento depositado más cercanos al aliviadero de compuertas o a la presa y se controla su funcionamiento mediante aberturas de compuertas. Si se desea extraer sedimento de más puntos se deberá prolongar la tubería del aspirador pudiendo prolongarlo con tuberías elásticas o rígidas. El proceso se repite hasta que la longitud de las tuberías alcanzada corresponda a la máxima caída de presión disponible. De esta manera sencilla se va definiendo el límite máximo de extensión entre los extremos de aspiradores los que a partir de alcanzar máxima longitud estarían recogiendo nuevos aportes de sedimentos depositados directamente.

4.8.2 Modelo hidráulico físico conceptual de los aspersores de sedimentos

Para tener más alcances acerca del sistema de aspersores de sedimento se diseñó un prototipo con escala geométrica 1:40, para una tubería de 400 m de largo y 4 m de diámetro. Con respecto al de diseño de succionador y salida de la tubería frente a compuertas se presentaron las siguientes características: El área más grande de la sección la tiene la boca del succionador respecto a la cual la sección cuadrada aguas abajo la sección circunferencial se relacionan como 1: 0,83: 0,78. De esta manera las velocidades del agua con sedimentos van aumentando lo que garantiza la ausencia de formaciones de depósitos que pudieran inhabilitar la función del aspersor.

En la tubería se mantiene la velocidad constante, aumentando en la salida cuya área se relaciona con la de entrada como 0,6:1. Las mediciones de velocidades dieron como resultado que el inicio de movimiento de sedimento se da con velocidades bajas. En la Figura 109, se aprecia el diagrama de velocidades cerca del fondo, donde se puede apreciar una particularidad, en la zona de captación de sedimentos la tubería tiene un ensanchamiento con la finalidad de captar la mayor cantidad de sedimentos, mientras que en la Figura 110, se observa el diagrama de velocidades frente al succionador.

A pesar que la granulometría del sedimento acumulado se compone principalmente por arenas finas, limos y arcillas será necesario que la terminación del conducto sea flexible en de tal manera que permita el manejo del succionador desde una balsa para asegurar un mayor radio de acción antes de instalar prolongación y avanzar más allá en la limpieza. Es muy probable que en las campañas de evacuación de sedimentos mediante aspiradores (previstos

cuatro) en cada uno se produzcan hasta dos a tres extensiones diarias atendidas por buzos y mecanización ligera de la balsa o una barcaza.

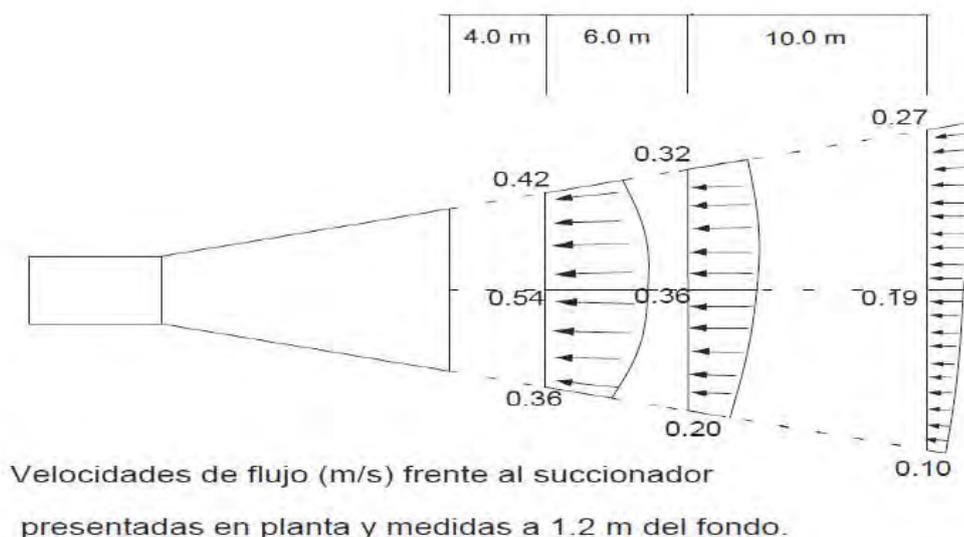
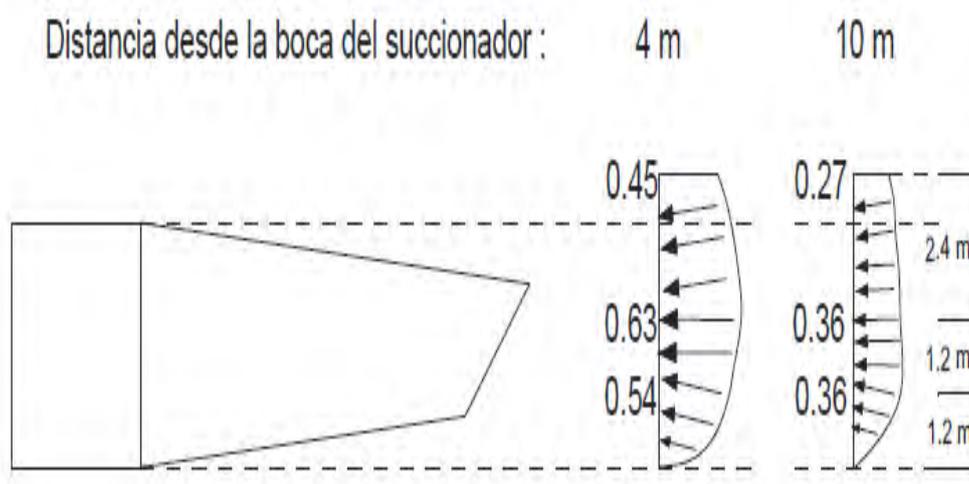


Figura 109. Diagrama de velocidades cerca al fondo.

Fuente: Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012.



Las velocidades señaladas son en m/s y son de prototipo

Figura 110. Velocidades medidas frente al succionador en la vertical.

Fuente: Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012.

4.8.3 Análisis económico del sistema de aspersores de sedimentos

Con respecto al aspecto económico del sistema de aspersores de sedimentos, se ha manejado algunos montos para la presa Poechos, según el análisis hecho por Gencel, Guerrero, & Reyes, 2012.

Para el caso de aliviadero de compuertas de la presa Poechos, cuando hay agua es posible evacuar la cantidad anual de sedimentos retenidos en el reservorio (promedio 13 MMC) en un plazo de diez días aproximadamente considerando existencia de suficientes cantidades de agua (en periodo lluvioso). La inversión estimada alcanza un valor máximo (para alcances a

4 km desde presa y cuatro líneas de aspiradores) y velocidades menores o iguales a 2,5 m/s, no supera \$ 20 000 000 (veinte millones de dólares) aproximadamente un monto seis veces menor que el necesario para elevar la corona de la presa y correspondientes adaptaciones.

La utilidad del proyecto es incomparablemente mayor, por estar en condiciones de reducir la masa de sedimentos presente en el reservorio o mantener un volumen útil fijo durante largos años de la vida de las obras, aunque quedan algunos problemas técnicos menores que se resolverían en marcha del proyecto.

Con respecto a la mano de obra y equipos, es necesario decir que el proyecto debe tener una mano de obra bien equipado y entrenado para hacer funcionar el sistema de evacuación de sedimentos y esto implica un costo adicional de operación y mantenimiento que puede equivaler a un presupuesto de \$ 150 000 al año que en treinta años añadiría un valor total a la inversión de cinco millones de dólares más.

4.8.4 Ventajas y desventajas del sistema de aspersores de sedimentos

4.8.4.1 Ventajas

1. No interfiere con el funcionamiento normal de la presa.
2. Las masas de sedimento evacuado se pueden controlar así como las concentraciones.
3. Puede operar todos los años.
4. El costo es menor que el necesario para elevar la presa, que es una propuesta para aumentar la capacidad del embalse.

4.8.4.2 Desventajas

1. Se necesita de mano de obra calificada y bien equipada.
2. Puede generar un impacto ambiental negativo agua abajo de la presa.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La elección del método más adecuado para descolmatar un embalse, dependerá del tipo del embalse y de las características que este tiene, para lo cual es importante hacer un estudio previo, que contenga información sobre algunos parámetros importantes como son: la forma en que se deposita el sedimento en un embalse, batimetría del embalse, conocer la cantidad de sedimento que almacena el embalse, tasa de sedimentación del embalse, el tamaño y tipo de sedimento que se deposita en el embalse, el lugar exacto donde se concentra la mayor cantidad de sedimento y el posible lugar donde se colocará el sedimento a eliminar, además del impacto ambiental que se puede generar aguas abajo del embalse.
- El método de remoción hidráulica tiene una mayor eficiencia cuando el embalse es más angosto, sin embargo debemos analizar el riesgo de inundación aguas abajo. Este método no puede eliminar el sedimento que se encuentra por debajo de la compuerta de fondo. Tener en cuenta que durante la remoción hidráulica el reservorio estará vacío y quedarían desabastecidos los servicios del agua. La remoción hidráulica se puede aplicar anualmente en un embalse y se deben dar las garantías de que una vez vaciado el embalse se llenará nuevamente en un plazo corto.
- El método de dragado mecánico en el caso de grandes embalses económicamente no sería rentable, porque extraer y eliminar una gran cantidad de sedimentos sería muy costoso. En el caso del embalse Rand Maines, Sudáfrica, donde se eliminó 690 000 m³ de sedimento a un costo de \$ 1.5/m³. Si se eliminan grandes cantidades de sedimento se tendría un costo más alto, como se vio en el caso del embalse Tablachaca, Perú, donde se eliminó 1 200 000 m³ de sedimento a un costo de \$ 15/m³. Esto se justifica ya que al extraer una mayor cantidad de sedimento se requiere de mayor tiempo, mayor uso y transporte de equipos, lo cual eleva el costo. Además el costo del dragado también dependerá de la zona donde se va a dragar, de la ubicación exacta del sedimento a eliminar y del tipo de dragado que se va a utilizar, así por ejemplo usando un sistema de dragado de cuchara tipo almejas se estima un costo de \$ 1.5/m³. Si se usa un sistema de dragado con bomba y cable suspendido se estima un costo de \$ 7.7/m³.
- En el caso de Poechos, se tienen un volumen de sedimentos de 479,4 MMC, que es un volumen muy grande. Extraer el sedimento fuera del embalse y buscar un sitio donde depositarlo es un problema porque, si bien es cierto dejarlo cerca ahorraría en transporte, podría ser inútil si el material es nuevamente arrastrado al embalse. Tomando como base el costo de la aplicación de dragado en el embalse Tablachaca, se tiene que el dragado de 1 m³ cuesta \$ 15; entonces en Poechos se tendría, que para dragar 479,4 MMC, se estima un costo de \$ 7 200 millones.

- Para el sistema de hidrosucción y aspersores de sedimento, la tubería en la parte de la captación de sedimentos debe ser más amplia, con la finalidad de captar la mayor cantidad de sedimentos. En la entrada de la tubería el flujo, agua y sedimento, tendrá una mayor velocidad. Este método es aplicable para cualquier tipo de embalse, además no afecta el funcionamiento del embalse.
- Para tratar de evitar o minimizar el problema de sedimentación en embalses, se recomienda investigar los métodos de prevención de colmatación de embalses, como son: el manejo de cuencas, que consiste en hacer una reforestación de la cuenca que rodea el embalse, o también se podría utilizar una estabilización de suelos y taludes con la finalidad de reducir la erosión en la cuenca que genera la colmatación de embalses.
- Con respecto a algunos embalses en el Perú, en función a las estructuras hidráulicas actuales, se recomienda los siguientes métodos de descolmatación:
 - El embalse Poechos, debido a su gran tamaño, forma y cantidad de sedimentos acumulados, la metodología de descolmatación que se recomienda sería la remoción hidráulica; y como segunda opción sería la hidrosucción. La aplicación del sistema de dragado mecánico sería factible aunque tendría un costo elevado.
 - El embalse Gallito Ciego, la presa tiene una estructura hidráulica que no permite la aplicación de la remoción hidráulica, debido a la geometría de la salida de la compuerta de fondo. Los cambios de pendiente provocarían que el sedimento se acumule en la tubería de salida impidiendo la evacuación de estos, por lo tanto se tendrían que aplicar los otros métodos, como el dragado e hidrosucción.
 - El embalse Tinajones, la presa tiene compuertas de fondo que cumplen la función principal de captación de agua para el canal de riego, por lo cual no se podría aplicar la remoción hidráulica. De aplicarse este método afectaría la tubería de las compuertas de fondo por la alta abrasión. Los posibles métodos son el dragado y la hidrosucción.
 - El embalse San Lorenzo, presenta la misma configuración de compuertas de fondo que Tinajones, por lo tanto no se podría aplicar la remoción hidráulica, quedando la opción de dragado e hidrosucción.
 - El embalse Pillones, tiene compuertas de fondo, lo cual podría permitir la aplicación de la remoción hidráulica, además se podría aplicar el dragado y la hidrosucción.
- Con la aplicación del método de hidrosucción en la presa Cirato, Cajamarca; se demostró que el sistema fue efectivo para limpiar dicho embalse. Se recomienda ampliar la aplicación de este método a otros embalses, tomando datos de velocidades, concentración de sedimentos, presión de tubería, costos, etc. Se recomienda de acuerdo a estudios experimentales, que la velocidad en la tubería de succión no supere los 2 m/s, si fuese mayor podría acelerar el proceso de abrasión o desgaste de la tubería.
- Si se tiene un embalse con sedimento muy consolidado, se recomienda usar el dragado mecánico, ya que este método al usar palas, cucharas o cangilones es capaz de remover dicho sedimento.
- Para la aplicación de los sistemas de hidrosucción y aspersores de sedimento es recomendable que por lo menos haya una salida con ubicación y elevación que se encuentre por debajo de los niveles normales de operación del agua, es decir, la salida de los sedimentos deberá de estar ubicada en un nivel menor que la superficie del agua del embalse.

BIBLIOGRAFÍA

Autoridad Nacional del Agua (2012). *Informe*. Las presas en el Perú.

Autoridad Nacional del Agua (2015). *Recuperado el 15 de Julio de 2015, de <http://www.ana.gob.pe>*

Atkinson, E. (1996). *The feasibility of flushing sediment from reservoir*.

Barragán, M. (2000). *Remoción de sedimentos en embalses con la ayuda de la modelación física*. Tesis de Maestría en Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Bureau of Reclamation (2007). *Diseño de Pequeñas Presas*. (Traducción de la 3ª Edición Americana actualizada y ampliada por Martínez Marín, E., Batanero, P., Martínez, I., Martínez Olmos, E., González, E.).

Carrión, R. (2004). *Análisis de los efectos del fenómeno el niño en el año 1998 en la presa los ejidos*. Tesis de grado en Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

Escalante, R. (2014). *Ingeniería de dragado*, Tesis de grado en Ingeniería Portuaria. Escuela de Graduados en Ingeniería Portuaria. Universidad de Buenos Aires. Facultad de Ingeniería. Departamento de Transporte. Buenos Aires, Argentina.

Enriquez, J. (2016). *Estado hidrológico, hidráulico y sedimentológico de los embalses en la región Piura*. Tesis de grado de Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

García, M., & Maza, J. (1996). *Manual de Ingeniería de Ríos. Cap.10. Transporte de Sedimentos*. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

García, M., & Maza, J. (1998). *Manual de Ingeniería de Ríos. Cap. 7. Origen y Propiedades de los Sedimentos*. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

García, S. (2005). *Estudio teórico y experimental de la remoción hidráulica de sedimentos en un embalse*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Gencel, Z., Guerrero, L., & Reyes, J. (2012). *Evacuación de sedimentos de los reservorios sin afectar el llenado de su volumen útil*. XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. San José, Costa Rica.

Gracia, J. (1997). *Manual de Ingeniería de Ríos. Cap.18. Sedimentación de embalses*. Instituto de Ingeniería. UNAM, México.

Guerra, M. (2004). *Sistema de hidrosucción de sedimentos*. Tesis de grado de Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

Junta de Usuarios del Sector Hidráulico San Lorenzo (2014). <http://www.jusanlorenzo.org.pe/web/>

Hidráulica & Oceanografía Ingenieros Consultores S.A (2013). *Estudio de Batimetría en embalse Gallito Ciego*.

Hotchkiss, R., Huang, X. (1995). Hydrosuction Sediment Removal System. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 121, núm. 6, pp 479-489.

Morris, G., & Fan, J. (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook*. Nueva York: Mc Graw Hill.

Ortego, L. (2003). *Técnicas de dragado en ingeniería marítima*. Tesis de grado de Ingeniería Naval, Marítima y Náutica. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Paredes, R. (18 de 06 de 2015). Dragado de embalse Tablachaca. (S. Calle, Entrevistador)

Proyecto Especial Chira-Piura. (2015). Recuperado el 15 de Julio de 2015, de <http://www.chirapiura.gob.pe>

Proyecto Especial Jequetepeque-Zaña (2013). <http://www.pejeza.gob.pe>

Reyes, J. (2014). *Curso. Diseño de Obras Hidráulicas. Cap. Hidrosucción*. Universidad de Piura. Piura, Perú.

Ríos, J. (2004). *Influencia del proceso de acorazamiento en el arrastre de sedimentos*. Tesis de grado de Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.

Rocha, A. (2006). *La problemática de la sedimentación de embalses en el aprovechamiento de los ríos peruanos, aplicada al embalse de poechos*. I Congreso Internacional de Hidráulica, Hidrología, Saneamiento y Medio Ambiente. Lima, Perú.

Sanchez, E. (2014). *Análisis de métodos para la limpieza hidráulica de sedimentos desde embalses*. Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática. Carrera de Ingeniería Civil. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.

Sedicon (2008). *Boletín informativo*. Embalse Nagoro, Japón.

Sedicon (2012). *Boletín informativo*. Embalse central Doña Julia, Costa Rica.

Sedicon (2015). *Boletín informativo*. Embalse Malana, India.

Shrestha, H. (2012). *Application of Hydrosuction Sediment Removal System (HSRS)*. People & Environment Development Association (PEEDA), Kathmandu, Nepal.

Sloff, C. (1997). *Sedimentation in reservoir*. Civil Engineering Department, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.