

CI 71J –TRANSPORTE HIDRÁULICO DE SÓLIDOS

Prof. ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS

El material que se presenta a continuación corresponde a la revisión bibliográfica de la tesis de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, mención Recursos y Medio Ambiente Hídrico “Estudio experimental de obras de protección contra aluviones” de Santiago Montserrat (2005)

Para flujos geofísicos, donde H sobrepasa generalmente el metro de altura y L por lo general sobrepasa las centenas de metros, los valores típicos de ε y N_R están en los rangos $\varepsilon < 0,01$ y $N_R > 10^6$, respectivamente. Valores de $N_P \ll 1$ son aplicables a la mayoría de los flujos geofísicos lo que indica que si se desarrollan altos valores de la presión de poros, ésta persiste por mucho más tiempo que la escala de movimiento del flujo (Iverson y Denlinger, 2001).

Comúnmente los flujos geofísicos presentan altos valores de N_R pero bajos valores de N_P , indicando que las fuerzas debidas a la viscosidad son despreciables pero los efectos de la presión de poros no. Estas condiciones son imposibles de representar en experimentos en miniatura ya que N_R decrece pero N_P crece a medida que el tamaño del flujo disminuye (Denlinger e Iverson, 2001).

Dada la gran dificultad que presenta el escalamiento de flujos detríticos a experimentos de laboratorio, se puede concluir que es imposible representar todas las variables relevantes del flujo en un experimento a escala. De esta manera, será necesario estudiar caso a caso las variables que se quieran analizar de manera de determinar escalas adecuadas capaces de representar de buena forma el fenómeno que se quiere estudiar. Así, se deberá contar con varias instalaciones para escalar adecuadamente las distintas interacciones que ocurren en un mismo flujo detrítico, como así también otras nunca quedarán bien representadas.

A pesar de que el número de Bagnold es el número adimensional más clásico para definir el comportamiento de flujos detríticos, queda de manifiesto que esta clasificación no es suficiente y se debe recurrir a otros adimensionales para su correcta definición. Así, el número de Savage, N_P y N_R , entre otros, han adquirido cada vez más relevancia en la clasificación de estos flujos. Además otros parámetros no presentados en esta tesis podrían ser igual o más relevantes dependiendo de las características del flujo y del problema particular que se desee estudiar.

2.3 OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA ALUVIONES

2.3.1 Antecedentes Generales

La dinámica de flujos detríticos es un área de la hidráulica fluvial relativamente nueva; sin embargo, el problema sobre defensas contra estos flujos es bastante antiguo, y por varias décadas diversos tipos de estructuras han sido desarrollados y construidos alrededor del mundo. La primera ley que hace mención sobre la protección y construcción de obras de defensas aluvionales se remonta a 1897, y corresponde a la "Sabo Law" en Japón (Seminara y Tubino, 1993). En general, no existe una base científica sólida que respalde el diseño de obras de protección contra aluviones, por lo que frecuentemente éstas han sido diseñadas en base a la experiencia personal. Sin embargo tales obras se han ido desarrollando y

mejorando junto con las distintas técnicas de construcción y conocimiento del fenómeno (Armanini et al., 1991; Armanini, 1997; Fiebiger, 1997).

El problema de control aluvional consiste esencialmente en controlar grandes cantidades de sedimentos, arrastrados durante crecidas intensas y de corta duración. En cauces de montaña los sedimentos pueden ser arrastrados mediante un transporte dinámico, debido principalmente a las fuerzas de arrastre del flujo, o como un flujo de sedimentos gravitacional (flujos detríticos o de barro). Lo anterior depende de la morfología del lugar (en particular la pendiente del lecho), de la concentración y características de los sedimentos (distribución granulométrica y composición), de las características de la fuente de sedimentos y la posibilidad de obstrucciones temporales del cauce (Armanini et al., 1991).

En el pasado, las estrategias de prevención eran basadas en la construcción de presas muy altas (para atrapar más sedimentos) y resistentes (con el fin de resistir las fuerzas de impacto). En lo posible estas estructuras eran ubicadas al final de las zonas de depositación natural de los flujos, por su menor pendiente y mayor capacidad de retención (áreas más extensas). Sin embargo, rápidamente se observó que las áreas destinadas para los depósitos eran llenadas en cortos períodos de tiempo perdiéndose la función principal de la presa. Los grandes depósitos originados tras la construcción de estas presas eran llenados por el arrastre ordinario del cauce, disminuyendo su capacidad de retención y efectividad ante la ocurrencia de posibles aluviones. Además la detención y depositación permanente de los sedimentos aguas arriba de la presa, debido a la construcción de ésta, produce un gran desbalance en el aporte de sedimentos hacia aguas abajo (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 1997).

Gradualmente se estableció que el objetivo central del control aluvional no debiera ser detener todo el sedimento transportado, sino sólo la fracción causante de los desastres, estos es: flujos detríticos y transporte de fondo durante grandes crecidas, e incluso durante estos eventos, solo la fracción más grande de los sedimentos arrastrados. Flujos menores deben transitar libremente a través de las estructuras llevando la cantidad de sedimentos correspondiente a la capacidad de transporte del torrente (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 1997). Los dos tipos de soluciones expuestas son generalmente diferenciadas en la literatura como soluciones permeables e impermeables.

Una variedad de soluciones han sido desarrolladas para satisfacer diferentes requerimientos, tales como prevenir flujos o controlar su generación, movimiento y depositación del material sólido. Muchas de estas soluciones han sido probadas arrojando resultados satisfactorios. Pruebas en terreno de nuevos diseños de obras se encuentran en progreso, junto con algunos aspectos que aún se deben desarrollar como el diseño, construcción y mantenimiento (Okubo et al., 1997).

Okubo et al. (1997), clasifican a los métodos de defensa de aluviones en “*hardware*” (controlan la erosión) y “*software*” (sistemas de alarma, evacuación, y regulación de terrenos). Estos métodos son combinados para producir sistemas de

prevención efectivos y disminución de los daños producidos por la ocurrencia de flujos detríticos.

En 1993, Imai presentó una clasificación similar sobre métodos de defensa contra aluviones, denominando “*hard measures*” a acciones directas contra el flujo detrítico mediante la instalación de soluciones estructurales que tienen el rol de disminuir la cuantía del flujo, aplanando el hidrograma asociado, y “*soft measures*” a acciones indirectas como instalación de sistemas de alerta y evacuación, monitoreo, etc.

Por su parte, Armanini (1997) divide las estructuras de protección contra aluviones en dos categorías: estructuras activas y estructuras pasivas. Las estructuras activas están generalmente diseñadas para aumentar la estabilidad de los depósitos del lecho. Estos se basan en sistemas de drenajes capaces de reducir el contenido de agua en los depósitos, en forestación y consolidación de pendientes mediante la utilización de estructuras. Las estructuras pasivas son usualmente estructuras que se introducen en el torrente de manera de controlar el flujo de detritos. Los criterios de diseño para este tipo de estructuras son escasos, pero también, las condiciones en que éstas trabajan son generalmente inciertas.

Una clasificación de la prevención de ocurrencia de flujos detríticos, consistente en prevención pasiva y activa, es la utilizada por Fiebiger (1997). Sin embargo, Fiebiger se refiere a los métodos indirectos y directos respectivamente, asemejándose de este modo más a la clasificación realizada por Okubo et al. e Imai que a la realizada por Armanini.

Un flujo detrítico consta de tres procesos: iniciación, flujo y depositación (Shimokawa, 1997). VanDine (1996) divide a los ríos o canales, relacionados con la ocurrencia de flujos detríticos, en tres zonas: iniciación; transporte y erosión; y depositación. Para que se inicie un flujo detrítico se requiere pendientes mayores a 25° (47%); la zona de transporte y erosión generalmente requiere de pendientes mayores a 15° (27%); una depositación parcial generalmente ocurre en pendientes menores a 15° (27%); la depositación final ocurre cuando la pendiente se hace menor a 10° (18 %).

Distintas soluciones son adoptadas para prevenir o controlar el flujo en cada una de sus etapas. Estructuras de control de aluviones son usualmente introducidas a lo largo del cauce con diferentes propósitos: reducir la velocidad del flujo, reducir la capacidad de erosión, reducir la descarga, cambiar la dirección del flujo, prevenir su iniciación, etc. (Armanini, 1997; Fiebiger, 1997). Okubo et al. (1997) clasifica las soluciones de defensas contra aluviones en:

- a) Trabajos para restringir la ocurrencia de flujos detríticos
- b) Obras de almacenamiento
- c) Obras controladoras de dirección del flujo
- d) Diques desviadores del flujo

- e) Zonas boscosas de dispersión
- f) Obras de depositación

A su vez el autor plantea que en general es necesario utilizar una combinación de estas soluciones, dado que usualmente una única solución resulta insuficiente. El tamaño de la solución global y la estrategia utilizada variará de acuerdo a las condiciones topográficas locales, factibilidad de construcción, costo, importancia de la cuenca, etc.

Según Fiebiger (1997), las estructuras de protección contra aluviones están principalmente divididas en tres grupos:

- Estructuras de disipación de energía
- Sistemas de presas
- Sistemas de conducción y/o desviación

El mismo Fiebiger describe a las estructuras de disipación de energía como estructuras que se caracterizan por su función de disminuir el máximo nivel de energía del aluvión mediante un cambio de energía particular. En general se trata de presas o estructuras impermeables que reducen la máxima velocidad del flujo detrítico y en consecuencia reducen la máxima energía asociada. Además Fiebiger plantea que la función deseada puede ser lograda en dos formas: la primera consiste en construir estructuras masivas y la segunda es una combinación con presas selectivas ("*sorting dams*") para disminuir la energía de impacto. También menciona estructuras de disipación de energía capaces de acumular y seleccionar el material, como también obras de depositación.

En cuanto a los sistemas de presas, Fiebiger (1997) menciona que las principales funciones de una presa, dentro de un sistema de éstas son:

- Estabilización: Fijar el lecho de manera de prevenir o detener la erosión profunda
- Consolidación: Elevar el lecho del torrente de manera de prevenir deslizamientos o el origen de un aluvión
- Separación: Filtrar, graduar o retener material del lecho durante la ocurrencia de un aluvión. El material retenido, podría ser tanto rocas de gran tamaño como palos o troncos arrastrados
- Retención: Almacenamiento y depositación
- Dosificación: Dividir grandes volúmenes en pequeños aportes

Los sistemas de conducción y/o desviación cumplen con la misma clasificación y objetivos que los planteados por Okubo et al (1997).

En general, las distintas obras utilizadas en el control de flujos detríticos corresponden a tipos de presas, permeables o impermeables, construidas en hormigón, fierro o ambos. Unas de las más simples corresponden a presas

gravitacionales hechas de hormigón. Estas tienen la desventaja de llenarse con sedimento arrastrado por pequeñas descargas antes de la ocurrencia de un aluvión. Para hacer frente a esta desventaja, una serie de presas abiertas o permeables han sido desarrolladas. Presas de hormigón ranuradas y pantallas construidas mediante tubos de acero o enrejados son actualmente las de mayor uso (Mizuyama, 1993). Revisiones extensas sobre este tipo de estructuras son las realizadas por Armanini et al. (1991) y Okubo et al. (1997).

2.3.2 Criterios de Diseño para la Construcción de Soluciones Estructurales

El concepto de evento de diseño en el caso de flujos detríticos es análogo al de crecida de diseño en hidrología, sin embargo los pocos datos disponibles no permiten una evaluación de períodos de retorno. Hungr et al. (1984) definen el evento de diseño como el flujo detrítico más grande y rápido que puede ocurrir durante la vida de la estructura en consideración. Algunas de estas metodologías son presentadas más adelante.

Debido a que no existen criterios de diseño aceptados universalmente para la construcción de obras de protección contra aluviones, los diseños se encuentran muy relacionados con las características propias del lugar que se desea proteger y con las características físicas del flujo, por esto, cada diseño se convierte en un diseño particular.

Sin embargo, a pesar de la particularidad de cada uno de los diseños, existen pautas desarrolladas en países donde el problema de los flujos detríticos viene siendo estudiado desde hace ya bastante tiempo. Estas metodologías pueden servir para orientar el diseño de este tipo de soluciones. La División de Control de Erosión (Sabo), perteneciente al Instituto de Investigación de Obras Públicas de Japón (1988), generó un documento destinado a fijar estándares técnicos para el diseño de obras de control y mitigación de flujos de detritos y de barro (Ayala 1996). También en Canadá, en el estado de British Columbia, se han desarrollado estudios con el fin de determinar ciertos criterios de diseño para abordar la construcción de una serie de obras de protección y así asegurar su funcionamiento y optimizar su tamaño (Hungr et al., 1984; VanDine, 1996).

Cuando se diseñan obras para el control de flujos detríticos muchos parámetros deben ser considerados, incluyendo los asociados con los efectos del flujo sobre el terreno o zona de depositación como también los del terreno propiamente tal (VanDine, 1996). Los parámetros más importantes y necesarios para un correcto diseño son los del tipo cinemático: velocidad del flujo detrítico, máxima descarga o hidrograma y volumen de material arrastrado (Armanini, 1997). Si bien las variables de diseño presentadas anteriormente son de real importancia para el diseño de las obras, otros autores proponen algunas más, para así lograr una mejor caracterización del fenómeno. Por ejemplo Hungr et al. (1984) sugieren

incorporar como variables de diseño, el volumen de material de detritos acarreado, la frecuencia del evento, el caudal máximo, la velocidad media de la corriente, las condiciones que determinan la depositación de la masa líquido – sólida, la distancia recorrida hasta depositarse, el comportamiento y trepamiento del flujo en curvas y barreras de contención, y el empuje dinámico y cargas de impacto sobre este tipo de barreras (Ayala, 1996).

El Ministerio de la Construcción de Japón plantea que en principio cada torrente a ser controlado debe ser estudiado en forma específica, con sus obras y plan de acción particular, para lo cual debe estimarse el volumen de los sedimentos a manejar, el caudal máximo del flujo de detritos, la velocidad y profundidad de la corriente y tener además una buena estimación de la densidad de la masa movilizadora (Ayala, 1996).

Consideraciones de diseño asociadas con las características del flujo incluyen (VanDine, 1996):

- a) frecuencia de los eventos
- b) volumen de diseño o magnitud
- c) caudal máximo y altura de escurrimiento
- d) tamaño de los sedimentos y distribución granulométrica
- e) encauzamiento
- f) depositación y distancia recorrida por la masa detrítica
- g) fuerzas de impacto
- h) sobre elevación y trepamiento (run-up)
- i) ángulo de depositación

Dentro de las características relevantes relacionadas con el terreno donde se desarrolla el flujo detrítico se encuentra (VanDine, 1996):

- a) tamaño de la cuenca
- b) pendiente
- c) geometría
- d) morfología
- e) existencia y locación de estructuras artificiales

2.3.2.1 Frecuencia de los eventos

La ocurrencia de eventos aluvionales no solo depende de la intensidad de las precipitaciones o del caudal de descarga de los cauces, sino que además son afectados por: condiciones climáticas locales, antecedentes de precipitaciones y caída de nieve, características del cauce, existencia de material para ser removido, y una gran variedad de mecanismos de desencadenamiento (VanDine, 1996).

En la región de British Columbia (Canadá), los flujos detríticos son desencadenados principalmente por celdas de precipitación concentradas que ocurren en tormentas de frecuencia relativamente bajas, entre 2 y 5 años de periodo de retorno, combinado con el derretimiento de nieves. A pesar de que en Chile el mecanismo de desencadenamiento de estos flujos es similar, éstos se vinculan con tormentas de periodos de retorno de décadas o siglos, y tormentas más cálidas que generan precipitación líquida a gran altura. Estudios realizados tanto en Chile como en Canadá, además de los antecedentes presentados por VanDine (1996), demuestran que no siempre la frecuencia de una lluvia se relaciona con la frecuencia de un flujo detrítico y que este parámetro resulta difícil de estimar ya que los registros son relativamente cortos (Hungry et al., 1984; Ayala, 1996).

Hay que tener en cuenta que en Europa se han registrado periodos de inactividad aluvional de hasta 200 años. En este contexto se debe distinguir entre cauces rocosos que requieren una acumulación gradual de detritos entre un evento y otro, en contraste con cauces aluviales donde el material puede ser movilizado apenas el caudal líquido supera un umbral relativamente menor. Ejemplos como los flujos de detritos en Coyhaique y Antofagasta (Chile) revelan situaciones donde la frecuencia de estos eventos es mayor (Hungry et al., 1984; Ayala, 1996).

Más que concentrarse en asignar una probabilidad de ocurrencia absoluta, VanDine (1996) afirma que es más común asignar una probabilidad de ocurrencia relativa para un número de cauces en una región geográfica particular. Factores que deben ser considerados incluyen la frecuencia de eventos pasados y las características de drenaje de la cuenca, cauces, y conos de deyección, todas éstas comparadas con las características presentes en eventos anteriores.

2.3.2.2 Volumen de diseño

El volumen de diseño se define como el límite superior de sedimentos que pueden ser movilizados en forma razonable por un evento único y que finalmente alcanzan el cono de deyección. Éste depende de la disponibilidad de detritos en el lecho del cauce, además de cualquier material adicional proveniente de las laderas durante el evento. El volumen estimado debe estar de acuerdo con volúmenes registrados en eventos anteriores en ese cauce particular (VanDine, 1996).

Antecedentes provenientes de observaciones realizadas en zonas montañosas costeras de British Columbia en Canadá y estimaciones realizadas en Chile, indican que la magnitud de cada evento varía ampliamente según el área de drenaje, pendiente media, condiciones geológicas del área y clima (Hungry et al., 1984; Ayala 1996). Además se debe considerar factores como ancho del cauce, distribución y tamaño de los sedimentos, profundidad potencial de erosión y estabilidad de las laderas. Muchos de estos factores son utilizados por distintas fórmulas elaboradas para el cálculo de volúmenes de diseño (VanDine, 1996).

Según Hungr et al. (1984) muchos autores relacionan el volumen de diseño de flujos detríticos con el volumen de crecida de la tormenta. No obstante, dado que muchos de los flujos detríticos son acompañados de grandes inundaciones y generados por suelos superficiales altamente saturados, resulta más lógico basar la predicción del volumen de diseño en un balance de la disponibilidad de detritos antes que en la disponibilidad de agua.

Como una primera aproximación, la magnitud del evento puede ser correlacionada con el área de la cuenca aportante estimando el grado de productividad de la cuenca (m^3/Km^2). Este parámetro debiese ser una constante para cuencas de distintos tamaños pero de características topográficas, geológicas, climáticas y condiciones hidrológicas similares. Sin embargo datos obtenidos en una pequeña zona correspondiente a la zona costera de British Columbia, indican que la productividad de las cuencas varía hasta 6 veces entre una cuenca y otra, por lo que sólo sirve como una estimación preliminar. Un enfoque diferente es reconocer que la mayor cantidad de los sedimentos arrastrados provienen de la erosión del lecho y de sus laderas inmediatas. De esta manera el volumen del aluvión debiese ser proporcional al largo del cauce. Esta constante de proporcionalidad se denomina productividad del cauce (m^3/m) y varía hasta 3 veces entre una cuenca y otra para los mismos datos de volumen calculados en British Columbia (Hungr et al., 1984).

En British Columbia el método de la constante de productividad del cauce ha sido la técnica más utilizada para estimar los volúmenes de diseño. El volumen obtenido puede ser ajustado para reflejar características específicas del cauce y volúmenes estimados en eventos pasados. Hungr et al. (1984) describe esta técnica de cálculo en detalle y sus modificaciones (VanDine, 1996).

El ministerio de la construcción de Japón plantea que el volumen de sedimentos a considerar en el diseño debe ser determinado sobre la base de mapas topográficos, levantamientos de terreno y registro de corrientes ocurridas en el pasado. Este volumen debe calcularse como el menor valor entre el volumen de sedimento susceptible de ser transportado por una corriente de detritos de una magnitud prefijada y el sedimento movilizable de la cuenca. Este último volumen puede estimarse como la suma del material depositado en el cauce y el sedimento que puede caer en él proveniente de la cuenca. Cuando el espesor de depósitos en el lecho es grande, se propone acotarlo a 5 m, en atención a que la experiencia Japonesa demuestra que la profundidad de socavación en varios torrentes varía entre 2 y 3 m (Ayala, 1996)

2.3.2.3 Caudal máximo y altura de escurrimiento

Un flujo detrítico presenta características no estacionarias y pulsantes. Muchos autores que han observado el movimiento de flujos detríticos describen los frentes de ondas como un lóbulo frontal seguido por un flujo más uniforme constituido por sedimento más fino en concentraciones gradualmente decrecientes hasta

transformarse en un flujo diluido y turbulento. El caudal máximo ocurre inmediatamente después del paso del frente y es de corta duración (Hung et al., 1984; Ayala, 1996, VanDine, 1996).

El caudal de un flujo detrítico depende de las características locales del cauce y de la velocidad del flujo. La velocidad es determinada por la pendiente y geometría del canal y por la viscosidad y peso específico de la mezcla. Para una geometría dada, el caudal y velocidad determinan la altura del escurrimiento (VanDine, 1996).

Hung et al. (1984) revisaron una serie de metodologías para estimar el caudal de flujos detríticos. Para 7 eventos importantes ocurridos en British Columbia, se correlacionó el caudal máximo con el volumen total de detritos transportado en cada evento y se recomendó utilizar para el diseño el límite superior de estos datos a pesar de existir una gran dispersión entre ellos (Fig. 2.7) (VanDine, 1996).

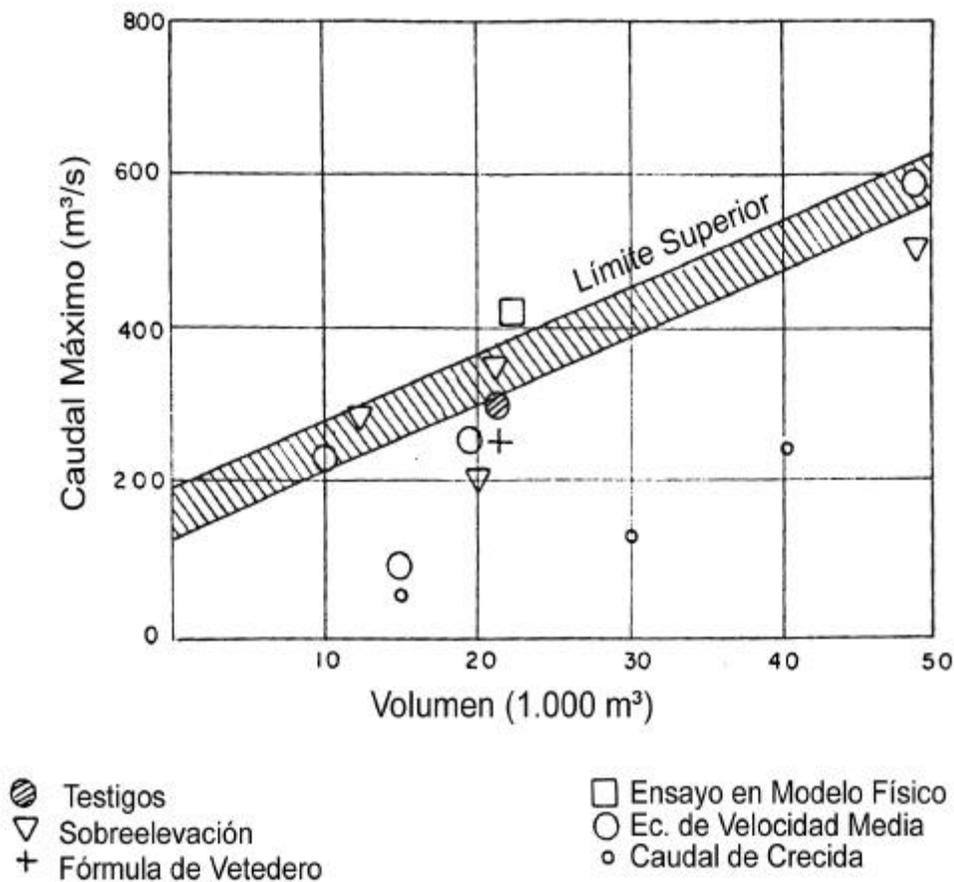


Fig. 2.7 Relación entre caudal máximo y volumen de sedimentos arrastrados por el flujo (Ayala, 1996; VanDine, 1996).

En Japón, los esfuerzos se han centrado en correlacionar el caudal de flujos detríticos con el de crecidas líquidas, sin embargo, este método no ha sido calibrado en British Columbia (VanDine, 1996). No obstante, y a pesar de la gran cantidad de metodologías existentes para estimar el caudal máximo de flujos detríticos, la más utilizada corresponde a la metodología propuesta por Takahashi (1978, 1981), la cual liga el caudal máximo del flujo detrítico con el caudal máximo líquido de la descarga (Armanini et al., 2000). El Gobierno de Japón (Ministerio de la Construcción) propone este método para flujos detríticos donde el material proviene principalmente de la erosión del lecho (Ayala, 1996).

Takahashi (1978, 1981) determina el caudal máximo de la corriente de detritos mediante la siguiente expresión (Armanini et al., 2000):

$$Q_d = Q_0 P = Q_0 \frac{C^*}{C^* - C_d} \quad (2.18)$$

Donde Q_d representa el caudal máximo del flujo detrítico, Q_0 el caudal máximo líquido, P corresponde a un coeficiente de amplificación, C_d la concentración volumétrica de sólidos y C^* la concentración máxima de los sólidos (o concentración de empaquetamiento). Generalmente C^* toma valores del orden del 65%. C_d puede ser estimada como sigue:

$$C_d = \frac{r}{r_s - r} \frac{\tan a}{(\tan f - \tan a)} \quad (2.19)$$

Donde a corresponde al ángulo de inclinación del lecho, y f al ángulo de fricción interna del material depositado (entre 30° y 40°) (Ayala, 1996; Armanini et al., 2000). C_d es denominada por Takahashi (1981) como la concentración de equilibrio del flujo, la cual se alcanza en condiciones estacionarias. Resultados obtenidos mediante esta ecuación muestran una buena correlación con datos experimentales (Takahashi, 1981).

Sin embargo, la metodología propuesta por Takahashi no considera la no uniformidad de la cuenca ni de los sedimentos, factores que frecuentemente son responsables de la intermitencia de la descarga. Este efecto, que se hace más evidente en pendientes suaves, es muy importante ya que es responsable en rebajar el tiempo de duración de la corriente de detritos y, por lo tanto, aumentar el máximo de la descarga (Armanini et al., 2000).

En cuanto a la velocidad y altura media de una corriente de detritos hay que tener presente que ésta es significativamente distinta a la de una corriente de agua, y por lo mismo fórmulas como la de Manning, aplicable a flujos turbulentos, no resultan en general apropiadas para flujos de detritos, salvo que se introduzcan correcciones (Ayala, 1996).

A pesar de lo inapropiado de utilizar fórmulas como la de Manning, este tipo de metodologías han sido ampliamente utilizadas. Sin embargo, considerando que los datos necesarios en general son escasos e inciertos, el uso de fórmulas o modelos sofisticados actualmente resultan poco adecuados. Por esto, muchas veces se sugiere para el diseño la utilización de fórmulas simples y directas (Armanini et al., 2000).

Según VanDine (1996), se puede relacionar la velocidad del flujo con la pendiente, geometría del cauce, viscosidad dinámica, peso específico y altura de escurrimiento mediante la fórmula de Poiseuille:

$$U = \frac{g \sin \alpha h^2}{l \nu} \quad (2.20)$$

Donde U corresponde a la velocidad, $\tan \alpha$ es la pendiente del cauce, h la altura de escurrimiento, g el peso específico, ν la viscosidad dinámica y l corresponde a una constante que depende de la forma de la sección transversal del cauce ($l = 3$ para cauces amplios, $l = 8$ para canales semi circulares).

Con el fin de diseñar presas abiertas para la protección de aluviones en algunas quebradas de Venezuela, Armanini et al. (2000) utilizaron una expresión simplificada de la ecuación general de Manning para estimar la altura uniforme de escurrimiento (h_u) aguas arriba de la presa en diseño:

$$h_u = \left(\frac{Q}{BK_s i^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (2.21)$$

donde Q corresponde al caudal, B es el ancho del cauce, i la pendiente del cauce y K_s corresponde al coeficiente de Strickler, que en el caso de flujos hiperconcentrados o flujos detríticos puede ser estimado mediante la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{2}{5} \frac{h_u}{ID} \sqrt{g \frac{r}{r_s} \frac{(C\Delta + 1)}{\sin(\mathbf{f})}} h_u^{1/6} \quad (2.22)$$

donde D corresponde al tamaño de las partículas, \mathbf{f} al ángulo de fricción, a es un coeficiente que según Takahashi es igual a 0.35, I corresponde a la concentración lineal de sedimentos y Δ la densidad relativa del material sumergido ($\Delta = (r_s \cdot r) / r$). La concentración volumétrica C_d se puede estimar a partir de la ec. (2.19) (Armanini et al., 2000).

En Austria resulta común utilizar la fórmula de Strickler o, en lo posible, el método de Haiden, que utiliza el valor de la sobre elevación en curvas del cauce (Fiebigler,

2003). Según el método de Haiden, la velocidad de la cabeza del flujo puede ser estimada como:

$$U = \left(\frac{U_{\max}}{2} \right) \left(1 + \frac{R - B}{R} \right), \quad U_{\max} = \left(\frac{\Delta h \cdot g \cdot R}{2} \right) \quad (2.23)$$

donde R es el radio exterior de curvatura, Δh corresponde a la sobreelevación en el lado exterior de la curva, B es el ancho del cauce y g la aceleración de gravedad.

Además de las fórmulas presentadas, también se pueden utilizar la fórmula de Chezy y Henderson (ecuación de vórtice forzado) (Fiebiger, 2003):

$$U = C(R_h S)^{1/2} \quad (2.24)$$

donde, R_h corresponde al radio hidráulico, S es la pendiente del cauce y C corresponde al coeficiente de Chezy. La fórmula de Henderson corresponde a:

$$U = \left(g \cdot R_c \frac{\Delta h}{B} \right)^{1/2} \quad (2.25)$$

donde, g corresponde a la aceleración de gravedad, R_c el radio central de curvatura, B el ancho del cauce y Δh la sobre elevación.

La experiencia Japonesa indica que el uso de la ecuación de Manning requiere incrementar apreciablemente el coeficiente de rugosidad. Se recomienda emplear en cauces naturales $n=0.100$ para el frente, $n=0.060$ para el flujo que sigue detrás del frente y $n=0.030$ si se emplea un canal revestido con hormigón (Ayala, 1996).

Además de las fórmulas y metodologías acá presentadas, existen otras varias desarrolladas con el fin de estimar las variables involucradas en el flujo. Por ejemplo, existe el enfoque analítico presentado por Takahashi (1991) el cual depende de la reología y mecánica del flujo, como también una serie de expresiones empíricas elaboradas a partir de información inferida de eventos naturales. Este tipo de expresiones están restringidas a las condiciones geológicas, geomorfológicas, climáticas e hidrológicas en donde fueron desarrolladas, por lo que su uso queda restringido a áreas de características similares (Electrowatt, 1995).

De esta forma, la elección de la metodología o expresión a utilizar para el cálculo de las características hidráulicas de un flujo detritico, estará determinado por las condiciones locales de la cuenca y del conocimiento mecánico que se pueda tener del flujo.

2.3.2.4 Tamaño de los sedimentos y distribución granulométrica

Según VanDine (1996), la estimación del tamaño medio y máximo, tanto de la parte orgánica como inorgánica de un flujo detrítico, y su distribución, resultan datos útiles para el diseño de ciertos tipos de obras de control. En particular para el diseño de obras permeables, el tamaño de las aperturas se encuentra en directa relación con el tamaño máximo de los sedimentos.

El tamaño y distribución de los sedimentos (inorgánicos) es función del basamento rocoso y geología superficial del área. Las características de los detritos orgánicos dependen de la vegetación existente a lo largo del cauce. Sus valores y características deben ser determinadas por inspección en terreno, tanto del cauce como en sus alrededores.

2.3.2.5 Encauzamiento

Cuando un flujo detrítico pierde confinamiento y entra al cono de deyección, el camino que sigue el escurrimiento es muy difícil de predecir. El posible camino que toma un flujo detrítico dentro del cono de deyección depende de muchos factores, el más importante corresponde a la morfología del lugar. Otros factores incluyen la magnitud del flujo detrítico, las características del material arrastrado, el lugar donde el cauce original tiende a obstruirse debido a los depósitos produciendo la avulsión y la existencia de objetos naturales o artificiales que impidan el libre paso del flujo. De forma conservadora, se considera como cauce del flujo detrítico todo el ancho del cono de deyección (VanDine, 1996).

2.3.2.6 Depositación y distancia recorrida por la masa detrítica

La depositación de un flujo detrítico es el resultado de algunas condiciones que pueden actuar en forma independiente o conjunta (VanDine, 1996):

- disminución en la pendiente del cauce
- pérdida de confinamiento del flujo
- cualquier impedimento para el flujo, natural o artificial

a) Disminución en la pendiente del cauce:

Observaciones en terreno indican que existe un cierto valor límite de la pendiente para la cual una masa de detritos, constituida por partículas gruesas suspendidas en una matriz de finos y agua, tiende a depositar. Takahashi estudió la depositación de flujos detríticos debido al cambio brusco de pendiente sin expansión del cauce. Ellos consideraron la diferencia de momentum de la cabeza del flujo en el canal de aguas abajo (el de menor pendiente) obteniendo una condición para la detención del frente del flujo (Takahashi, 1981; VanDine, 1996):

$$\tan q_d \leq \frac{(r_s - r_f)C_d}{(r_s - r_f)C_d + r_f} \tan f \quad (2.26)$$

donde q_d corresponde a la pendiente de depositación de una masa de detritos de concentración uniforme, r_s es la densidad de los sólidos, r_f corresponde a la densidad de la fracción fluida de la mezcla (agua y finos), C_d la concentración de sólidos en volumen (sin finos) y f el ángulo de fricción interna de las partículas (para material granular bien graduado, $f \approx 30^\circ$) (Takahashi, 1981; Hungr et al., 1984; Ayala, 1996).

Según Ayala (1996), esta expresión constituye una mera referencia puesto que en la práctica el frente de la corriente no presenta una concentración uniforme. La pendiente máxima (o pendiente umbral) que resulta de aplicar esta ecuación en el frente de una masa de piedras y rocas, relativamente libre de finos, es aproximadamente 29% ($\approx 16^\circ$).

Cuando C_d satisface la ec.(2.19) la ec.(2.26) se reduce a (Takahashi, 1981; VanDine, 1996):

$$\frac{\tan q_d}{\tan q_u} \leq \frac{\tan a}{\tan f} \quad (2.27)$$

donde q_d corresponde a la pendiente de aguas abajo (donde ocurre el depósito), q_u a la pendiente del canal de aproximación y a el ángulo dinámico de fricción interna. Si la pendiente del cauce de aguas abajo es menor que el 18%, la depositación ocurre para valores de q_u/q_d mayores que 2. Para un caso más general se sugieren valores mayores a 4.

Otro método, presentado por VanDine (1996) y desarrollado por Johnson y Rodine, para cauces sin expansión, consiste en que la depositación ocurre cuando se alcanza un cierto espesor crítico. El espesor crítico se expresa en función de la pendiente del cauce, entre otros factores:

$$T_c = \frac{c}{\gamma \cos \theta (\tan \theta - \tan \phi)} \quad (2.28)$$

donde T_c corresponde al espesor crítico, c es el coeficiente de cohesividad de los sólidos, γ corresponde al peso específico, θ es el ángulo de inclinación del cauce y ϕ el ángulo de fricción interna de los sólidos.

En el caso de caudales unitarios pequeños, el ángulo de depositación resulta cercano a 14° ($\approx 25\%$), mientras que para caudales mayores, el límite de la pendiente de depositación desciende entre 10° a 12° ($\approx 18\%$ a 20%). El ángulo de

10° parece significativo para el inicio de la depositación. El mismo ángulo ha sido designado como ángulo de depositación por un estudio empírico realizado en Japón (Hungry et al., 1984; Ayala, 1996)

b) Pérdida de confinamiento del flujo:

Según VanDine (1996), Mizuyama y Uehara encontraron que para un canal sin cambios de pendiente, la depositación puede ocurrir donde exista un ensanchamiento del canal expresado por:

$$B_d = kQ^{1/2} \quad (2.29)$$

donde B_d corresponde al ancho del depósito en un cauce infinitamente ancho, Q corresponde al caudal y k a una variable adimensional que varía entre 3,5 y 7.

Algunos autores postulan que el confinamiento del flujo es más crítico para mantener el movimiento del flujo que la pendiente cuando ésta es menor que 18° (32%) (VanDine, 1996).

c) Impedimentos para el flujo:

Los impedimentos para el flujo pueden ser tanto naturales como artificiales. Ejemplos de impedimentos naturales son árboles, grandes rocas y barreras naturales de sedimentos. Dentro de los impedimentos artificiales se encuentran caminos, cruces de ríos o otras estructuras construidas, además de obras especialmente diseñadas para ese propósito (VanDine, 1996).

Más información sobre las características de los depósitos, así como también sobre los procesos y efectos producidos en la depositación, pueden ser consultados en VanDine (1996), Iverson (1997), Major (1997), Major y Iverson (1999), entre otros.

Además de las condiciones necesarias para que ocurra la depositación de la masa de detritos, resulta de interés estimar el alcance de esta masa antes de que ocurra su depositación. Existen varios métodos empíricos desarrollados con el fin de estimar la distancia recorrida por el flujo detrítico antes de su depositación, sin embargo ellas deben ser verificadas para las condiciones locales antes de ser utilizadas (VanDine, 1996). Un método riguroso, basado en las ecuaciones de momentum, es el desarrollado por Takahashi y Yoshida. Este método requiere estimaciones de la velocidad máxima y altura del flujo, además de características geométricas del canal en el punto de transición entre la zona de transporte y depositación (Hungry et al., 1984; VanDine, 1996; Ayala, 1996). Utilizando la ecuación de Takahashi y Yoshida, la distancia recorrida por un flujo detrítico antes de su depositación (X_L) se expresa como:

$$X_L = \frac{V^2}{G} \quad (2.30)$$

siendo,

$$V = V_u \cos(\mathbf{q}_u - \mathbf{q}) \left[1 + \frac{gh_u \cos \mathbf{q}_u}{2V_u^2} \right] \quad (2.31)$$

$$G = g(S_f \cos \theta - \text{sen} \theta) \quad (2.32)$$

donde V_u es la velocidad de aproximación del flujo, h_u es la altura de aproximación, \mathbf{q}_u la pendiente del cauce de aproximación, \mathbf{q} corresponde al ángulo de la pendiente de la superficie sobre la cual se produce la depositación de los sedimentos y S_f la pendiente de fricción, la que puede suponerse del orden del 18% (Hungry et al., 1984).

A partir de la misma teoría, la velocidad del frente que se desacelera (V_D) puede estimarse como (Hungry et al., 1984):

$$V_D = G \sqrt{X_L - X} \quad (2.33)$$

donde X corresponde a la distancia medida a lo largo de la superficie de depositación, desde el término del cauce de aproximación.

2.3.2.7 Fuerzas de impacto

El diseño de ciertas obras de control aluvional debe considerar resistir esfuerzos debido tanto al empuje dinámico como fuerzas de impacto puntuales producto de la interacción del flujo detrítico y la obra. En el caso de barreras más o menos perpendiculares a la dirección del flujo, el esfuerzo de empuje más significativo corresponde al producido por el frente del flujo. Luego de que el frente del flujo es detenido por la barrera, los depósitos generados protegen la barrera de nuevas cargas (Hungry et al., 1984, VanDine, 1996).

La fuerza debido al empuje dinámico debe ser calculada utilizando la ecuación de momentum, considerando el máximo del frente de onda como un flujo de velocidad uniforme, igual a la velocidad media. La ecuación de momentum puede ser escrita como sigue (Hungry et al., 1984, VanDine, 1996):

$$F = \rho A u^2 \text{sen} \beta \quad (2.34)$$

donde, F corresponde a la fuerza de empuje debido al impacto del frente de onda con la barrera, r es la densidad de los detritos, u la velocidad media del flujo, A el área transversal del flujo y b el ángulo formado entre la dirección del flujo y la cara de la barrera.

Se recomienda que la fuerza de impacto así calculada sea distribuida en un área igual al ancho total del flujo detrítico esperado y una altura aproximada de 1,5 veces la altura del frente. Este incremento en la altura es para tomar en cuenta la sobre elevación del flujo en la barrera debido al punto de estancamiento ahí generado (Hung et al., 1984; VanDine, 1996).

En Japón, se ha estimado que cuando el frente de onda choca con una estructura, el esfuerzo de impacto dinámico puede resultar hasta 2 veces mayor que el calculado para una fuerza estática según la ecuación (2.34) (VanDine, 1996).

Otros estudios indican que la sobrepresión, Δp , generada por el impacto dinámico del frente del flujo detrítico sobre una barrera transversal puede ser determinada utilizando las ecuaciones de balance de masa y momentum (Armanini y Scotton, 1993; Armanini, 1997; Armanini et al., 2000):

$$\Delta p = a_p r_{df} v_{impact}^2 \quad (2.35)$$

donde r_{df} , representa la densidad del flujo detrítico, v_{impact} la velocidad de impacto del frente (la que puede ser mayor que la velocidad del flujo detrítico uniforme) y a_p es un coeficiente para evaluar posibles efectos secundarios, el cual varía entre 2, para flujos lentos y no muy fluidos, hasta 0,7 para flujos rápidos y más fluidos. La velocidad de impacto del frente puede ser estimada como el máximo valor entre la velocidad del flujo en condiciones uniformes, v_u , y la velocidad calculada suponiendo un modelo de rompimiento de presa, v_{r-p} :

$$v_u = K_s i^{1/2} h_u^{2/3}, \quad v_{r-p} = 2\sqrt{gh_u} = 2\sqrt{g\left(\frac{Q}{BK_s i^{1/2}}\right)^{3/5}}, \quad v_{impact} = \max\{v_u, v_{r-p}\} \quad (2.36)$$

Las variables involucradas fueron definidas anteriormente en la ec.(2.21) y ec.(2.22). Cabe destacar que v_{r-p} es obtenida a partir de una hipótesis simplificada la cual considera que la pendiente de fondo del cauce y la pendiente de la línea de energía son iguales. Por esta razón, en cauces caracterizados por una gran rugosidad, la velocidad real del frente es sobreestimada, mientras que para cauces de alta pendiente la velocidad es subestimada. El método acá propuesto está basado en un modelo unidimensional por lo que representa sólo una primera aproximación del problema. Por ello, se sugiere utilizar un factor de seguridad adecuado tanto para el valor de la sobrepresión actuando sobre la barrera como su distribución (Armanini et al., 2000).

Las fuerzas de impacto puntuales, como las que resultan del choque de rocas con elementos particulares de la estructura, pueden ser calculadas a partir de la ecuación de Hertz. Cargas puntuales debido al arrastre de grandes rocas en el flujo pueden llegar a ser más importantes que el esfuerzo debido al empuje dinámico en ciertas estructuras. La magnitud de la fuerza puntual de impacto, depende del momentum de las partículas más grandes involucradas en la deformación local por contacto y deformación de la estructura impactada (Hung et al., 1984; VanDine, 1996).

Con relación a las partículas de mayor tamaño, el movimiento de éstas solo queda limitado por la capacidad de arrastre del flujo de diseño. Hung et al. (1984) sugieren que el tamaño de la roca de diseño sea asumido como el de una esfera de diámetro igual a la altura del flujo.

La deformación por contacto sólo es importante en el caso de estructuras rígidas. En este caso la fuerza puntual de impacto puede ser calculada utilizando la ecuación de Hertz. Para elementos flexibles, por ejemplo vigas, la deformación estructural resulta más importante que la deformación local por contacto. En este caso la fuerza de impacto sobre la estructura puede ser calculada mediante la siguiente expresión (Hung et al., 1984; Ayala, 1996):

$$P = \sqrt{Mu^2K} \quad (2.37)$$

donde, P corresponde a la fuerza de impacto, u a la velocidad del flujo y K es el factor de rigidez del elemento.

En el caso de una viga simplemente apoyada se tiene:

$$K = \frac{48EI}{L^3} \quad (2.38)$$

donde, E es el modulo de elasticidad, I el momento de inercia del eje entrono al cual se produce la flexión y L corresponde al largo de la viga. Elementos estructurales flexibles son más eficientes en resistir impactos que aquellos rígidos.

Otra forma de calcular la fuerza de impacto debido a rocas transportadas por el flujo es presentada por Julien y O'Brien (1997):

$$P_I = \frac{wU}{Ag\Delta t} \quad (2.39)$$

donde P_I corresponde a la fuerza de impacto, w es el peso del objeto, g la aceleración de gravedad, U la velocidad del flujo, A el área de impacto la que se supone como un porcentaje de la sección transversal del objeto y Δt corresponde a la duración del impacto.

Con relación a las fuerzas de impacto producidas por el choque de grandes rocas, Armanini (1997) postula que en algunos casos la presencia de éstas puede aumentar la fuerza de impacto dinámico. Sin embargo, como la velocidad de las rocas es generalmente menor a la velocidad de la mezcla, este efecto resulta de menor importancia en comparación a los esfuerzos de presión hidrodinámicos.

2.3.2.8 Sobreelevación y trepamiento

La sobreelevación de un flujo detrítico producto de las curvas existentes en el cauce resultan de interés por dos razones. En primer lugar, ella debe ser estimada para el diseño de las revanchas y alturas de los muros de contención en el lado exterior de las curvas. Por otro lado, las diferencias de altura percibidas en las trazas dejadas por el aluvión en las curvas del cauce, pueden ser utilizadas para estimar la velocidad y características de eventos pasados (Hung et al., 1984)

La sobreelevación que experimenta un flujo detrítico puede ser estimada a partir de la ecuación de un vórtice forzado (Hung et al., 1984; VanDine, 1996):

$$\Delta h = k \frac{bu^2}{Rg} \quad (2.40)$$

donde Δh corresponde a la diferencia de alturas entre ambos lados del flujo, k es un factor de corrección que depende de la viscosidad y distribución vertical de los sólidos en el flujo, y varía entre 1 y 5, b es el ancho superficial del flujo, u la velocidad media, R el radio medio de curvatura y g corresponde a la aceleración de gravedad.

Se recomienda utilizar $k=5$ para calcular la sobreelevación para fines de diseño, y $k=2,5$ para estimar velocidades a partir de sobreelevaciones medidas en terreno (Hung et al., 1984; Ayala, 1996).

El trepamiento del flujo detrítico en barreras ubicadas frontales a la dirección del paso del flujo, puede ser estimado a partir de las mismas ecuaciones utilizadas para estimar la distancia recorrida por la masa detrítica antes de su depositación (ec.(2.30) a ec. (2.32), utilizando un valor negativo para el ángulo q , el cual representa el ángulo de trepamiento. Un valor del ángulo q igual a 15° es el que maximiza el valor del trepamiento y el que normalmente se utiliza para el diseño. Este valor se denomina ángulo crítico de trepamiento. En muchos casos, el trepamiento es significativamente mayor que la altura de velocidad debido al empuje que ejerce el material ubicado aguas arriba del frente (Hung et al., 1984; Ayala, 1996).

2.3.2.9 Pendiente de los depósitos

El ángulo o pendiente de los depósitos generados por un aluvión resulta un parámetro importante en el diseño de áreas de retención y cálculo de los volúmenes retenidos. En numerosos estudios Japoneses, la pendiente de los depósitos se estima como la mitad de la pendiente en donde estos ocurren (VanDine, 1996).

Cuando el flujo se detiene, la concentración de la masa detrítica debe cambiar desde su valor original C_d (concentración de equilibrio) a C^* (concentración máxima o de empaquetamiento), lo que significa que el exceso de agua contenida entre las partículas sale de los depósitos y escurre por sobre el sedimento. Por esto, si la pendiente de la superficie de los depósitos justo antes de la detención del flujo es mayor que la pendiente crítica de ocurrencia de flujos gravitacionales de sedimento, los granos de la superficie no podrán mantener esa posición y seguirán escurriendo hasta alcanzar la pendiente crítica. Así, la pendiente de equilibrio de los depósitos viene dada por (Takahashi, 1981):

$$\tan g = \frac{C^*(r_s - r_f)}{C^*(r_s - r_f) + r_f(1 + h_o d^{-1})} \tan f \quad (2.41)$$

donde g corresponde al ángulo de equilibrio de los depósitos y h_o la altura del flujo superficial. Esta ecuación ha sido verificada en forma experimental. Se ha determinado en forma experimental que la pendiente superficial de los depósitos en muchos casos es aproximadamente el promedio entre la pendiente del cauce de aproximación y el cauce de aguas abajo (Takahashi, 1981).

La mayoría de estas características pueden ser determinadas en forma relativamente simple en terreno o mediante planos topográficos de escalas adecuadas. Para propósitos de diseño, se recomienda utilizar escalas no mayores que 1:25.000, con curvas de nivel cada 5 m. Escalas menores pueden mejorar el detalle del diseño (VanDine, 1996).

2.3.2.10 Tamaño del cono de deyección

El tamaño del cono de deyección, usualmente es un indicador de la magnitud y frecuencia de los eventos ocurridos. Un cono amplio permite más flexibilidad en el tipo de obra a utilizar y su ubicación.

En general, mientras mayor sea el área de depositación, o cono de deyección, las obras pueden ubicarse más alejadas de la salida del cauce, resistiendo menores impactos y pudiendo retener mayores volúmenes de sedimento. Sin embargo, la

posibilidad de avulsión se incrementa lejos de la salida del flujo del cauce de aproximación, y por lo tanto el nuevo trazado del cauce se hace más difícil de predecir.

2.3.2.11 Pendiente del cauce o cuenca

La pendiente de un cauce o cuenca es función de las características del transporte de sedimentos propias del sector (aluviones, crecidas o transporte ordinario) y de otros procesos geomorfológicos ocurridos. Estos factores condicionan, además, la sinuosidad del cauce. La pendiente por lo general es mayor en las partes altas del cauce y decrece junto con la elevación.

La pendiente resulta importante para determinar dónde resulta más práctico construir obras de protección según sea el tipo de control que se desee. Mientras más fino es el sedimento, se requieren menores pendientes para lograr su sedimentación (VanDine, 1996).

2.3.2.12 Geometría de la cuenca

La geometría de una cuenca depende de las características de eventos aluvionales pasados y del grado de confinamiento existente en las áreas de depositación. La geometría condiciona al encauzamiento del flujo y por lo tanto determina los lugares adecuados para la construcción de obras de control (VanDine, 1996).

2.3.2.13 Morfología

La morfología de una cuenca depende de las características de eventos aluvionales pasados y de cualquier otro proceso geomorfológico ocurrido. Las características morfológicas incluyen: profundidad de incisión del cauce, existencia de antiguos cauces y la rugosidad de la superficie de la cuenca. Por lo tanto, la morfología puede determinar la facilidad de avulsión del cauce y cuán rápido y lejos puede avanzar un flujo detrítico antes de detenerse. Una superficie rugosa retarda el movimiento tanto de las fracciones gruesas como finas del sedimento (VanDine, 1996).

2.3.2.14 Existencia y locación de estructuras artificiales

A menos que estructuras artificiales como caminos, puentes, cruces de ríos o casas puedan ser removidas, éstas inhiben la colocación de obras de control. Sin embargo, existen ejemplos donde dichas estructuras han sido incorporadas en el diseño de las obras de control (VanDine, 1996).

2.3.3 Diseño de Obras de Protección Contra Aluviones.

El tipo de obra de control aluvional a utilizar en una zona propensa a la ocurrencia de flujos detríticos debe estar específicamente relacionada con las características del flujo, las zonas de depositación, propósito del control o defensa, dinero, recursos, y equipamiento disponible para su diseño, construcción y mantención de la obra. Diferentes tipos de obras de control aluvional son muchas veces utilizadas en conjunto (VanDine, 1996). Un típico ejemplo sobre la combinación de distintas soluciones se puede apreciar en la Fig. 2.8, tomada de Seminara y Tubino (1993).

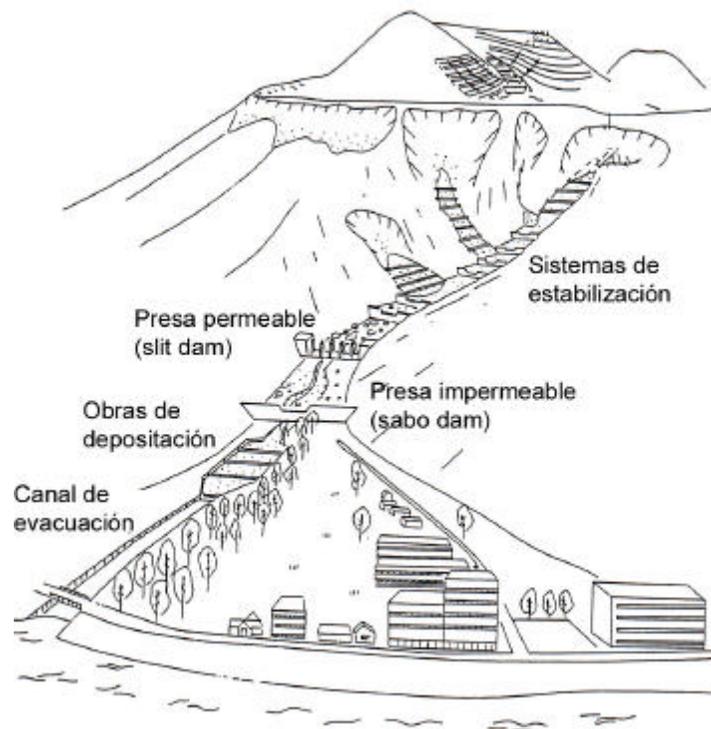


Fig. 2.8 Ejemplo de combinación de distintas soluciones de protección contra aluviones (Seminara y Tubino, 1993)

El comportamiento general de un flujo de sedimentos hiperconcentrado puede ser inferido mediante el examen de los procesos físicos involucrados, un análisis de la generación y disponibilidad de sedimentos, una investigación sobre eventos históricos, y un estudio reológico y del tamaño de los sedimentos encontrados en los depósitos (Julien et al., 1997).

Una descripción y ejemplos de las distintas soluciones para el control de flujos detríticos junto con algunas consideraciones de diseño son presentadas a

continuación. Esta descripción se realiza siguiendo la clasificación adoptada por Okubo et al. (1997) con relación a soluciones de defensas aluvionales.

2.3.3.1 Trabajos para restringir la ocurrencia de flujos detríticos

Prevenir el movimiento de depósitos en el lecho es fundamental para controlar la generación de flujos detríticos en las partes altas de las cuencas o zonas propensas a originarlos (Okubo et al., 1997). Según Fiebiger (1997), se requiere de una estabilización a gran escala en la zona de inicio de flujos detríticos, donde se encuentra el material disponible para ser removido. Esto se puede lograr por plantaciones de árboles y hierba, además de la construcción de presas contenedoras (*chek dams*).

Según VanDine (1996), en la zona de transporte se construyen presas contenedoras en serie, con el fin de disminuir la pendiente en forma local y minimizar la erosión en el fondo y laderas del cauce (Fig. 2.9), sin embargo, también pueden ser construidas en áreas de depositación. Ya que el mayor propósito de este esquema de regulación es prevenir un futuro rebaje del nivel del valle y así reducir el grado de erosión, el arrastre de sedimentos predominante en la formación del nuevo cauce será sustancialmente menor que en el caso original.

El mejoramiento en las técnicas constructivas repercute en la construcción de presas más altas permitiendo una mejor consolidación de laderas, previamente erosionadas, mediante elevación del lecho del cauce. La presa de consolidación sigue siendo la estructura más importante y representa la herramienta más común en las técnicas de control aluvional (Armanini et al., 1991).

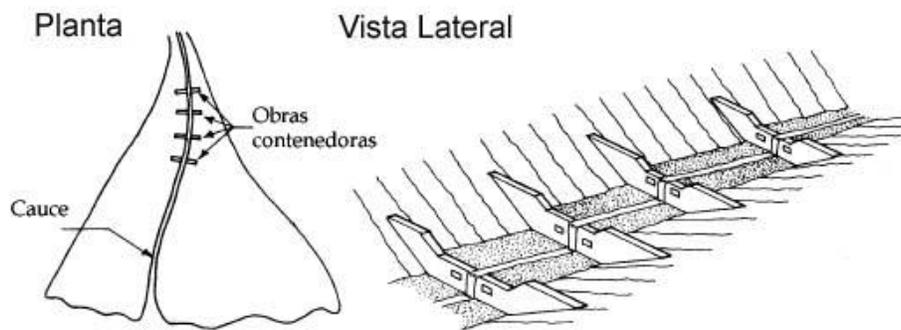


Fig. 2.9 Esquema de ubicación y función de presas contenedoras ("*check dams*") (VanDine, 1996).

Chanson (2001) postula que la presa contenedora más típica corresponde a la presa de pared de concreto vertical. La estructura tiene el objetivo inicial de atrapar el sedimento y así reducir la pendiente hacia aguas arriba cuando se encuentra llena. La cara de aguas abajo de la pared es prácticamente vertical seguida de una obra de disipación de energía. En topografías abruptas (altas

pendientes) el cauce hacia aguas abajo debe ser escalonado de manera de contribuir a la disipación de la energía del aluvi6n. Estas presas poseen alturas t6picas entre los 3 y 15 m. Algunas de estas caracter6sticas pueden ser observadas en la Fig. 2.10.



Fig. 2.10 Ejemplo de presas contenedoras. A) Presa llena de sedimentos; B) Vista del canal escalonado aguas abajo de la presa (Chanson, 2001)

Consideraciones de dise1o para la construcci6n de presas contenedoras incluyen, seg6n VanDine (1996), el cauce probable de formarse aguas arriba de la presa y la descarga m1xima del flujo detr6tico en el lugar de construcci6n de la estructura. Adem1s, estas obras deben ser dise1adas para soportar fuerzas din1micas y de impacto asociadas a la ocurrencia del flujo, deslizamiento, volcamiento, presiones de levantamiento y cargas sobre las fundaciones.

Uno de los problemas que presentan estos tipos de presas corresponde a la erosi6n al pie de la estructura. El nivel de energ6a asociado a la ca6da del flujo (ya sea agua pura o una mezcla de detritos) debe ser disipado, lo que resulta en la formaci6n de un hoyo de cierto tama1o. Las fundaciones de estas presas deben ser tan profundas como la m1xima profundidad capaz de alcanzar la socavaci6n al pie de la estructura. Estas condiciones son muchas veces imposibles de satisfacer ya que se deben realizar enormes excavaciones en laderas escarpadas, inestables y muchas veces de dif6cil acceso. Por esta raz6n, a menudo las fundaciones son insuficientes. A veces el riesgo de la erosi6n al pie de la presa es reducida agregando rocas en el lecho. Un menor espaciamiento y una elevaci6n

general del lecho puede solucionar el problema de las grandes excavaciones, sin embargo esta solución resulta extremadamente costosa (Jaeggi y Pellandini, 1997).

2.3.3.2 Obras de Almacenamiento

Estas cumplen las siguientes funciones (Okubo et al., 1997):

- Capturar el flujo detrítico de manera de reducir el volumen de la descarga de sedimento.
- Aumentar el período de tiempo entre el inicio del flujo y su arribo.
- Prevenir el movimiento de depósitos en el lecho.
- Capturar rocas y troncos en la cabeza del flujo.
- Disminuir la concentración de sedimentos en el flujo.
- Reducir el máximo de la descarga.

También dentro de esta clasificación se podrían incluir las estructuras de disipación de energía y sistemas de presas definidos por Fiebiger (1997). Ejemplos típicos mencionados por Okubo et al. (1997) corresponden a presas tanto del tipo impermeables como permeables (“*check dams*” y “*slit dams*”) entre otras estructuras.

Existe la necesidad de mantener la capacidad de sedimentación de estas obras al momento de ocurrir un aluvión, no permitiendo la depositación debido a la ocurrencia de pequeñas y medianas crecidas y permitiendo la evacuación de trozos de maderas y material vegetal en general. Este problema se presenta especialmente en las presas del tipo impermeables (Armanini et al., 1991; Seminara y Tubino, 1993; Okubo et al., 1997). Por este motivo, presas del tipo permeables o semi – permeables son más recomendables, ya que no entorpecen el arrastre ordinario del cauce ni de los organismos vivos que transitan a lo largo de él (Armanini et al., 1991; Seminara y Tubino, 1993; Fiebiger, 1997; Mizuyama y Mizuno, 1997). Un esquema general de la función que cumplen las obras de retención del tipo permeables se ilustra en la Fig. 2.11.

Las presas impermeables o del mismo tipo que las utilizadas como presas contenedoras o consolidadoras, también son utilizadas como obras de almacenamiento. Un ejemplo lo constituye una serie de presas diseñadas y construidas en la ciudad de Antofagasta (Fig. 2.12). El diseño de estas presas consiste en retener gran parte de los sedimentos arrastrados por el aluvión. De esta manera, al entrar el flujo a la ciudad, la concentración de sedimentos es lo suficientemente baja como para no causar daños y ser conducido sin mayores problemas (Electrowatt, 1995). Estas obras deben ser mantenidas constantemente con el fin de que se encuentren operativas.

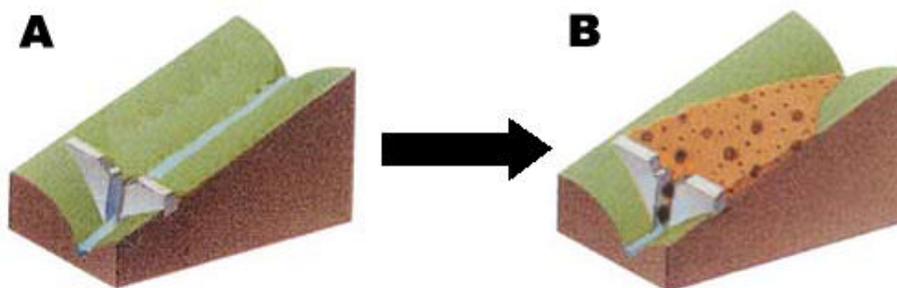


Fig. 2.11 Función de presas abiertas (*slit dam*): 1) La presa permite que los sedimentos escurran libremente para condiciones normales; 2) Cuando ocurre un flujo detrítico de proporciones, los sedimentos son capturados y retenidos temporalmente previniendo desastres hacia aguas abajo (International Sabonetwork, <http://www.sabo-int.org>).

Tanto el funcionamiento como efectividad de este tipo de presas son discutidos mediante información experimental por Senoo y Mizuyama (1984). Según lo observado por los autores, cuando un flujo detrítico alcanza una presa (check dam), parte del flujo detrítico es retenido por la presa dependiendo de su capacidad. Cuando el frente del flujo es atrapado por la presa, la concentración de sedimentos que escurre hacia aguas abajo se reduce. Sin embargo el grado de efectividad de la presa en la reducción de la concentración de sólidos puede verse afectada en caso de encontrarse llena antes de la ocurrencia del flujo. Este caso también fue analizado en forma experimental. Los resultados obtenidos pueden ser observados en la Fig. 2.13.



Fig. 2.12 Obras de almacenamiento construidas en las cercanías de la ciudad de Antofagasta, Chile. Vista desde aguas arriba

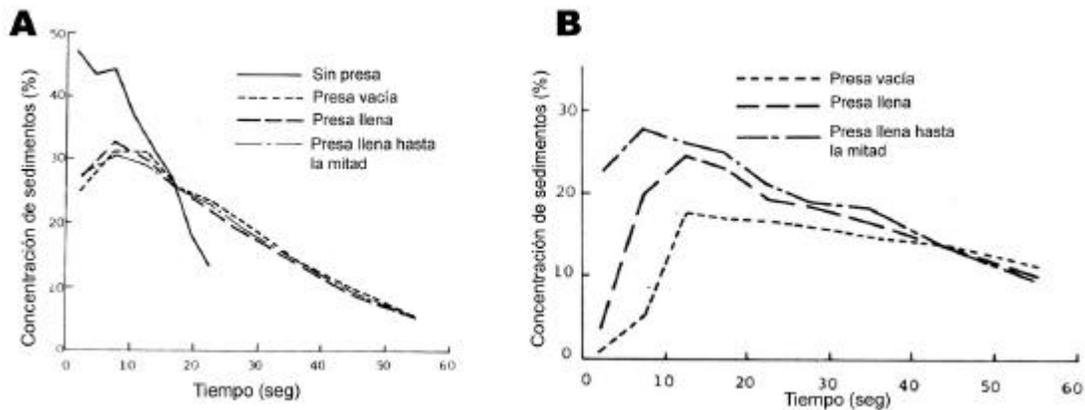


Fig. 2.13 Variación de la concentración de sólidos en el tiempo (Senoo y Mizuyama, 1984). A) barrera de altura 15 cm. B) Barrera de altura 20 cm.

En la Fig. 2.13 se aprecia que para barreras de pequeña altura, es decir, cuando la capacidad de la presa no es lo suficientemente grande como el flujo incidente, no se observan diferencias entre presas llenas de sedimento o presas vacías. En el caso de presas más altas, presas vacías muestran una mayor reducción del máximo de sedimentos arrastrados. En conclusión, una presa vacía resulta más efectiva para retener flujos detríticos. Sin embargo, una presa llena o parcialmente llena de sedimentos también resulta efectiva para reducir el máximo de arrastre de sedimentos, siempre y cuando la pendiente de los depósitos existentes no haya alcanzado el valor correspondiente al lecho original.

El grado de reducción de la concentración de sedimentos aumenta según la razón entre la capacidad de retención de la presa y el volumen de sedimentos descargados. La capacidad de la presa se define como el volumen resultante al suponer que la pendiente de los depósitos es la mitad de la pendiente del lecho original (Fig. 2.14) (Senoo y Mizuyama, 1984).

La pendiente de los depósitos generados sobre la presa varía en el tiempo como se muestra en la Fig. 2.15. La pendiente de los depósitos aumenta hasta alcanzar el valor de la pendiente del lecho. Luego ésta comienza a descender debido al flujo de menor concentración que se desarrolla posteriormente. Por ello luego de ocurrir un flujo detrítico, es posible observar pendientes de los depósitos prácticamente horizontales (Senoo y Mizuyama, 1984).

Una de las funciones de las obras de almacenamiento es retener las partículas de mayor tamaño y troncos de árboles que usualmente son arrastrados por el frente del flujo (Seminara y Tubino, 1993). Según VanDine (1996) algunos tipos de estructuras permeables son utilizadas para separar la fracción gruesa del flujo detrítico de la fracción más fina y el agua. De esta forma, la porción gruesa del

flujo queda depositada aguas arriba de la estructura. Presas abiertas han sido empleadas extensivamente en el manejo de flujos detríticos, debido a su función en la regulación del sedimento, obstrucción de las partículas más grandes y paso del fluido, reducción de la energía y el flujo, etc. (Chen y Ho, 1997). A veces, estas estructuras son combinadas con barreras o presas y otras obras con el fin de aumentar la depositación.

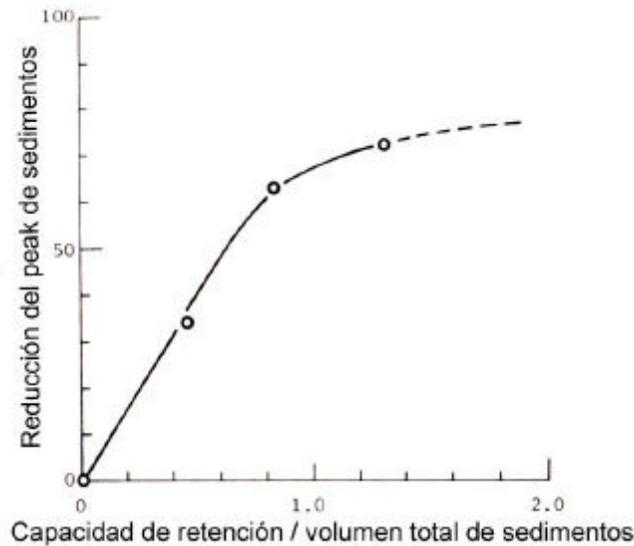


Fig. 2.14 Porcentaje de reducción del máximo de sedimentos arrastrados (Senoo y Mizuyama, 1984).

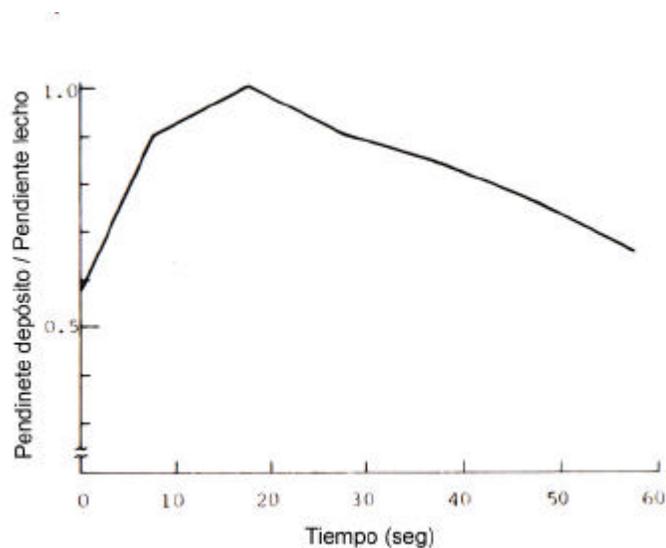


Fig. 2.15 Cambio de la pendiente superficial de los depósitos en función del tiempo ($Q= 1,7 \text{ l/s}$) (Senoo y Mizuyama, 1984).

Criterios de diseño incluyen la magnitud o volumen del flujo detrítico, distribución granulométrica y tamaño de los sedimentos, alcance o distancia recorrida por el flujo hasta depositarse, fuerzas de impacto, ángulo de depositación, etc. Una obra de este tipo, bien ubicada, diseñada y construida, en conjunto con una obra de depositación es probablemente una de las mejores y más sofisticadas formas de control aluvional, pero a su vez, altamente costosa (VanDine, 1996).

Queda claro que las estrategias actuales sobre control aluvional se enfocan en el desarrollo de presas permeables las cuales se ajustan de mejor forma a las condiciones naturales de los cauces. Una gran cantidad de formas han sido diseñadas y probadas con el fin de optimizar sus objetivos. Dentro de las estructuras permeables pueden ser reconocidas dos formas básicas, las que muchas veces se combinan en una sola estructura (Armanini et al., 1991):

- *beam-dam* (presas en base a vigas horizontales):

Consisten en estructuras con aperturas horizontales, en lo posible sin provocar estrechamientos en el cauce, cuyo propósito principal es el de filtrar sedimentos y troncos (Fig. 2.16). El ancho de separación de las vigas o elementos horizontales es proporcional al tamaño de las rocas más grandes (Armanini et al., 1991).



Fig. 2.16 Presa de apertura horizontal (*beam-dam*) (Mizuyama, 2003).

- *slit-dam* (presas de aperturas verticales):

Consisten en estructuras que poseen una o más aperturas verticales que usualmente se prolongan hasta el lecho original del cauce (Fig. 2.17). El efecto principal es el de dosificar los volúmenes de sedimento transportados en crecidas. Este efecto se obtiene por la aparición de una condición de aguas abajo y la

generación de un resalto hidráulico durante la ocurrencia de crecidas, reduciendo así la velocidad del flujo permitiendo la depositación de las partículas. La fracción depositada puede ser arrastrada posteriormente por flujos menores que transitan libremente a través de la estructura erosionando los depósitos generados durante el evento (Armanini et al., 1991).

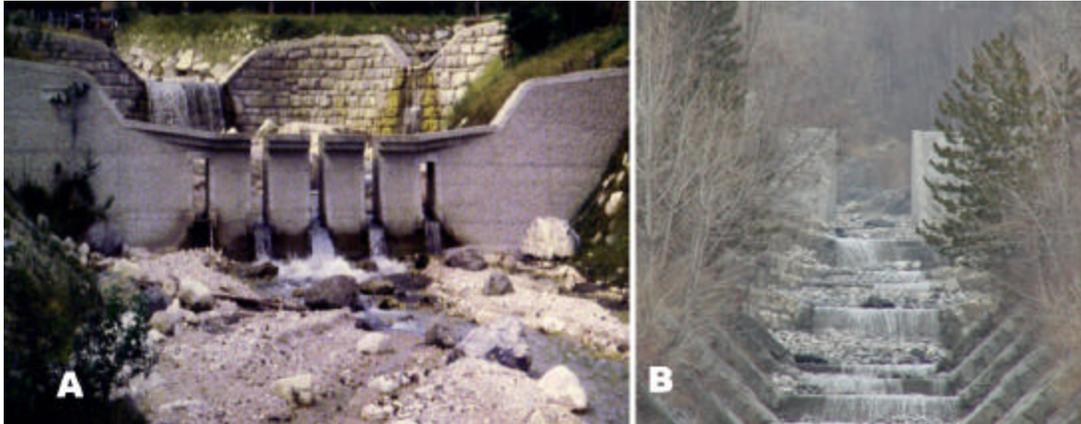


Fig. 2.17 Presas de aperturas verticales A: múltiples aperturas (Fiebiger, 2003), B: una apertura (*slit-dam*) (Chanson, 2001).

La importancia de la apertura de la presa o separación entre los elementos que la componen es un tema discutido por varios autores y que tiene gran importancia en la operación de las presas. En general esta apertura se expresa con relación al tamaño máximo de los sedimentos ($L/d_{max} < 1,5$), todo el sedimento es atrapado por la estructura y éste nunca saldrá a través de la presa por la acción de pequeñas crecidas. Si la apertura es mayor a 2 veces el tamaño máximo de los sedimentos, la mayoría de los granos son atrapados en un principio y luego sacados de la presa por el agua que sigue al flujo detrítico (Fig. 2.18).

Se entiende que el funcionamiento de presas abiertas depende del espaciamiento existentes entre sus elementos. A partir de experiencias realizadas por Watabanbe et al., Senoo y Mizuyama (1984) establecen que en el caso de presas de apertura vertical (*slit dam*), si el tamaño de la apertura es menor que 1,5 veces el tamaño máximo de los sedimentos ($L/d_{max} < 1,5$), todo el sedimento es atrapado por la estructura y éste nunca saldrá a través de la presa por la acción de pequeñas crecidas. Si la apertura es mayor a 2 veces el tamaño máximo de los sedimentos, la mayoría de los granos son atrapados en un principio y luego sacados de la presa por el agua que sigue al flujo detrítico (Fig. 2.18).

Estudios posteriores establecen que la capacidad de retención de sedimentos (P) no sólo depende del tamaño de las aperturas y del sedimento, sino que también de la concentración (Fig. 2.19) (Mizuyama et al., 1996; Mizuyama y Mizuno, 1997).

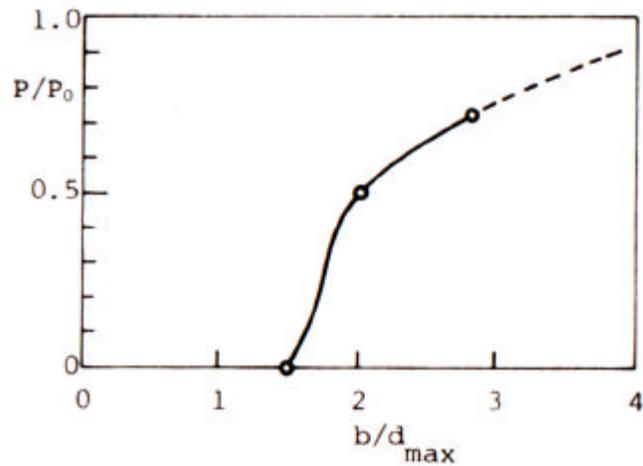


Fig. 2.18 Cambio en la reducción del máximo de sedimentos en función de la separación vertical de la estructura (Senoo y Mizuyama, 1984).

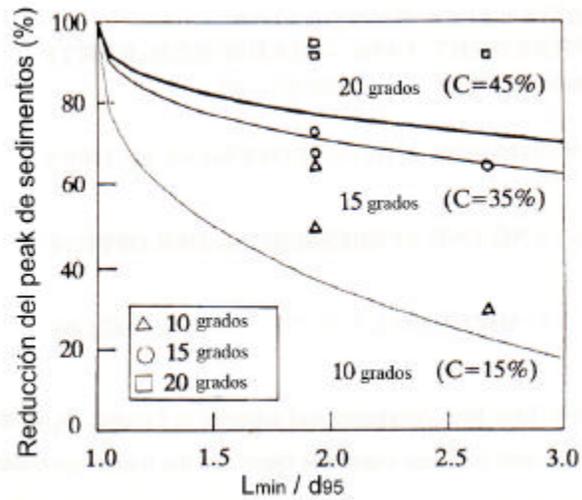


Fig. 2.19 Relación entre el grado de reducción del máximo de sedimentos transportados, L/d_{95} y concentración volumétrica (Mizuyama et al., 1996; Mizuyama y Mizuno, 1997).

Según los resultados presentados en la Fig. 2.19, es posible obtener la siguiente relación empírica:

$$P = 1 - \frac{Q_{sp}}{Q_{sp0}} = 1 - 0,11 \left(\frac{L_{\min}}{d_{95}} - 1 \right)^{0,36} C^{-0,93} \quad (2.42)$$

donde P es el grado de reducción del caudal máximo de arrastre de sedimentos, Q_{sp} la descarga máxima de arrastre de sedimentos con estructura, Q_{sp0} el máximo de arrastre de sedimentos sin estructura, L_{min} corresponde a la separación mínima de los elementos de la estructura, d_{95} al diámetro de los sedimentos cuyo tamaño excede al del 95% de la muestra y C la concentración volumétrica de sedimentos.

Antecedentes similares son presentados por Lin et al. (1997), quienes concluyeron que tanto la retención como la capacidad de separar el sedimento grueso del más fino dependen fuertemente de la separación de los elementos de la presa, del tamaño máximo de los sedimentos y de la pendiente del canal. Para el caso de la retención demostraron que ésta decrece exponencialmente con la razón L/d_{max} , donde L corresponde a la separación entre los elementos de la presa y d_{max} al tamaño máximo de los sedimentos. También establecieron relaciones para la variación del tamaño medio de los sedimentos producto de la interacción del flujo con cada una de las presas estudiadas.

Un enfoque distinto para el diseño de la apertura en el caso de presas de aperturas verticales (“*slit dam*”) es el realizado por Armanini y Larcher (2001). Según los autores, muchas veces los diseños de presas abiertas son realizados siguiendo los criterios para agua limpia, sin considerar el efecto del transporte de sedimentos. Suponiendo que tanto el caudal sólido como líquido permanecen invariantes en el tiempo, la pendiente de los depósitos tiende asintóticamente a una condición estacionaria con un valor constante denominado pendiente de equilibrio (i_q). La pendiente de equilibrio depende del caudal sólido, del caudal líquido, de las características de los sedimentos y del ancho del canal. Otro supuesto adoptado por los autores, condición que muchas veces ocurre en eventos naturales, es que la pendiente de aproximación (i_o) es mayor o igual a la pendiente de equilibrio, de manera que no existe depositación en el canal de aproximación. De esta forma, y utilizando la fórmula de Meyer-Peter y Müller en conjunto con la fórmula de Chézy, la pendiente de equilibrio queda definida como:

$$i_q = \frac{cB}{Q} \left[q_{cr} \Delta D + \left(\frac{1}{n} \frac{Q_s \Delta}{B \sqrt{g}} \right)^{2/3} \right]^{3/2} \quad (2.43)$$

donde, c es el coeficiente de fricción de Chézy, B corresponde al ancho del canal, Q es el caudal líquido, Q_s el caudal sólido; q_{cr} es el parámetro crítico de Shields, Δ la densidad relativa del material sumergido, D el diámetro medio de los sedimentos, g la aceleración de gravedad y n un parámetro igual a 8 en la fórmula original de Meyer-Peter y Müller. De la misma ecuación es posible obtener la velocidad media en la zona de depositación, denominada velocidad de transporte (u_q):

$$u_q = c \left[q_{cr} \Delta D + \left(\frac{1}{n} \frac{Q_s \Delta}{B \sqrt{g}} \right)^{2/3} \right]^{1/2} \quad (2.44)$$

Dependiendo de la razón entre el ancho del canal aguas arriba de la estructura y la apertura vertical de la presa ("slit"), es posible distinguir 2 situaciones:

Caso 1: La apertura es ancha y la velocidad crítica (Froude=1) dentro de la apertura es menor que la velocidad de transporte u_q . Por ello el flujo se mantiene supercrítico al pasar por la apertura de la presa.

Caso 2: La apertura es lo suficientemente angosta por lo que la velocidad crítica en la presa es mayor que la velocidad de transporte u_q . La presa generará una condición de crisis.

Para el caso 1, Armanini y Larcher (2001) obtienen que la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de la presa (Δz_o) pueden ser estimados por la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta z_o}{h_u} = \frac{R}{\sqrt{q_{cr} \left(1 - R^{2/3} \right) + R^{2/3}}} - 1 + \left(1 - R^{2/3} \right) \frac{F_u^2}{2} \left(\frac{q_{cr}}{q_u} - 1 \right) \quad (2.45)$$

donde el subíndice u se refiere a la posición inmediatamente aguas arriba de la presa, R es la razón entre el ancho del canal de aguas arriba y el ancho de la apertura (B/b), h_u la altura de aguas arriba y J_u el parámetro de Shields. F_u corresponde al número de Froude el cual se define como:

$$F_u = \frac{u_u}{\sqrt{gh_u}} \quad (2.46)$$

Una ecuación simplificada se puede obtener al suponer condiciones de arrastre crítico sobre los depósitos, es decir $q_u = q_{cr}$. De esta manera la ec.(2.45) se transforma en:

$$\frac{\Delta z_o}{h_u} = R - 1 \quad (2.47)$$

Para el caso 2 y de forma similar, Armanini y Larcher (2001) determinaron que la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de la presa (Δz_o) pueden ser estimados por la ecuación:

$$\frac{\Delta z_o}{h_u} = \frac{3}{2} (F_u R)^{2/3} - 1 - \frac{F_u^2}{2} \left\{ 1 - \left[1 - \frac{2}{3} (F_u R)^{-2/3} \right]^2 \right\} \quad (2.48)$$

Algo interesante de observar en las ecuaciones obtenidas por Armanini y Larcher (2001), es que éstas no dependen del parámetro n de la fórmula de Meyer-Peter y Müller, por lo que su calibración no es necesaria para el cálculo de altura de los depósitos.

Las fórmulas propuestas fueron contrastadas con resultados obtenidos de un estudio experimental que confirmó la predicción teórica. Además, el estudio experimental demostró que el fenómeno es dominado por condiciones críticas o muy cercanas a la crisis en la presa, por lo que las diferencias obtenidas utilizando ambas aproximaciones (casos 1 y 2) resultan pequeñas. De esta forma una aproximación simplificada del fenómeno tiende a ser una buena estimación (Armanini y Larcher, 2001).

Con el fin de tomar en cuenta la contracción del flujo al pasar por la apertura vertical de la presa, y la posible existencia de múltiples aperturas, se propone estimar el parámetro R como:

$$R = \frac{B}{C_c b} \quad (2.49)$$

donde $C_c = b_{eff}/b$ corresponde a un coeficiente de contracción y b_{eff} es el ancho efectivo de la presa. El valor del coeficiente de contracción ha sido ampliamente investigado tanto en forma teórica como experimental (Armanini et al., 2000).

A pesar de los resultados que pueda entregar, la formulación presentada por Armanini y Larcher (2001) consiste en un esquema basado en arrastre de fondo, por lo que podría inducir a cierto grado de error al tratarse de flujos detríticos. Por ello, una extensión de este esquema es propuesto por Larcher y Armanini (2000). Según este nuevo esquema, solo la ecuación para el caso de apertura ancha (caso 1) se ve modificada, la que además se hace independiente del parámetro de Shields. De esta forma, la altura de los depósitos aguas arriba de la estructura, para el caso de aperturas anchas, se expresa como:

$$\frac{\Delta z_o}{h_u} = \left(R^{2/3} - 1 \right) \left(1 + \frac{F_u^2}{2} \right) + \frac{F_u^2}{2} \left[1 - \frac{2}{3} (F_u R)^{-2/3} \right]^2 \quad (2.50)$$

Estos nuevos resultados teóricos fueron contrastados con información experimental. Los resultados experimentales muestran un buen ajuste con las ecuaciones propuestas, sin embargo, la ec. (2.47) tiende a sobrestimar la altura de los depósitos.

Un estudio numérico del mismo esquema presentado por Armanini y Larcher (2001) y Larcher y Armanini (2000) es realizado por Busnelli et al. (2001). En este caso se plantea un modelo unidimensional el cual arroja buenos resultados en comparación con información experimental.

Como se puede apreciar, los diseños de estructuras permeables cumplen con distintos objetivos dentro de la estrategia de control aluvional. Estos diseños pueden ser combinados con el fin de lograr mejores resultados en el control. Una caracterización de los distintos efectos junto con el diseño estructural adecuado es presentado por Armanini (1991):

- Segregación: *beam-dam*

Como se mencionó anteriormente, las presas de vigas horizontales (*beam-dam*) poseen aperturas horizontales cuyo propósito principal es el de filtrar sedimentos y troncos (Fig. 2.16). La retención se debe a un tamizado mecánico y selectivo de las partículas más grandes. Si bien no existen reglas aceptadas universalmente en relación al espaciamiento entre las vigas de la presa, espaciamientos entre 1,2 a 1,5 o 3 veces el diámetro de los sedimentos más grandes es el rango aceptado por la mayoría de los autores. Experimentos de laboratorio muestran que las aperturas horizontales permiten que el flujo pase de mejor forma que en estructuras de apertura vertical (Armanini et al., 1991; Armanini y Larcher, 2001).

Se sabe que presas de vigas horizontales (*beam-dam*) tienden a obstruirse debido al paso de troncos y material vegetal en general, provocando la total detención incluso del sedimento más fino. Por esta razón, a veces la separación entre vigas en la parte baja de la presa es mayor que en la parte superior, permitiendo de esta forma el libre paso del material arrastrado por pequeñas crecidas pero provocando un gran efecto de filtro en el caso de grandes flujos detríticos. Cuando este tipo de presas (*beam-dam*) se encuentran obstruidas, es necesario remover en forma artificial todos los troncos y rocas que se encuentran aguas arriba de la presa. El material más fino puede ser removido por la erosión asociada a flujos pequeños (Armanini et al., 1991).

- Dosificación: *slit-dam*

Esta estrategia de control aluvional se basa en la dosificación del caudal de sedimentos transportados por el flujo detrítico, lo que se obtiene por un efecto de remanso aguas arriba de la presa. La reducción en la velocidad del flujo provoca la sedimentación de gran parte de las partículas (separación hidrodinámica). Estas obras retienen temporalmente el sedimento transportado interceptando el material más grueso y permitiendo el paso de las partículas más finas (Fig. 2.17) (Armanini, 1991, Armanini y Larcher, 2001).

Las mismas consideraciones que en el caso de obras de aperturas horizontales (*beam-dam*) son adoptadas para la separación o ancho de las aperturas verticales. Sin embargo, y con el fin de que las obras cumplan con la función de

dosificar el flujo de sedimentos, es esencial que el ancho de la apertura sea lo suficiente como para permitir el libre paso de flujos menores con velocidades capaces de erosionar los depósitos generados (Armanini et al., 1991).

- Separación del material vegetal

Se ha observado que troncos y material vegetal en general, juegan un rol muy importante en la prevención de desastres aluvionales. La presencia de éstos puede provocar obstrucciones temporales que al romperse en forma abrupta generan ondas de gran poder destructivo. Además, pueden obstruir obras destinadas a filtrar o dosificar el flujo permitiendo la depositación de cualquier tipo de sedimento, incluso el material más fino, lo que finalmente conlleva a un rápido llenado del espacio destinado a la depositación. Por ello, el propósito de filtrar o atrapar los troncos y vegetales resulta muy importante, y muchas veces consiste en la estrategia principal para el control de cauces en áreas de vegetación abundante (Armanini et al., 1991).

Con el fin de prevenir la obstrucción de presas permeables, muchas veces se ubican pantallas inclinadas aguas arriba de ellas. Generalmente consisten en pantallas de acero empotradas en estructuras de concreto, cuya inclinación genera que los troncos y vegetales, que se encuentran flotando sobre el flujo, sean empujados hacia la parte superior de la estructura, permitiendo el libre paso del resto del flujo. Tanto experimentos de laboratorio como experiencia recavada en terreno muestran que este tipo de estructuras inclinadas pueden funcionar bastante bien, previniendo la obstrucción de las presas debido al arrastre de troncos y vegetales. Estructuras robustas, paralelas a la dirección del flujo, presentan mejores resultados que las pantallas antes descritas. Algunas de estas estructuras han sido construidas con distintos grados de inclinación presentando generalmente resultados satisfactorios (Armanini et al., 1991). Un ejemplo se observa en la Fig. 2.20.



Fig. 2.20 Obra de hormigón diseñada para la captura de material vegetal (Fiebiger, 2003).

- Disipadores de energía (*debris flow brakers*)

El objetivo de las obras disipadoras de energía no es el de detener o depositar el flujo detrítico, lo cual requiere de grandes espacios que usualmente no se disponen en esta sección del cauce, si no que el objetivo consiste en dividir al flujo con el fin de reducir su velocidad y disipar energía, de manera que éste deposite en zonas adecuadas ubicadas hacia aguas abajo (Fig. 2.21) (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 1997).

La fuerza dinámica de impacto de un flujo detrítico resulta varias veces superior a los esfuerzos hidrostáticos. Algunos análisis de presas destruidas por la acción de flujos detríticos presentan cálculos de presiones de hasta 13 veces superiores que las presiones debidas al agua. Es por ello necesario construir estructuras fuertes, capaces de resistir el impacto y reducir el nivel de energía del flujo detrítico (Armanini, 1991).



Fig. 2.21 Obras disipadoras de energía (Fiebiger, 2003)

Las estructuras de almacenamiento pueden ser construidas con una gran cantidad de materiales. Algunos de los materiales utilizados con éxito según VanDine (1996) son: rieles de líneas de ferrocarril, barras de acero estructural, madera, vigas de hormigón, cables, tuberías y mallas. Además otros autores presentan estructuras macizas de hormigón, mampostería de piedras o combinaciones de estas últimas con estructuras de acero (Fiebiger, 1997; Okubo et al., 1997). Según Fiebiger (2003), los distintos materiales de construcción pueden ser utilizados con diferentes propósitos:

Madera:



Fig. 2.22 Estructura construida en madera (Fiebiger, 2003)

Las estructuras en madera resultan ventajosas en lugares donde el material puede ser obtenido in situ (Fig. 2.22). Sin embargo la duración de la madera es limitada, por lo que su uso es recomendado en lugares donde el tiempo en servicio de la construcción no supere los 30 a 50 años. Luego de este tiempo la estrategia de control debe ser remplazada por otras técnicas, por ejemplo técnicas forestales.

Mampostería de Piedra:



Fig. 2.23 Estructura construida en mampostería de piedra (Fiebiger, 2003)

El uso de piedras en la construcción de obras para el control aluvional se ve limitado hoy en día a medias paisajísticas (Fig. 2.23). La práctica de cubrir las estructuras de concreto con rocas o piedras para reducir el impacto visual es una técnica antigua y costosa, sin embargo muchas veces es necesaria en áreas donde el turismo y la demanda generalizada de “medio ambiente natural” prevalece (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 2003).

Hormigón:



Fig. 2.24 Estructura de hormigón (Fiebiger, 2003).

Con el fin de reducir elevados niveles de energía, producto del impacto de los flujos con las obras, es necesario utilizar un material resistente y de alta durabilidad, que sea capaz, además, de resistir las condiciones climáticas extremas que se presentan en la montaña. A partir de los años cincuenta, con la aparición de tecnologías de hormigón armado, se han desarrollado estructuras más resistentes y funcionales (Fig. 2.24).

Acero:



Fig. 2.25 Estructura construida en hormigón y tuberías de acero (Chanson, 2001).

El acero es muy utilizado en obras de protección de avalanchas de nieve y caídas de piedras. En el caso de control de torrentes, el acero es utilizado en obras que deben resistir grandes esfuerzos (Fig. 2.25).

Vegetación:



Fig. 2.26 Utilización de plantas y vegetación para el control aluvional (Fiebiger, 2003).

La utilización de plantas y vegetación resulta muy adecuada debido a su aplicabilidad y compatibilidad con el medio ambiente. Dentro de los efectos esta el control de la erosión, protección del suelo contra el viento, lluvia, nieve y heladas, creación de hábitat para la flora y fauna del lugar, reducir el impacto visual y elevar el valor comercial de los terrenos (Fig. 2.26).

2.3.3.3 Obras controladoras de dirección del flujo

Los flujos detríticos pueden ser llevados a lugares seguros mediante canales capaces de conducir el máximo de la descarga. Generalmente se conectan con obras de almacenamiento o depositación (Okubo et al., 1997). Según Fiebiger (1997), los flujos detríticos pueden ser derivados por estos tipos de obras hacia áreas con menor interés de protección. Sin embargo, dado los alcances de muchos de estos flujos, existen espacios muy limitados para dicha intervención.



Fig. 2.27 Canales conductores de flujos detríticos (www.mala.bc.ca/~earles/howesound).

Estos canales conductores también pueden materializarse mediante barreras laterales capaces de contener el flujo dentro de ellas, protegiendo así ciertas áreas o estructuras ubicadas en el sector (Fig. 2.28) (VanDine, 1996).

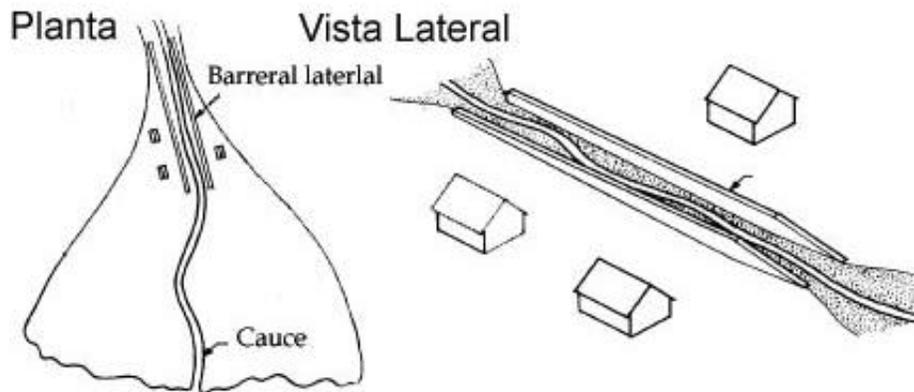


Fig. 2.28 Barreras laterales (VanDine, 1996).

Este tipo de construcciones, ya sean canales o barreras laterales, tienen que ser tan rectas y paralelas a la dirección natural de flujo como sea posible. En el caso de que algunas curvas sean imposibles de evitar, el radio de curvatura de éstas debe ser lo más grande posible. Además, las obras deben ser diseñadas para que no ocurra sedimentación dentro de ellas, ya que así se reduciría su capacidad de porteo, por lo que deben ser mantenidas permanentemente (VanDine, 1996; Okubo et al., 1997).

Las consideraciones de diseño principales de este tipo de soluciones corresponden al caudal máximo y máxima altura de escurrimiento. Además en el

caso de barreras, éstas deben ser diseñadas contra la erosión y estabilidad (VanDine, 1996; Okubo et al., 1997). Las obras pueden ser construidas de tierra, concreto o compuestas (VanDine, 1996).

2.3.3.4 Diques desviadores del flujo o barreras deflectoras

La dirección de flujos detríticos puede ser controlada por la construcción de diques suficientemente altos como para prevenir rebases (Okubo et al., 1997). La diferencia con las barreras laterales es que este tipo de obras impide que el flujo mantenga su dirección natural desviándolo hacia otra zona. Pueden ser utilizadas para proteger alguna estructura, dirigir el flujo hacia otra zona, o aumentar el largo local del cauce, disminuyendo así su pendiente para favorecer la depositación (Fig. 2.29) (VanDine, 1996).

Además de los criterios de diseño utilizados para la construcción de las obras controladoras de dirección, debido a la curvatura que tendrá el cauce, deben considerarse criterios sobre fuerzas de impacto, sobre – elevación y trepamiento del flujo (VanDine, 1996).

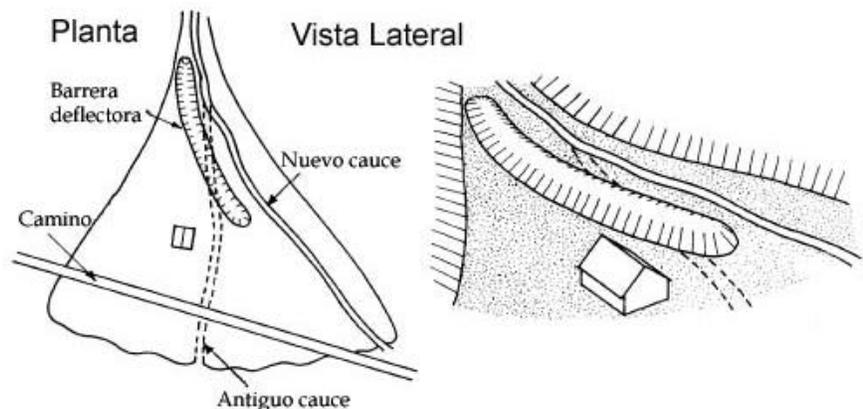


Fig. 2.29 Diques desviadores (VanDine 1996)

2.3.3.5 Zonas boscosas de dispersión o impedimentos para el flujo (Baffles)

Se utilizan para controlar la dirección del movimiento como también la depositación del flujo. Normalmente se combinan con diques desviadores y barreras deflectoras. Además, estas zonas son utilizadas como amortiguadores entre el flujo y el objeto a proteger (Okubo et al., 1997).

Los impedimentos para el flujo pueden ser naturales o artificiales. En caso de utilizar árboles se denominan zonas boscosas de dispersión. Impedimentos artificiales pueden ser construidos de tierra, madera, acero o concreto. Consideraciones de diseño incluyen el volumen del flujo detrítico, alcance o

distancia recorrida por el flujo hasta depositarse, fuerzas de impacto, sobre – elevación y trepamiento (Fig. 2.30) (VanDine, 1996)

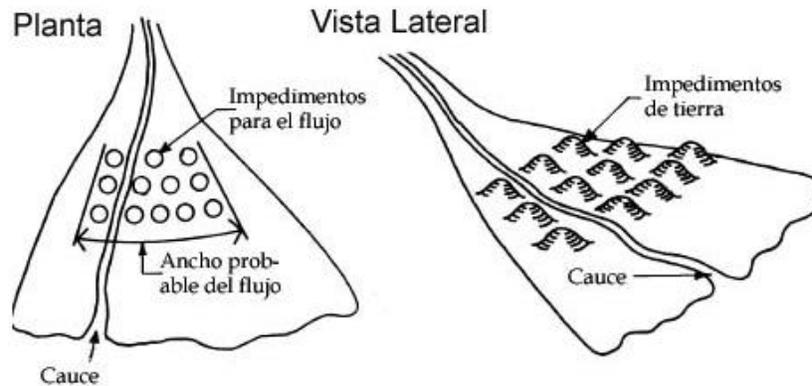


Fig. 2.30 Impedimentos para el Flujo (VanDine, 1996)

2.3.3.6 Obras de deposición

La energía del flujo es disipada y la deposición es forzada a ocurrir en obras diseñadas para tales efectos o áreas de dispersión o deposición (VanDine, 1996; Okubo et al., 1997). Fiebiger (1997) plantea que estas estructuras corresponden a grandes trampas que pueden detener y almacenar el volumen del aluvión. Dado las limitaciones de costos, tiempo de construcción y espacio, esta solución en general es difícil de implementar.

Áreas de deposición pueden ser excavadas y preparadas con el fin de disminuir la pendiente y así también disminuir la distancia de alcance del flujo y aumentar el volumen de almacenamiento. Este tipo de control es generalmente acompañado por impedimentos para el flujo y barreras terminales, tales como bermas o presas permeables o impermeables (Fig. 2.31). Barreras o presas terminales son construidas para facilitar la deposición de los sedimentos ya que presentan una obstrucción física para el flujo (VanDine, 1996). Algunos criterios para el diseño son, volumen, distancia de alcance, fuerzas de impacto, sobre-elevación, trepamiento y ángulo de deposición (VanDine, 1996)

Después de la ocurrencia de un aluvión, estas obras deben ser limpiadas y mantenidas para prepararlas para un próximo evento (VanDine 1996; Okubo et al., 1997).



Fig. 2.31 Obras de depositación (www.mala.bc.ca/~earles/howesound)

2.3.4 Otros Estudios Experimentales de Obras de Protección Contra Aluviones.

El estado del conocimiento sobre flujos de granos se debe en gran parte a una idea propuesta por Bagnold en el año 1954 y cuya importancia fue ignorada por mucho tiempo. Bagnold (1954) postuló la existencia de un esfuerzo, el cual denominó dispersivo, asociado a la interacción entre las partículas y lo probó realizando un ingenioso experimento (Seminara y Tubino, 1993).

A partir de ensayos, consistentes en inducir un flujo rotatorio de una mezcla líquido – sólida en el espacio anular entre dos cilindros concéntricos (flujo de Couette de un fluido no newtoniano con partículas neutralmente boyantes), Bagnold midió el exceso de presión en las paredes del cilindro interior fijo, estableciendo la existencia de un esfuerzo dispersivo producto de la interacción de las partículas sólidas. A partir de la correlación de los datos experimentales identificó dos regímenes principales: el flujo inercial y el macro – viscoso, los que diferenció a partir del grupo adimensional conocido hoy como número de Bagnold (Ayala, 1996).

Luego de los estudios realizados por Bagnold (1954), una amplia gama de experimentos se han desarrollado con el fin de conocer y caracterizar el fenómeno. Dentro de la literatura es posible encontrar antecedentes de experimentos desarrollados con el fin de conocer la reología, distribución de velocidades, inestabilidades del flujo (ondas rodantes), efectos de la rugosidad del lecho, granulometría, etc. Una recopilación detallada de observaciones experimentales relacionadas con la mecánica de flujos granulares es presentada por Seminara y Tubino (1993) en su publicación “Debris Flow: Meccanica, Controllo e Previsione”. En esta publicación se revisan experimentos, partiendo

desde el de Bagnold en 1954 hasta un experimento reométrico realizado por Lanzoni y Tubino en 1993.

Lin et al. (1997) realizaron un estudio experimental para simular el paso de un flujo detrítico por tres presas abiertas. Estas corresponden a una compuesta por columnas verticales (*slit dam*), otra compuesta por enrejados (*grid-type dam*) y la última por vigas horizontales (*beam dam*) (Fig. 2.32). Los experimentos se realizaron en un canal de 7 m de largo, 0,6 m de ancho y 0,3 m de alto. La separación entre los elementos de las presas (L) se relacionó con el tamaño máximo de los sedimentos (D_{max}). Se encontró que la razón L/D_{max} tiene directa relación con la capacidad de retención y separación de las distintas fracciones de sedimento. También la pendiente del canal juega un rol importante.

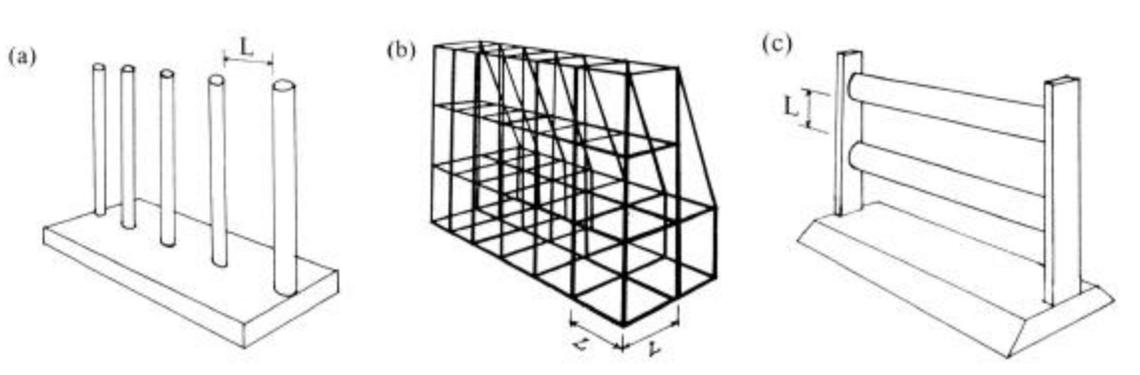


Fig. 2.32 Esquema de presas permeables estudiadas por Lin et al. (1997): a) *slit dam*, b) *grid-type* y c) *beam dam*.

Mediante correlaciones, Lin et al. (1997) obtuvieron relaciones tanto para la retención (R_s) como para la segregación de los sedimentos producto de la interacción del flujo con los distintos diseños ensayados. En forma gráfica se presentan los resultados obtenidos para la retención (Fig. 2.33), la cual se define como:

$$R_s \% = \frac{T}{T + P} \times 100\% \quad (2.51)$$

donde, T corresponde al peso del material sólido retenido por la presa y P es el peso del material sólido que pasa aguas abajo de la presa.

De los resultados obtenidos concluyen que la presa de enrejados y las de columnas verticales poseen la mejor capacidad para retener sedimentos, mientras que la de vigas horizontales posee una mejor capacidad para separar las distintas fracciones granulométricas. Además, Lin et al. (1997) realizaron mediciones de la fuerza de impacto del flujo sobre cada uno de los diseños. Los valores medidos resultaron mayores a dos veces los valores estimados teóricamente a través de una fórmula propuesta en 1985 por Mizuyama, similar a las presentadas en esta

tesis. Otros resultados experimentales sobre la interacción de diversos tipos de presas permeables con flujos detríticos son presentados por Chen y Ho (1997).

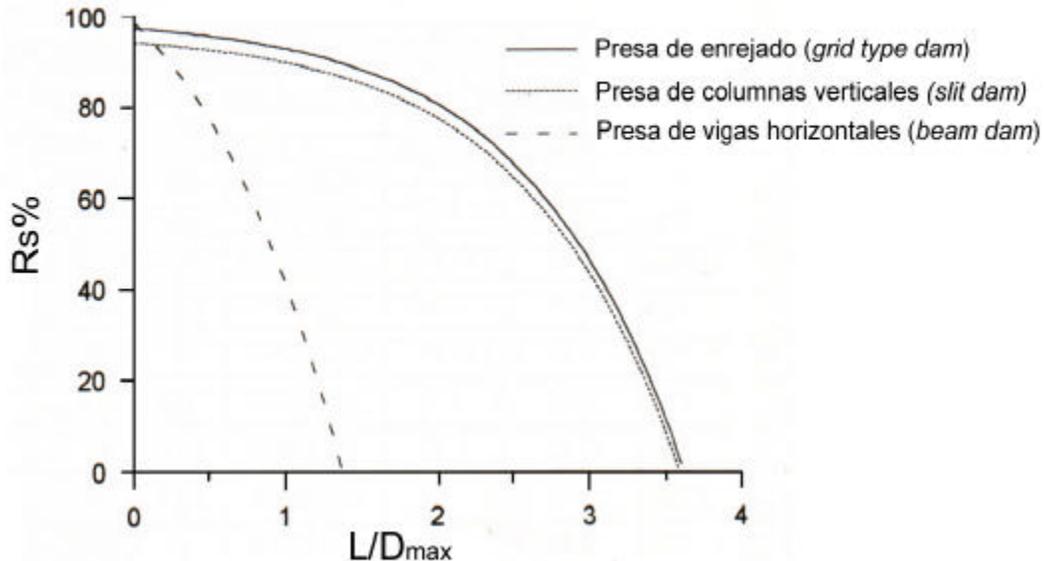


Fig. 2.33 Retención en función del L/D_{max} . Ángulo del canal, 17° (Lin et al., 1997).

Con relación a las fuerzas de impacto del flujo sobre obras de control aluvional, Armanini y Scotton (1993) realizaron una serie de experimentos en un canal de 6 m de largo y una sección transversal de 0,4 m x 0,4 m. La pendiente del canal era ajustable y varió entre 0° y 32° . Para realizar la mezcla se utilizaron materiales plásticos de distintas formas y densidades, además de realizar experimentos con agua pura. Básicamente se observaron dos tipos de impactos según la viscosidad global de la mezcla. Si el flujo presenta una viscosidad global interna baja, al momento del impacto el flujo es desviado completamente formando una protuberancia en el lugar de la estructura tal y como si se tratara de agua. En cambio, si la fricción interna es la que domina, al momento del impacto se forma una onda reflejada la cual se propaga hacia aguas arriba. Además del estudio experimental, Armanini y Scotton (1993) realizaron un análisis teórico, el cual es comparado con los resultados experimentales. Finalmente los autores proponen una expresión para calcular la fuerza de impacto por unidad de ancho de la estructura (S) como una función de la presión hidrostática (ec(2.52)). Otro estudio similar relacionado con las fuerzas de impacto del flujo sobre estructuras de control es el realizado por Daido (1993).

$$S = 9 \frac{1}{2} gh^2 \quad (2.52)$$

Desde hace algunos años, una serie de experimentos vienen siendo realizados en un canal de grandes dimensiones, propiedad del *U.S. Geological Survey* en los

Estados Unidos. La instalación consiste en un canal de concreto de 95 m de largo, 2 m de ancho, y 1,2 m de profundidad, provisto de una cámara de carga capaz de contener hasta 20 m³ de mezcla agua-sedimento (Fig. 2.34).

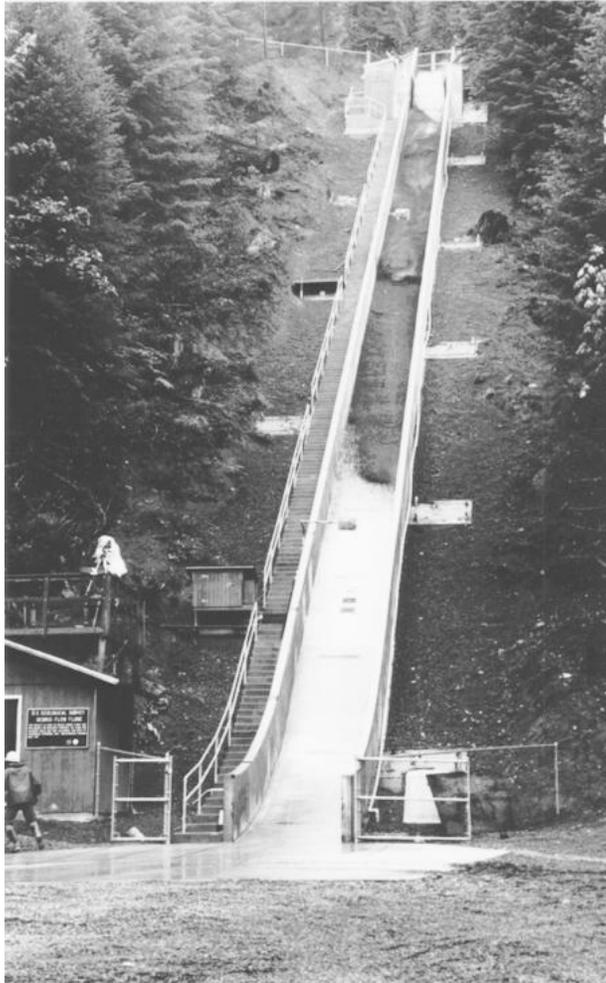


Fig. 2.34 Instalación experimental del *U.S. Geological Survey*. U.S.A
(<http://vulcan.wr.usgs.gov>)

Una serie de experimentos han sido realizados en esta instalación con distintos propósitos; inicio de flujos detríticos, dinámica de flujos detríticos, depositación, comportamiento en curvas, etc. El canal cuenta con instrumentos capaces de registrar variables relevantes del flujo tales como altura, velocidad, presión en el fondo y esfuerzos sobre el fondo. Sin duda que los resultados obtenidos de estos experimentos son los que más se asemejan a las características observadas en flujos a escalas reales, y por lo mismo, han resultado de gran utilidad en la comprensión del fenómeno (Iverson, 1997; Iverson et al., 1997; Major y Iverson, 1999; Iverson, 2003)

El problema de los experimentos en laboratorio de este tipo de flujos está en la dificultad para escalar los resultados a flujos reales o prototipos. La gran cantidad de variables y parámetros relevantes en la física de flujos detríticos, así como el desconocimiento de los fenómenos que dominan en cada caso particular, hace difícil construir modelos a escala, por lo que cada modelo o experimento en sí es capaz de representar sólo una parte del fenómeno.

De manera de obtener una adecuada comprensión del comportamiento de los flujos detríticos, para la apropiada formulación de esquemas teóricos interpretativos y para la planificación de soluciones preventivas adecuadas, resulta fundamental la adquisición de datos recogidos por medio de la observación de eventos reales (Seminara y Tubino, 1993).

Este tipo de información no es fácil de obtener debido a las dificultades para registrarlas al momento de ocurrir el fenómeno. En primer lugar, no es fácil predecir la ocurrencia de estos flujos. Además de la rapidez del fenómeno, problemas de acceso al lugar de ocurrencia, condiciones meteorológicas desfavorables entre otros, dificulta la observación en terreno del fenómeno. Sin embargo observaciones sistemáticas en terreno están siendo realizadas a partir de 1970 en algunas localidades de interés en Japón. Esta labor ha sido desarrollada por instituciones universitarias y entidades relacionadas con el Ministerio de Obras públicas de ese país (Seminara y Tubino, 1993).

Otras estaciones de monitoreo más recientes se han instalado por ejemplo en los Alpes Suizos. Estas estaciones de monitoreo cuentan con cámaras de video, equipos ultrasónicos, radares y estaciones pluviométricas entre otros. En el año 2000, cuatro fenómenos de magnitud considerable fueron observados, los datos obtenidos resultaron de gran utilidad para comprender la mecánica de los flujos detríticos y la eficiencia de las obras de control (Hürlimann et al., 2003). Un ejemplo de los resultados obtenidos por estas estaciones de monitoreo se presenta en la Fig. 2.35.



Fig. 2.35 Registro de 3 distintos eventos ocurridos en Illbach (Alpes Suizos) durante el año 2000; 3 de Junio, 28 de Junio y 24 de Julio (Hürlimann et al., 2003)

3 OBRAS PARA EL CONTROL ALUVIONAL CONSTRUIDAS EN CHILE

Producto de los desastres aluvionales ocurridos en la última década en nuestro país, la percepción social por este tipo de peligro natural ha aumentado considerablemente. Cada cierto tiempo, las numerosas pérdidas de vidas humanas y los cuantiosos daños materiales asociados a eventos aluvionales ocurridos en Chile, han contribuido a poner de actualidad la energía y capacidad de devastación de los procesos aluvionales. Esta percepción unida a ciertas prácticas de manejo utilizadas en otros países, han motivado en los últimos años a las autoridades gubernamentales y empresas privadas a desarrollar proyectos de reducción de daños aluvionales (Hauser, 2004).

El interés mostrado por el país en materia de control aluvional no es reciente. En efecto, es posible encontrar obras relacionadas, construidas algunas décadas atrás, en respuesta a problemas aluvionales recurrentes que sufre la población de diferentes localidades o para proteger infraestructura vulnerable a la ocurrencia de eventos aluvionales (ej., Infraestructura vial). Por ejemplo, en la ciudad de Valparaíso, en el año 1940 se comenzó la construcción de obras consistentes en muros de mampostería capaces de almacenar parte de los sedimentos de los flujos que escurrían por las principales quebradas y que descargaban al plano urbano de la ciudad (Fig. 3.1). Un catastro permitió detectar la existencia de 26 de estas estructuras con capacidad individual de almacenar entre 2.500 a 3.000 m³ de materiales sedimentarios, las que aún operan satisfactoriamente durante ciclos pluviales de gran intensidad. Los mayores problemas en la operación de estas obras se asocian a la necesidad de realizar costosas faenas de limpieza, como consecuencia del incontrolado y voluminoso vertido de residuos domiciliarios en sus respectivas cubetas (Hauser, 2004).

Otros ejemplos de obras menores construidas en el país con el fin de mitigar localmente los efectos de los flujos aluvionales son: badenes y dissipadores de mampostería construidos en caminos del valle del río Colorado, Región Metropolitana; muros gavionados almacenadores de sólidos en el valle del río San Francisco, Región Metropolitana, y muros almacenadores y dissipadores de madera y mampostería, conocidos localmente como “Quinchos”, en torno a la ciudad de Coihaique, XI Región entre otros (Fig. 3.2 a Fig. 3.4) (Hauser, 2004).

En la última década, las soluciones adoptadas por el país para el control aluvional se centran, principalmente, en la construcción de una serie de obras destinadas al control de volúmenes importantes de sedimentos en cuencas o quebradas donde se registran eventos recientes, cuyas consecuencias han resultado devastadoras. Estos últimos eventos han servido como base para estimar los parámetros de diseño necesarios para la construcción de estos proyectos. Los proyectos más importantes construidos a la fecha, o que actualmente se encuentran en construcción, se presentan en este capítulo.



Fig. 3.1 Muro de mampostería instalado en el eje de descarga de una quebrada (calle Francia), en el casco urbano de la ciudad de Valparaíso. La obra fue construida en el año 1940 (Hauser, 2004).



Fig. 3.2 Cajón de mampostería utilizado para proteger una obra vial en el sector río Olivares, Región Metropolitana (Hauser, 2004).



Fig. 3.3 Badén de mampostería destinado a proteger una obra vial en el sector de El Alfalfal, Región Metropolitana (Hauser, 2004).



Fig. 3.4 Estructuras de control aluvional (“quincho”) construidos en quebradas ubicadas en la parte alta de la ciudad de Coihaique, XI Región (Hauser, 2004).

3.1 QUEBRADA DE MACUL - REGIÓN METROPOLITANA.

El 3 de mayo de 1993 y tras el súbito ingreso de un frente cálido en altura que provocó intensas lluvias sobre las cuencas hidrográficas que drenan hacia el sector oriente de Santiago, se desencadenaron una serie de flujos detríticos en distintas quebradas ubicadas dentro del área de influencia del sistema frontal. En la quebrada de Macul, el caudal máximo de la corriente de detritos del día 3 de Mayo, habría alcanzado un caudal máximo de 80 m³/s con una concentración volumétrica de sólidos del orden de un 38%. El volumen de material sólido depositado fue estimado en 840.000 m³, constituido por sedimentos de variados tamaños, comprendiendo rocas de diámetros superiores al metro, hasta arenas y materiales finos (Ayala, 1996; Naranjo y Varela, 1996; Hauser, 2004).

El flujo consistió en dos ondas, la primera de ellas ocurrió poco después del inicio de la lluvia, aproximadamente a las 11:40 hrs, y consistió en una ola de poco más de 1 m de alto que se desplazaba a una velocidad estimada cercana a los 15 Km/hr. Cerca de 10 minutos más tarde, y tras un descenso en el nivel del flujo, descendió una segunda ola que sobrepasó los 3 m de altura y que se desplazaba a más de 30 Km/hr. El flujo presentaba una apariencia similar a “pintura derramada” y su concentración permitía que vehículos pesados (camiones), galpones, rocas, troncos, etc., pudieran ser arrastrados flotando sobre el flujo. Los aluviones provocaron la muerte de 26 personas y la desaparición de otras 9, acompañado de cuantiosos daños materiales directos a la propiedad pública y privada (Varela y Naranjo, 1996; Hauser, 2004).

En el mes de Abril de 1995 se completó la construcción de una serie de estructuras destinadas a mitigar los efectos de flujos aluvionales en el sector de la quebrada de Macul, lo que significó una inversión cercana a los U\$ 4,5 millones. La inversión incluyó faenas de limpieza, rectificación y protección de cauces y la construcción de siete pozas decantadoras dispuestas a lo largo de 1.590 m de cauce, entre las cotas 900 y 850 m.s.n.m. Estas estructuras se ubican espaciadas entre 55 y 220 m, poseen 50 m de ancho en su base y 80 m en los bordes de las riberas. Tienen una capacidad para almacenar un total estimado en 450.000 m³ de sedimento (Fig. 3.5) (Hauser, 2004).

Los muros de las diversas cubetas, incorporan vertederos, mientras que ambos paramentos están protegidos con enrocados, con pesos comprometidos entre 500 y 1.000 Kg según diseño. Las pozas fueron construidas para el manejo de un caudal de crecida de 90 m³/s, correspondiente a un evento de probabilidad de ocurrencia de 1:100 años. Para efectos de verificar la revancha de las estructuras, se consideró un caudal de 150 m³/s (Hauser, 2004).

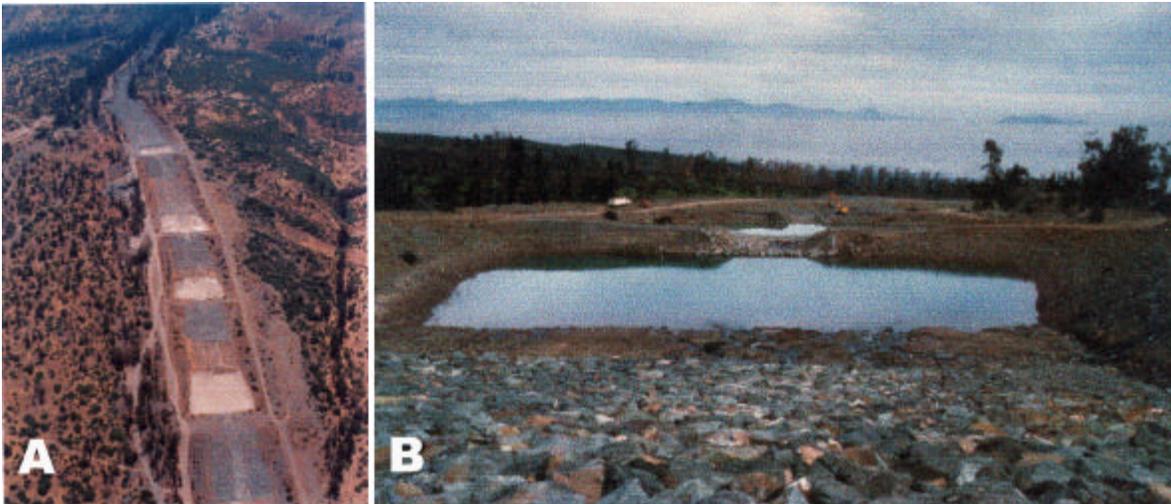


Fig. 3.5 Pozas de decantación construidas en la quebrada de Macul. A) Vista aérea del sector de las pozas, B) Vista desde aguas arriba de una de las pozas de decantación (Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas).

3.2 SAN ALFONSO, COMUNA DE SAN JOSÉ DE MAIPO, REGIÓN METROPOLITANA.

La obligada modificación del trazado del gasoducto trasandino por el valle del río Maipo, determinó su paso por el límite de la localidad de San Alfonso. En este sector, y en un tramo aproximado de 1 Km, el trazado cruza 7 quebradas que se originan en el flanco sur del cerro Cabeza de Ternera, cuyas cuencas hidrográficas aportantes fluctúan entre 0,088 y 0,288 Km². Las quebradas corresponden a cauces rectilíneos, profundos y de pendientes medias en el rango de 3 a 7 % muy sensibles a la erosión (Hauser, 2004).

Para las 5 mayores quebradas que descargan a la zona urbana de San Alfonso, se efectuaron cálculos de caudales de crecidas para períodos de 100 años. El estudio arrojó caudales que fluctúan entre 1,53 y 4,35 m³/s, los que constituyen la base de cálculo para el dimensionamiento de las obras de mitigación. La necesidad de garantizar la seguridad operacional del gasoducto en este tramo, motivó un estudio de medidas estructurales de mitigación, consideraciones operacionales y constructivas. En los segmentos superiores de cada uno de los 7 cauces se proyectó la construcción de estructuras gavionadas destinadas a la retención de las fracciones sólidas incorporadas en los flujos aluvionales, las que significaron un costo total aproximado de U\$ 1 millón. Las estructuras incorporan quiebres o escalones con un manto de enrocado destinado a actuar como elementos disipadores de energía. Una pantalla metálica actúa como elemento de retención de bloques superiores a 30 cm, mientras que un vertedero revestido con enrocado controla el derrame de las aguas excedentes (Fig. 3.6) (Hauser, 2004).



Fig. 3.6 Estructuras gavionadas construidas para la protección del gasoducto en el sector de San Alfonso. Vista desde aguas arriba (Hauser, 2004).

Además de las medidas estructurales, en las zonas de cruce de quebradas, se incrementó el diámetro de la tubería del gasoducto y se aumentó la profundidad de colocación a 3 m bajo el nivel del lecho del cauce. Las obras fueron terminadas antes del inicio de la operación del gasoducto en el mes de Agosto de 1997 (Hauser, 2004).

3.3 COPIAPÓ, TERCERA REGIÓN

El importante crecimiento de las actividades agrícolas y mineras registradas en los últimos 15 años en la ciudad de Copiapó, se ha traducido en una gran demanda

respecto del uso de suelos, lo que ha incentivado la ocupación de terrenos en los márgenes de algunas quebradas ubicadas en el flanco sur del cerro Chancoquín, y que descargan al casco urbano de la ciudad. El 12 de Junio de 1997, la ciudad de Copiapó se vio afectada por intensas precipitaciones que activaron violentos flujos aluvionales que escurrieron hacia el sector bajo de la ciudad, para finalmente depositar en la ribera norte del río Copiapó. Estos flujos provocaron cuantiosos daños materiales en viviendas, calles, veredas, redes de agua potable, alcantarillado, servicios eléctricos y de telecomunicaciones, etc. Las elevadas pérdidas materiales producidas, junto a la disponibilidad de un estudio de ingeniería destinado a la mitigación de aluviones y al impacto social causado por este evento, determinaron que la autoridad gubernamental aprobara inmediatamente fondos cercanos a U\$1 millón para materializar las obras recomendadas (Hauser, 2004).

Se contempló la construcción de 8 tranques almacenadores de crecidas, con capacidades individuales entre 15.000 m³ a 20.000 m³, para crecidas de periodo de retorno de 50 años, localizados en el sector donde las quebradas ingresan al casco urbano de la ciudad. Cada estructura posee un vertedero para el vaciado controlado del excedente de aguas (Fig. 3.7) (Hauser, 2004).



Fig. 3.7 Tranques almacenadores construidos en la ciudad de Copiapó (Hauser, 2004).

3.4 ANTOFAGASTA, SEGUNDA REGIÓN

Durante las últimas horas del día 17 de Junio de 1991 y primeras horas del siguiente día, la II región se vio afectada por un temporal de viento y lluvia asociado a un sistema frontal que se propagó desde el sur del país, el cual tuvo consecuencias verdaderamente catastróficas para la ciudad de Antofagasta y sus alrededores. Producto de este sistema frontal, flujos de agua y barro escurrieron por las múltiples y empinadas quebradas de los faldeos occidentales y planicie litoral, donde se ubica la ciudad de Antofagasta. En su paso por la ciudad, los torrentes de agua y sedimento provocaron más de un centenar de víctimas fatales, más de mil damnificados, daños a cerca de cinco mil viviendas y destrucción de infraestructura vial y férrea, además de cortes en el suministro de agua potable (C.R.H, 1993)

Se estima que los flujos ocurridos movilizaron un volumen de material sólido en el rango de 550.000 a 750.000 m³, pudiendo llegar inclusive al millón de metros cúbicos, sin considerar el aporte de una de las quebradas (Quebrada la Negra). La concentración volumétrica de sólidos en los flujos se estimó entre un 50 y 60 % (CRH, 1993).

Tras la catástrofe, surgió entre las autoridades la inquietud de realizar evaluaciones de lo ocurrido, lo que determinó la realización una serie de estudios de ingeniería destinados a identificar, localizar, diseñar y valorizar la eventual construcción de estructuras de mitigación (CRH, 1993; Hauser, 2004).

Hacia el año 1993, se dio inicio a la primera etapa de construcción de obras de mitigación de flujos aluvionales, lo que significó una inversión aproximada de U\$1,5 millones. Los trabajos incluyeron faenas de limpieza, encauzamiento, protección, rectificación de cauces, junto a la construcción de barreras de contención, disipadores y deflectores a base de hormigón y/o enrocados ciclópeos. Consideraciones presupuestarias y estratégicas centraron la actividad en la zona periférica de la ciudad y en las quebradas con mayor probabilidad de experimentar flujos aluvionales que descargan a la ciudad. Los trabajos estuvieron a cargo del Departamento de Defensas Fluviales de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas.

Posteriormente, en el año 1998, se completó un estudio destinado a otorgar una solución definitiva a la problemática aluvional en la ciudad de Antofagasta. Los resultados de este estudio consideran la construcción de una serie de barreras transversales impermeables destinadas a almacenar gran parte de los sólidos arrastrados por el aluvión. El diseño de estas barreras se basa en que el volumen de acumulación de sedimentos, en las cubetas formadas por las barreras, sea suficiente como para lograr un flujo con una concentración volumétrica de sólidos menor al 15 % antes de que entre a la ciudad. Se considera que el flujo de concentración menor a 15 % no presenta mayores diferencias que un flujo de agua pura, lo que facilita su evacuación. El estudio contempla la evacuación del

flujo que ingresa a la ciudad a través de calles u obras adicionales (canales, ductos, etc.) (ELECTROWAT, 1998).

El estudio establece la necesidad de construir estructuras de control en 14 quebradas principales. Actualmente se encuentran en construcción las obras diseñadas para la Quebrada Salar del Carmen, la que contempla la construcción de obras en tres quebradas afluentes a ella (Fig. 3.8). La quebrada Salar del Carmen posee una importante hoya hidrográfica de 33,3 Km² y junto a su cauce alberga importantes obras viales y de conducción de agua potable, por ello la importancia de protegerla ante futuros eventos aluvionales.

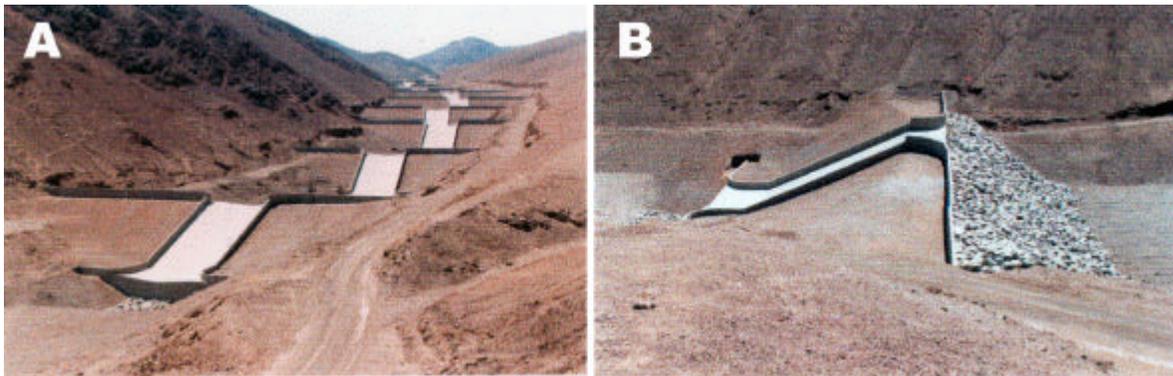


Fig. 3.8 Estructuras de control aluvional construidas en la quebrada Salar del Carmen. A) vista desde aguas abajo, b) vista lateral de una de las obras (Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas)

3.5 COIHAIQUE, UNDÉCIMA REGIÓN

La ciudad de Coihaique ubicada en la XI región del país ha sido afectada a través del tiempo por la acción de flujos de detritos generados por las crecidas que se originan en las cuencas de las quebradas del cerro Divisadero. La información que se tiene de estos eventos es escasa y poco precisa, ya que hasta hace poco estos eventos no constituían un problema evidente para la ciudad. Sin embargo, la expansión urbana ha puesto en evidencia la vulnerabilidad de las actuales zonas urbanas (Ayala, 1996).

Debido a lo anterior, y a pedido de la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas, el año 2002 la empresa AC Ingenieros Consultores Ltda. desarrolló un estudio destinado a dar solución a la problemática aluvional de la ciudad de Coihaique.

El estudio recomienda la construcción de barreras destinadas a escalonar el perfil longitudinal de los cauces de las quebradas, lo que favorece a la sedimentación del material de arrastre durante crecidas. Se diseñaron un total de 244 barreras, las que deberán ser construidas en diversos segmentos de las cinco mayores quebradas que vierten al casco urbano de la ciudad. Las barreras se construirán

en base a viguetas prefabricadas de hormigón. Se trata de estructuras flexibles conformadas por verdaderas celdas o cajones rellenos con bloques de material aluvial de tamaños mayores (ripios y gravas) (Hauser, 2004).

Actualmente se encuentran en construcción las obras diseñadas en las quebradas Mackay y Las Lengas (Fig. 3.9 y Fig. 3.10).



Fig. 3.9 Barrera de viguetas construidas en la quebrada Mackay (Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas).



Fig. 3.10 Barrera de viguetas en construcción en la quebrada Mackay (Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Ministerio de Obras Públicas).