



**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS**

**ESCUELA DE POSTGRADO**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA  
ALUVIONES**

**SANTIAGO R. MONTSERRAT MICHELINI**

MIEMBROS DE LA COMISIÓN EVALUADORA

Sr. ALDO TAMBURRINO T.

Sr. YARKO NIÑO C.

Sr. LUIS AYALA R.

Sr. JORGE CLAVERO R.

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA  
INGENIERÍA

MENCIÓN RECURSOS Y MEDIO AMBIENTE HÍDRICO

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

SANTIAGO DE CHILE  
NOVIEMBRE 2005

*A mi familia*

## **AGRADECIMIENTOS**

Tesis apoyada por el programa de becas de financiamiento de tesis del Centro del Agua para Zonas Áridas y Semiáridas de América Latina y El Caribe – CAZALAC.

Quiero agradecer en forma muy especial a mi profesor tutor Aldo Tamburrino y al profesor Yarko Niño quienes me dieron la posibilidad y herramientas necesarias para desarrollar este tema de tesis. También quiero agradecerles por el apoyo y ayuda brindada durante estos años en que he trabajado junto a ellos.

Al profesor Luis Ayala, por su interés y preocupación, tanto en el desarrollo de esta tesis, como en mi desarrollo personal y laboral.

Al profesor Jorge Clavero, por sus acertados comentarios y respaldo otorgado en la revisión de esta tesis. También, por darme la oportunidad de conocer en terreno algunos aspectos de los flujos estudiados en este trabajo.

A todos los profesores de la División de Recursos Hídricos y Medio Ambiente que de alguna forma contribuyeron a mi formación profesional, en especial a la profesora Ximena Vargas por su constante ayuda y apoyo.

Agradezco a todas las personas que trabajan en la División de Recursos Hídricos y Medio Ambiente, en especial a Juan Donoso y Manuel Cáceres, quienes fueron responsables de la construcción de los distintos montajes experimentales y de gran parte de la experimentación realizada. Además, quiero agradecerles por la acogida y amistad que hemos compartido durante estos años.

A todos los amigos que me acompañaron durante mis largos años de tesista. En especial con los que compartí esos años en las oficinas del SEMDA y el CINAT, y con los que nunca pensamos en terminar nuestras tesis devuelta en el edificio de Hidráulica. También quiero agradecer a mis amigos de Patrullas de Ski de Chile, institución que me acompañó durante gran parte de mi vida universitaria.

No me queda más que agradecer a los reales responsables de este trabajo. Mi familia. En forma especial quiero agradecer a mis padres quienes con esfuerzo me dieron esta oportunidad. También quiero agradecerles por todo el cariño y apoyo entregado durante mi vida. A mis hermanos, que aunque aburridos de esperar el día de la titulación, siempre me han motivado en continuar adelante. Para Ustedes va dedicado este trabajo.

Finalmente quiero agradecer a quien ha sido la persona más importante en esta última etapa de mi vida. Gracias por todo tu apoyo, y gracias por compartir y acompañarme en todos mis sueños y proyectos. Muchas gracias mi amor.

## RESUMEN

El alto riesgo aluvional existente en el país debido a la presencia de grandes montañas sujetas a las inclemencias del tiempo, sumado a la creciente presión urbana por utilizar sectores cada vez más expuestos a este tipo de eventos, justifican estudios sobre el comportamiento de flujos detríticos y la posibilidad de mitigar sus efectos mediante la construcción de obras de protección y control. En esta tesis se desarrolló un estudio experimental sobre la dinámica de flujos detríticos y su interacción con distintos obstáculos interpuestos al paso del flujo que simulan obras de protección.

La instalación experimental consiste en una canal de alta pendiente de 20 cm de ancho por 6,5 m de largo disponible en el laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile. Una cámara de carga, la que se conecta con el canal a través de una compuerta, es alimentada con una mezcla de agua y sedimentos constituidos por fracciones de arena, grava y bentonita. El flujo se genera tras la apertura repentina de la compuerta. La altura de la apertura varía entre 1 ó 2 cm. Las obras fueron materializadas como barreras de geometría simple, ubicadas lo suficientemente aguas abajo de la entrada al canal como para permitir el desarrollo completo del flujo. Tanto las características del flujo como la interacción de éste con las barreras fueron obtenidas a través del procesamiento de imágenes capturadas mediante el uso de tres cámaras de video.

En el estudio de la dinámica de los flujos detríticos generados, se buscó cuantificar los principales procesos físicos que controlan el movimiento: colisiones entre partículas, fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) y la interacción entre las partículas y el fluido ambiente. La cuantificación de estos procesos se realizó a través de los parámetros adimensionales: número de Bagnold ( $Ba$ ), número de Savage ( $Sa$ ) y número de fricción ( $N_f$ ). Los resultados muestran que los flujos detríticos se sitúan en el régimen de transición macroviscoso-inercial o en el inercial, según la clasificación de Bagnold, mostrando un predominio de las colisiones por sobre la fricción. La viscosidad del fluido intersticial se vuelve importante a medida que se aumenta la concentración de sedimento fino en la mezcla.

En cuanto al efecto de las barreras en el flujo detrítico, se concluye que dependiendo de la estrategia de control aluvional, además de las condiciones de flujo y del terreno, este tipo de obras pueden resultar efectivas para la mitigación del riesgo aluvional. Barreras impermeables pueden actuar como importantes trampas de sedimento en pendientes no muy pronunciadas, mientras que barreras permeables son capaces de retener, temporalmente, considerables volúmenes de sedimento, retardando así el caudal máximo de descarga de sedimentos. El espaciamiento entre barreras constituye un elemento importante en el diseño, ya que en gran medida controla el comportamiento y efectividad de ellas. Nuevos estudios tendrán que definir el espaciamiento óptimo en función de la estrategia de control deseada, como también profundizar en la caracterización mecánica de flujos de agua-sedimentos de granulometrías extendidas.

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b><u>1</u></b>	<b><u>INTRODUCCIÓN</u></b>	<b><u>1</u></b>
1.1	MOTIVACIÓN	1
1.2	OBJETIVOS	6
<b><u>2</u></b>	<b><u>DISCUSIÓN BIBLIOGRÁFICA</u></b>	<b><u>7</u></b>
2.1	COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS	7
2.1.1	<i>Propiedades Físicas y Mecánicas de los Flujos Detríticos</i>	7
2.1.2	<i>Leyes de Resistencia</i>	11
2.2	ESCALAMIENTO DE FLUJOS DETRÍTICOS	13
2.3	OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA ALUVIONES	21
2.3.1	<i>Antecedentes Generales</i>	21
2.3.2	<i>Criterios de Diseño para la Construcción de Soluciones Estructurales</i>	25
2.3.3	<i>Diseño de Obras de Protección Contra Aluviones</i>	42
2.3.4	<i>Otros Estudios Experimentales de Obras de Protección Contra Aluviones</i>	64
<b><u>3</u></b>	<b><u>OBRAS PARA EL CONTROL ALUVIONAL CONSTRUIDAS EN CHILE</u></b>	<b><u>69</u></b>
3.1	QUEBRADA DE MACUL - REGIÓN METROPOLITANA	72
3.2	SAN ALFONSO, COMUNA DE SAN JOSÉ DE MAIPO, REGIÓN METROPOLITANA	73
3.3	COPIAPÓ, TERCERA REGIÓN	74
3.4	ANTOFAGASTA, SEGUNDA REGIÓN	76
3.5	COIHAIQUE, UNDÉCIMA REGIÓN	77
<b><u>4</u></b>	<b><u>INSTALACIONES Y PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL</u></b>	<b><u>79</u></b>
4.1	ANÁLISIS DIMENSIONAL	79
4.2	FLUJOS DETRÍTICOS E INTERACCIÓN CON OBSTÁCULOS INTERPUESTOS EN EL CAUCE	80
4.2.1	<i>Instalación Experimental</i>	80
4.2.2	<i>Metodología</i>	82
4.2.3	<i>Condiciones Experimentales</i>	83
4.3	REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA – SEDIMENTOS FINOS	85
4.3.1	<i>Instalación Experimental</i>	86
4.3.2	<i>Metodología</i>	88
4.3.3	<i>Condiciones Experimentales</i>	90

<b><u>5</u></b>	<b><u>RESULTADOS EXPERIMENTALES</u></b>	<b>91</b>
5.1	REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA - BENTONITA	91
5.1.1	<i>Resultados para Fluidos Newtonianos</i>	91
5.1.2	<i>Resultados para Fluidos con Reologías Tipo Ley de Potencia con Esfuerzo de Fluencia</i>	93
5.1.3	<i>Resultados Generales Sobre la Reología de la Mezcla Agua-Bentonita</i>	98
5.2	CARACTERIZACIÓN DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS ENSAYADOS	101
5.2.1	<i>Altura y Velocidad</i>	102
5.2.2	<i>Análisis Dimensional de los Flujos Experimentados</i>	105
5.2.3	<i>Ley de Resistencia</i>	115
5.3	INTERACCIÓN ENTRE FLUJOS DETRÍTICOS Y BARRERAS TRANSVERSALES EN EL CAUCE	123
5.3.1	<i>Interacción del Flujo con Barreras Impermeables</i>	123
5.3.2	<i>Interacción del flujo con barreras permeables</i>	133
<b><u>6</u></b>	<b><u>DISCUSIÓN DE RESULTADOS</u></b>	<b>137</b>
6.1	REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA – BENTONITA	137
6.2	CARACTERIZACIÓN DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS	138
6.2.1	<i>Análisis Dimensional</i>	138
6.2.2	<i>Ley de Resistencia</i>	140
6.3	INTERACCIÓN ENTRE FLUJOS DETRÍTICOS Y BARRERAS TRANSVERSALES	141
6.3.1	<i>Barreras Impermeables</i>	141
6.3.2	<i>Barreras Permeables</i>	142
<b><u>7</u></b>	<b><u>CONCLUSIONES</u></b>	<b>145</b>
<b><u>8</u></b>	<b><u>BIBLIOGRAFÍA</u></b>	<b>149</b>
	<b><u>ANEXOS</u></b>	<b>155</b>

# **1 INTRODUCCIÓN**

## **1.1 MOTIVACIÓN**

Los flujos detríticos ocurren cuando masas de sedimento, agitadas y saturadas por agua, deslizan a lo largo de una pendiente por acción de la fuerza de gravedad. El movimiento está condicionado por los esfuerzos que surgen debido a la interacción de las partículas sólidas entre sí y con el medio fluido, así como por los esfuerzos que se originan debido a los efectos viscosos o turbulentos en la fase líquida. Mientras las fuerzas debido a los sólidos dominan la física de las avalanchas de roca, y las fuerzas que se originan en el fluido dominan la física de los flujos de agua, en un flujo detrítico ambas fuerzas son importantes (Iverson, 1997). La fracción sólida de los flujos detríticos se compone principalmente de arena, grava y piedras, pero también puede incluir árboles, automóviles, edificios pequeños y otros materiales fabricados por el ser humano (Larsen et al., 2002).

La dinámica de flujos detríticos es una rama de la Hidráulica Fluvial relativamente nueva y su investigación ha demostrado un creciente interés producto de las grandes pérdidas económicas y de vidas humanas asociadas a la ocurrencia de estos eventos. Recién en 1954, Bagnold introdujo el concepto de esfuerzos dispersivos, concepto fundamental en el desarrollo posterior de esta área de investigación. Aunque los flujos detríticos no son un fenómeno nuevo en la naturaleza, los daños producidos se han vuelto más importantes debido al cambio en el uso de suelos asociado al desarrollo urbano.

Los países más expuestos a la ocurrencia de eventos aluvionales han diseñado y construido diversos tipos de estructuras de protección desde hace cientos de años atrás. La primera ley que hace mención a la protección y construcción de obras de defensa se remonta a 1897, y corresponde a la “Sabo Law” en Japón (Seminara y Tubino, 1993). No sólo los criterios de diseño para este tipo de estructuras son escasos, sino que las condiciones en que éstas operan son también inciertas (Armanini, 1997).

Es un hecho conocido que en la medida que un país crece y se desarrolla, aumenta el riesgo vinculado a la ocurrencia de catástrofes naturales por cuanto se tiende a ir ocupando zonas del territorio cada vez menos seguras: zonas ribereñas, zonas costeras desprotegidas y más expuestas a acciones marítimas devastadoras, sectores altos y de mayores pendientes más propensos a los movimientos en masa de sedimentos y zonas remotas expuestas al efecto eventual de erupciones volcánicas. También se tiende a ocupar áreas bajas inundables, conos de deyección y zonas de suelos de mala calidad geomecánica (Ayala, 1996).

El conjunto de fenómenos naturales mencionados no es ajeno a la realidad de Chile. Producto del desarrollo urbano de los últimos años, las catástrofes naturales

se han vuelto cada vez más severas. Las inundaciones, por ejemplo, son fenómenos que año a año cobran numerosas vidas y cuantiosas sumas de dinero. Afortunadamente, grandes eventos aluvionales no resultan muy frecuentes, sin embargo su gran poder destructivo hacen de este fenómeno uno de los eventos más peligrosos de la naturaleza.

En Chile, como consecuencia de su accidentada topografía, caracterizada por la presencia de grandes montañas, y la ocurrencia de eventos meteorológicos extremos, los ejemplos de aluviones ocurridos son numerosos. Dentro de éstos destacan, por su magnitud y destrucción, los aluviones de junio de 1991 ocurridos en Antofagasta y de mayo de 1993 en las Regiones Metropolitana, V y VI del país. Estos eventos se produjeron debido a la presencia de condiciones hidrometeorológicas extremas, caracterizadas por precipitaciones intensas y temperaturas por sobre los valores normales. Los flujos detríticos se desencadenaron en diversas quebradas causando gran destrucción a su paso (Ayala, 1996; Hauser, 2004).

Otro evento importante ocurrido en Chile, debido a su gran magnitud, lo constituye el aluvión del estero Parraguirre el 29 de noviembre de 1987. Estudios indican que la remoción inicial habría correspondido a una “avalancha de rocas” que al impactar con el piso del valle del estero Parraguirre, habría removido un importante volumen de depósitos glaciofluviales lo que condicionó la inmediata puesta en acción de una cuantiosa masa de lodo, arena, grava y bloques rocosos que rápidamente evolucionaron a un flujo. El aluvión se inició en el estero Parraguirre, siguió por el valle del Río Colorado y se detuvo en el Río Maipo luego de recorrer cerca de 57 Km y descender una distancia vertical de 3.400 m. Los frentes de ondas desarrollados por el flujo alcanzaron alturas estimadas de entre 20 y 30 m y velocidades de hasta 60 Km/hr. La remoción de este aluvión habría alcanzado un volumen total estimado de  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$  (Hauser, 2000; Hauser, 2002).

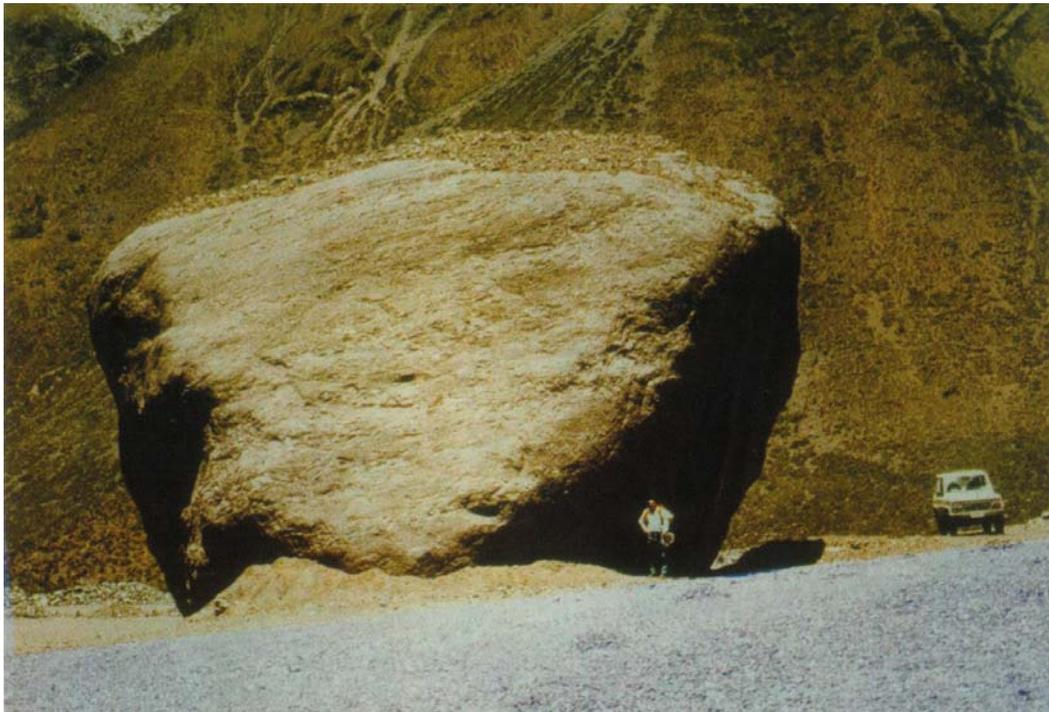
El aluvión encauzado por el valle del Río Colorado, arrasó las instalaciones de 4 campamentos de construcción del proyecto de la Central Hidroeléctrica Alfalfal, de CHILECTRA, y provocó la muerte de 37 personas, además de cuantiosas pérdidas económicas (Fig. 1.1). Una clara evidencia de la gran energía desarrollada por este aluvión, lo constituye el transporte de un bloque rocoso de 2.700 - 3.000 toneladas por un tramo de 14 Km (Fig. 1.2) (Hauser, 2000; Hauser, 2002).

Debido a la accidentada topografía, característica del país, gran parte de su red vial se desarrolla sobre laderas de montañas propensas a la ocurrencia de remociones en masa. Por ello, la red vial, y en particular caminos y cruces internacionales, se ven afectados con frecuencia por este tipo de eventos, los que causan gran daño a la infraestructura del lugar, como cortes temporales en los caminos. Como ejemplo, el 18 de agosto de 1987, en el sector del valle del Río Juncal, aguas abajo de Guardia Vieja, V Región, el camino internacional a Argentina fue bloqueado por un flujo de barro que movilizó bloques de hasta 450 toneladas de peso. Para reestablecer el tránsito fue necesario remover

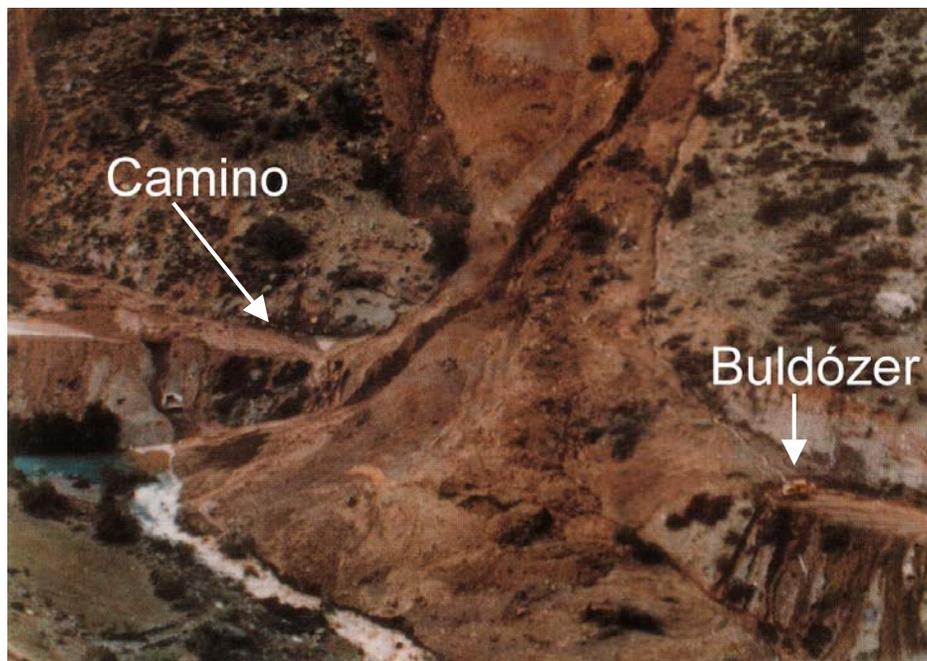
aproximadamente 45.000 m<sup>3</sup> de lodo y rocas que bloquearon el camino a lo largo de 160 m (Fig. 1.3) (Hauser, 2000).



**Fig. 1.1** A) Foto aérea del campamento La Paloma a 10 días del aluvión del estero Parraguirre. Se aprecia el daño producido a las instalaciones. B) Casa de máquinas de la central Maitenes. Se notan los depósitos y daños causados por el flujo, que alcanzó niveles por sobre las ventanas (Hauser, 2002).



**Fig. 1.2** Bloque de roca de masa estimada en 2.700 – 3.000 ton movilizado por cerca de 14 Km por el flujo del aluvión del estero Parraguirre (Hauser, 2000).



**Fig. 1.3** Bloqueo temporal del camino internacional Los Andes – Mendoza como consecuencia del aluvión ocurrido el 18 de Agosto de 1987 (Hauser, 2000).

Teniendo en cuenta la importante actividad minera que se desarrolla en el país, pueden ser incorporados dentro de la categoría de flujos detríticos aquellos producidos por el colapso de estructuras de almacenamiento de residuos mineros (tranques de relave), considerando que corresponden a procesos de ocurrencia común en Chile, asociados a sollicitaciones sísmicas. Los muros de tranques de relave constituyen estructuras artificiales, por lo que el flujo inducido por el colapso se vincula a la concatenación de factores antrópicos y naturales (Fig. 1.4) (Hauser, 2000).

Los fenómenos de remoción en masa admiten cierto grado de manejo destinado a minimizar sus efectos sobre la población (Hauser, 2000). Dentro de la literatura se puede encontrar numerosas formas de manejo y control de flujos detríticos. Una forma consiste en la materialización de obras capaces de provocar cambios en el régimen de transporte del flujo, los que se traducen en una reducción del riesgo aluvional.

Según Ayala (1996), no existen metodologías prácticas aceptadas universalmente para abordar el diseño de obras que permitan controlar o mitigar el efecto de flujos de detritos. Por esto se hace necesario el estudio de obras de control de eventos aluvionales con el fin de orientar el diseño y disminuir el riesgo asociado.



**Fig. 1.4** Colapso de un muro perimétrico de depósitos de relave de la mina Cerro Negro, V Región, a causa del sismo del día 3 de Marzo de 1985. En primer plano se observa el flujo de relave (Hauser, 2000).

Las distintas obras creadas para tales fines se han ido desarrollando y mejorando junto con las distintas técnicas de construcción y conocimiento del fenómeno. Según lo expuesto por Fiebiger (1997), la función de las obras antiguas de control contra aluviones era consolidar y retener el material sólido. Sin embargo, los grandes volúmenes de embalse requeridos con ese fin, generados mediante presas, se llenan paulatinamente con el arrastre ordinario de sedimentos del cauce, disminuyendo así su capacidad de retención y su efectividad ante la ocurrencia de posibles aluviones. Es por esto que se deben desarrollar obras que no entorpezcan el transporte regular de sedimentos en el cauce, de manera de mantener el equilibrio del flujo de sedimentos y permitir que las obras se encuentren en operación al momento de ocurrir un aluvión.

La presente Tesis consiste en un estudio experimental del comportamiento de obras diseñadas con el fin de controlar o mitigar los efectos asociados a la ocurrencia de aluviones. En particular, el tipo de obras que se incluyen en el estudio experimental corresponden a diseños estructurales que se ubican en el mismo cauce o quebrada por donde escurre el aluvión, los cuales actúan provocando un cambio particular en el transporte del material acarreado por el flujo.

Esta Tesis busca introducir el estudio experimental de la interacción de flujos detríticos y obras de control, de manera de establecer y conocer los procesos básicos involucrados en el fenómeno

Las obras utilizadas en el estudio experimental no corresponden a diseños a escala de prototipos, sino que se materializan como un obstáculo de geometría simple que se interpone al flujo, simulando el comportamiento hidráulico de éste alrededor de una obra. El modelamiento a escala de un flujo detrítico y su interacción con obstáculos es un problema altamente complejo aún no resuelto, debido a la gran cantidad de parámetros involucrados en estos flujos y a la dificultad de establecer con certeza relaciones de escalamiento de las propiedades de las mezclas sólido-líquidas y sus condiciones de flujo.

## **1.2 OBJETIVOS**

Los objetivos de esta tesis son estudiar en forma experimental la dinámica de flujos detríticos en un canal rectangular de lecho fijo y el comportamiento hidráulico y capacidad de retención de sedimentos de obstáculos interpuestos en el cauce que simulan obras de protección contra aluviones. Para determinar la dinámica del flujo detrítico es necesario caracterizar la composición y reología del fluido intersticial, debiendo desarrollarse experimentos adicionales con este fin.

Sin ser un objetivo de esta tesis, se ha incorporado una breve síntesis de las obras más relevantes construidas en el país con el fin de mitigar los efectos asociados a la ocurrencia de flujos detríticos (Capítulo 3).

## 2 DISCUSIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS

#### 2.1.1 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Flujos Detríticos

Algunas de las propiedades de los flujos detríticos dependen solo de la composición del material que lo constituye, mientras que otras dependen de las características del movimiento. Muy pocas técnicas son aceptadas para medir las propiedades de flujos detríticos (Iverson, 1997).

Las propiedades físicas más relevantes que caracterizan a los flujos detríticos, se presentan en la Tabla 2.1.

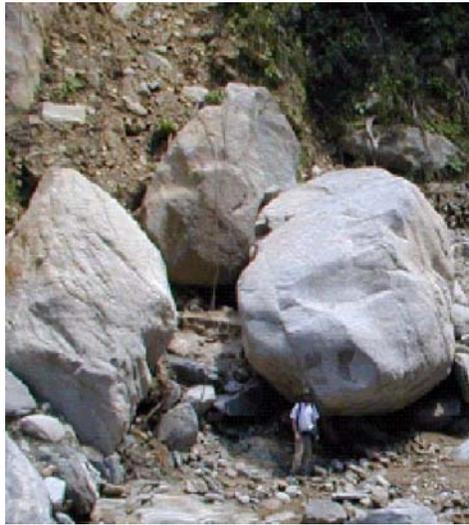
**Tabla 2.1** Valores típicos de las propiedades físicas básicas en flujos detríticos (Iverson, 1997)

Propiedad y Unidades	Símbolo	Valores Típicos
Propiedades de los Granos Sólidos		
Densidad, Kg/m <sup>3</sup>	$\rho_s$	2500 – 3000
Diámetro característico, m	$d$	$10^{-5}$ – 10
Angulo de fricción, grados (°)	$\phi_g$	25 – 45
Coefficiente de restitución	$e$	0,1 – 0,5
Propiedades del Fluido Intersticial		
Densidad, Kg/m <sup>3</sup>	$\rho_f$	1000 – 1200
Viscosidad dinámica, Pa s	$\mu_f$	0,001 – 0,1
Propiedades de la Mezcla		
Concentración volumétrica	$c_v$	0,4 – 0,8
Fracción fluida	$(1-c_v)$	0,2 – 0,6
Permeabilidad hidráulica, m <sup>2</sup>	$k$	$10^{-13}$ – $10^{-9}$
Conductividad hidráulica, m/s	$K$	$10^{-7}$ – $10^{-2}$
Modulo de compresibilidad, Pa	$E$	$10^3$ – $10^5$
Ángulo de fricción, grados (°)	$\phi$	25 – 45

Dentro de la fracción sólida del flujo, uno de los parámetros posibles de medir en forma adecuada es la distribución granulométrica. Ésta puede ser en general bastante amplia, abarcando rangos del tamaño de arcillas hasta grandes rocas (Fig. 2.1). Sin embargo, la granulometría no es un parámetro bien representado en los distintos modelos de flujos de detritos, ya que éstos en general consideran un tamaño único de sedimento ( $d$ ).

La granulometría de la mezcla puede ser fundamental en el comportamiento del flujo. En particular, el contenido de finos en el rango de arcillas puede influenciar

en forma considerable la mecánica de las interacciones entre partículas sólidas. La fracción fina puede formar parte de la fase líquida, cambiando sus propiedades originales, en particular su densidad y viscosidad dinámica,  $\rho_f$  y  $\mu_f$ , respectivamente. Las variaciones en la densidad y reología de la fase líquida pueden resultar muy importantes dependiendo de las características electroquímicas del material fino, es decir, del grado de cohesividad del material fino.



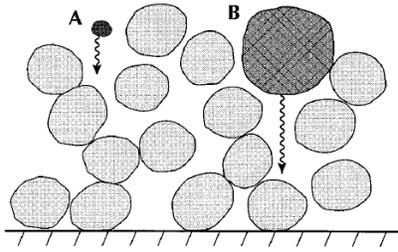
**Fig. 2.1** Diversidad granulométrica presente en flujos detríticos (Larsen et al. 2002)

Según Iverson (1997), para distinguir las fracciones efectivas de fluido y sólidos en un flujo detrítico pueden ser desarrollados criterios en base a escalas de tiempo y longitud. Si la duración de un flujo detrítico,  $t_D$ , es mayor en comparación a la escala de tiempo que tarda una partícula de diámetro  $d$  en sedimentar en agua pura, de viscosidad  $\mu_w$ , la partícula debe ser considerada como parte de la fracción sólida. Por otro lado, si una partícula de tamaño  $d$  puede mantenerse suspendida por tiempos mayores a  $t_D$  como resultado de la resistencia que impone la viscosidad del agua pura, ésta puede ser considerada como parte del fluido. En un flujo detrítico las fracciones que forman parte de los sólidos, necesitan interactuar con otros granos o con la turbulencia propia del fluido para mantenerse suspendidos. Estas diferencias son ilustradas en la Fig. 2.2.

Una vez determinados los diámetros que forman parte del fluido, la densidad de la matriz del flujo detrítico,  $\rho_f$ , queda determinada por:

$$\rho_f = \rho_s c_f + \rho_a (1 - c_f) \quad (2.1)$$

Donde  $c_f$  es la fracción volumétrica de fluido ocupado por granos finos y  $\rho_a$  y  $\rho_s$ , la densidad del agua pura y del sedimento fino respectivamente.



**Fig. 2.2** Diagrama esquemático que ilustra las diferencias entre un grano pequeño que es capaz de mantenerse suspendido sólo por efectos de los esfuerzos viscosos (A) y uno de mayor tamaño que requiere interactuar con otros granos para mantenerse en suspensión (B). (Iverson, 1997)

Si bien se sabe que la presencia de partículas finas en el flujo intersticial afecta la viscosidad efectiva del fluido, su influencia es compleja, por lo que  $\mu_f$  resulta un parámetro difícil de determinar. Los efectos sobre la viscosidad pueden ser significativos, según sean las características y concentración de los finos presentes en el flujo.

Algunos investigadores han postulado fórmulas para determinar cómo varía la viscosidad de un fluido ante la presencia de partículas sólidas. La primera y una de las más conocidas es la fórmula de Einstein, la que data del año 1906. Sin embargo, la mayoría de estas ecuaciones han sido desarrolladas para concentraciones diluidas de esferas químicamente inertes, es decir no cohesivas, por lo que en general no son aplicables al caso de flujos de detritos.

La fórmula de Einstein, para mezclas diluidas de esferas químicamente inertes ( $c_f < 0,1$ ) y bajos números de Reynolds de las partículas ( $Re < < 1$ ) es la siguiente:

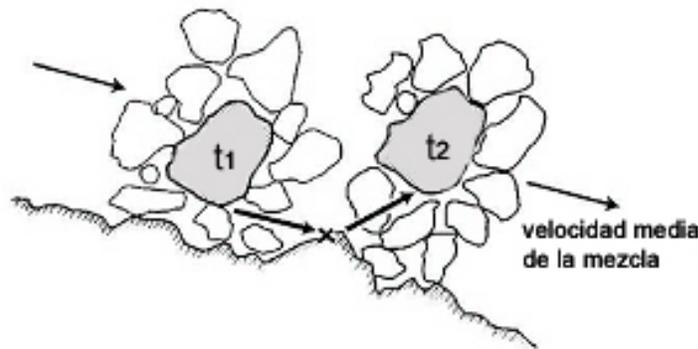
$$\frac{\mu_f}{\mu_w} = 1 + 2,5 c_f \quad (2.2)$$

El movimiento de flujos detríticos se manifiesta como un traspaso de energía que comienza con el movimiento incipiente de laderas y termina con la depositación del material. Mientras el flujo detrítico se mueve pendiente abajo, la energía se traspasa hacia un estado de mayor entropía.

La agitación del flujo no sólo influye en la transformación de la energía cinética, sino que también actúa sobre la densidad de la mezcla y la habilidad de los granos para moverse unos sobre otros. La intensidad de las fluctuaciones y grado de agitación es medida por una cantidad escalar denominada temperatura granular,  $T$ .  $T$  puede ser interpretada como el doble de la energía cinética de las fluctuaciones de velocidad de los granos sólidos y se define como:

$$T = \langle v_s'^2 \rangle = \langle (v_s - \bar{v}_s)^2 \rangle \quad (2.3)$$

Donde  $v_s$  corresponde a la velocidad instantánea de los granos, la cual puede ser definida como una velocidad media  $\bar{v}_s$  más su fluctuación  $v_s'$  y  $\langle \rangle$  denota un promedio adecuado sobre las fluctuaciones. De esta forma, valores altos de  $T$  reducen la densidad de la mezcla y aumentan la habilidad de la masa para fluir, es decir a mayores valores de  $T$ , la mezcla se comporta más como un fluido y menos como un sólido. Sin embargo mayores valores de  $T$  inducen mayores tasas de disipación de energía debido al aumento de colisiones inelásticas entre los granos (Iverson, 1997). Por esto,  $T$  no puede ser mantenida en ausencia de intercambios de energía con el medio ambiente.  $T$  puede ser generada y mantenida únicamente por una conversión continua de energía cinética de traslación de la mezcla en energía cinética de fluctuación de los granos sólidos. En los flujos detríticos, la energía cinética de traslación es otorgada por el movimiento de traslación de la masa, y la conversión de energía cinética de traslación de la mezcla a energía cinética de fluctuación de los granos ocurre cuando los granos interactúan a lo largo de superficies irregulares (Fig. 2.3) (Iverson et al., 1997)



**Fig. 2.3** Descripción esquemática de la generación de temperatura de granos ( $T$ ) por conversión de energía cinética de traslación de la mezcla a energía cinética de fluctuación de los granos, por choques con un lecho irregular ( $t_1$  y  $t_2$  corresponden a instantes de tiempo sucesivos) (Iverson et al, 1997).

La presión de poros ( $p$ ) por sobre la presión de equilibrio estático juega un rol análogo al de  $T$ , ya que ésta reduce la rigidez de la mezcla y facilita el flujo. Sin embargo, en contraste con altos valores de  $T$ , altos valores de  $p$  reducen la disipación de energía, debido a que la interacción entre granos es menor. Además,  $p$  transfiere esfuerzos desde la fase sólida a la fase fluida. La existencia de presiones entre los granos por sobre la presión hidrostática es un mecanismo complejo de entender, sin embargo la capacidad de los flujos de preservar el exceso de presión tiene directa relación con la permeabilidad de la mezcla, viscosidad de la matriz y la escala del flujo (Iverson y Vallance, 2001).

## 2.1.2 Leyes de Resistencia

La cuantificación de las corrientes de detritos desde el punto de vista hidráulico y mecánico fluvial constituye un problema altamente complejo que aún no ha sido completamente resuelto. El enfoque analítico requiere tomar en cuenta los esfuerzos que se generan en la masa líquida, la interacción líquido – sólido e interacción de las partículas sólidas entre sí. Como es de esperar, este enfoque no es general, sino que usualmente parcializa el análisis tomando en cuenta las fuerzas que predominan en las interacciones o el comportamiento reológico de la mezcla. Además, este enfoque a menudo requiere algunos parámetros que son determinados experimentalmente, reduciendo aún más su generalidad.

En el año 1954, Bagnold introdujo el concepto de esfuerzos dispersivos que representan los efectos del choque interno entre las partículas sólidas sobre el flujo. Bagnold clasificó el comportamiento de los flujos detríticos en tres regímenes, dependiendo del efecto relativo que tienen los esfuerzos de origen viscoso con la interacción entre partículas. Se define el Número de Bagnold como:

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2 \lambda^{1/2}}{\mu_f} \quad (2.4)$$

donde  $\rho_s$  es la densidad de las partículas sólidas,  $\dot{\gamma}$  es la tasa de deformación angular de la mezcla,  $d$  es el tamaño de las partículas,  $\mu_f$  es la viscosidad dinámica del fluido intersticial y  $\lambda$  es la concentración lineal, dada por:

$$\lambda = \left( \left( \frac{c_v}{c_{vmax}} \right)^{1/3} - 1 \right)^{-1} \quad (2.5)$$

donde  $c_v$  es la concentración volumétrica de los sólidos en la mezcla y  $c_{vmax}$  es la máxima concentración posible de los sólidos. Para el caso de arenas,  $c_{vmax}$  tiene un valor de 0,65. Para determinar el valor de  $\dot{\gamma}$ , es necesario conocer el perfil de velocidades de la mezcla, sin embargo, este dato es difícil de obtener en la práctica, por lo que el valor de  $\dot{\gamma}$  es calculado a partir de otros parámetros posibles de ser estimados o medidos en el flujo.

Para valores de  $Ba$  menores que 40, el régimen de flujo se denomina macroviscoso y, como el nombre lo indica, el escurrimiento de la mezcla es equivalente al flujo laminar de un fluido de gran viscosidad. Para valores de  $Ba$  mayores que 450, domina el efecto de choque entre las partículas sólidas y el régimen se denomina inercial. Valores intermedios del número de Bagnold corresponde a un régimen de transición (Fig. 2.4).

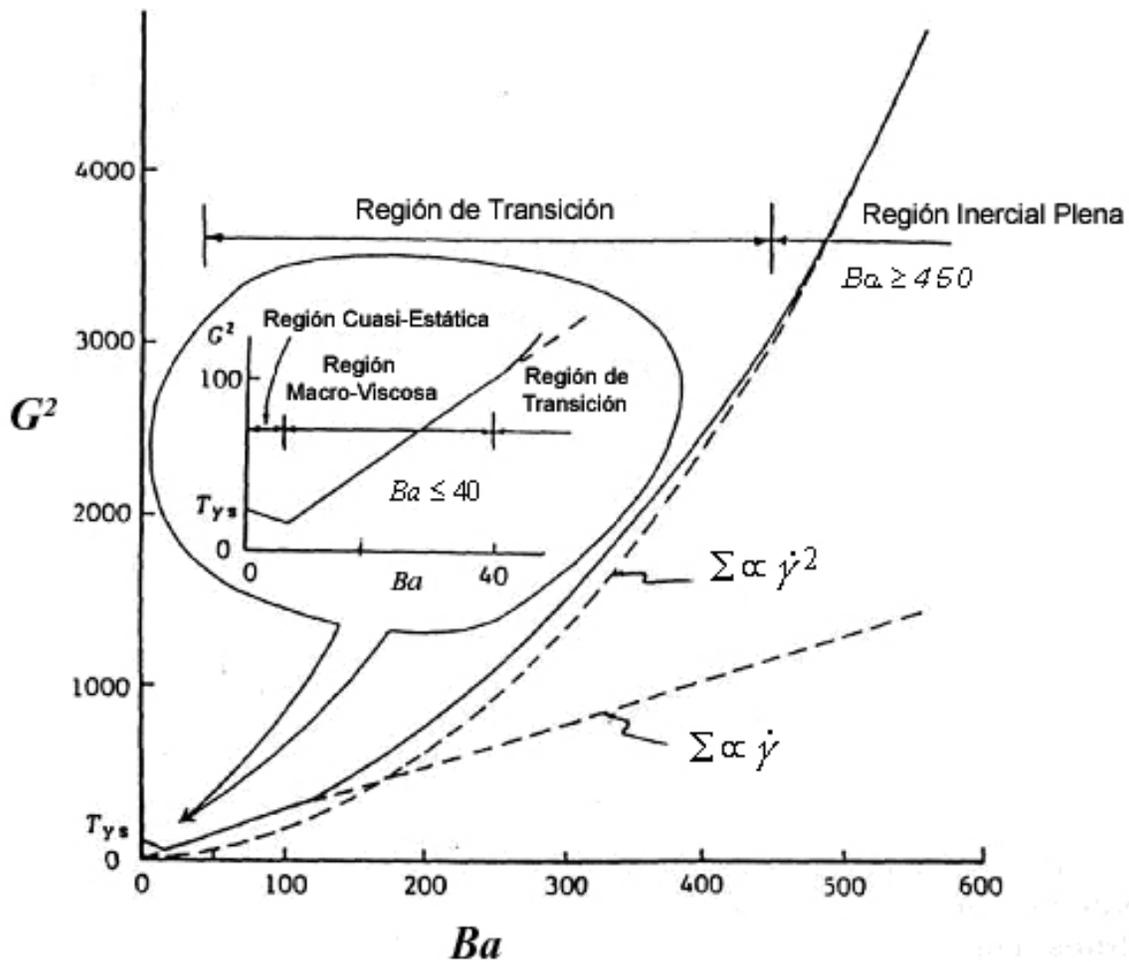


Fig. 2.4 Relación esfuerzo deformación para flujos detriticos. (Takahashi, 1991).

En la Fig. 2.4 se aprecia que para  $Ba < 40$ , el esfuerzo adimensional  $G^2$ , el cual se define en la ecuación ( 2.6), es proporcional a la tasa de deformación del flujo ( $\dot{\gamma}$ ), mientras que para  $Ba > 450$  el esfuerzo total es proporcional al cuadrado de esta tasa.

$$G^2 = \frac{\Sigma \rho_s d^2}{\lambda \mu_f^2} \tag{ 2.6}$$

donde  $\Sigma$  corresponde al esfuerzo de corte total (del fluido y de la interacción entre partículas).

$G^2$  representa un parámetro de esfuerzo adimensional el que se puede interpretar como un número de Reynolds dispersivo (Seminara y Tubino, 1993).

La relación  $G^2 = G^2(Ba)$  del gráfico de la Fig. 2.4, permite clasificar las mezclas sólidos – líquidas en los siguientes rangos (Takahashi, 1991):

- Rango Cuasi-estático  $Ba < 5$
- Rango Macro-viscoso  $5 < Ba < 40$
- Rango de Transición  $40 < Ba < 450$
- Rango Inercial Pleno  $Ba > 450$

Según Seminaria y Tubino (1991), el rango inferior del régimen macro-viscoso, el rango cuasi-estático, se debe a que las fuerzas de contacto intergranular son de principal importancia, por lo cual los esfuerzos producto de la interacción entre partículas resulta mucho mayor que el efecto de la viscosidad del fluido intersticial, lo que resulta en un comportamiento cuasi-estático.

Solo en el rango macro-viscoso y zona inferior del rango de transición ( $Ba < 120$ ), el fluido se comporta en forma Newtoniana, es decir, con una relación lineal entre esfuerzo y tasa de deformación. En lo que resta del rango de transición y en el rango inercial pleno ( $Ba > 120$ ), el comportamiento mecánico se caracteriza por una relación esfuerzo deformación no lineal, la cual puede ser aproximada a una ley cuadrática (Takahashi, 1991).

El enfoque de Takahashi es uno de los tantos que se han propuesto para caracterizar el movimiento de los flujos detríticos. Sin embargo en la actualidad, y debido a la multiplicidad de fenómenos que involucra un flujo detrítico, se ha demostrado que el número de Bagnold no es suficiente para representar las características del flujo, y por ello nuevos parámetros adimensionales han sido considerados. Un enfoque distinto es el propuesto por Iverson, el que se basa en el modelo de Coulomb. La ventaja de éste es que no se necesita de un modelo reológico para el flujo (Iverson, 2003).

Otra forma de abordar el problema de los flujos detríticos es a partir de información inferida de eventos naturales. Evidentemente la aplicación de las correlaciones así obtenidas está restringida a condiciones geológicas, geomorfológicas, climáticas e hidrológicas similares para las cuales han sido deducidas.

Un buen resumen de las principales ecuaciones presentadas por Takahashi, así como otras deducidas con posterioridad, se encuentran en el informe del C.R.H. U. de Chile, presentado a la D.G.A., M.O.P. (Crecidas Súbitas y Corrientes de Detritos Ocurridos el 18 de Junio de 1991 en Antofagasta”, Mayo 1993).

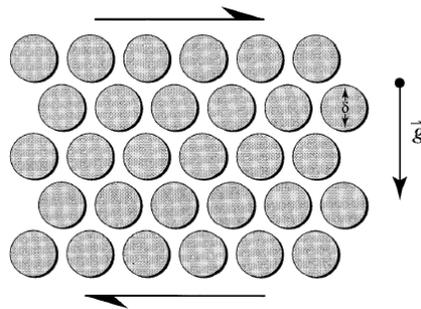
## 2.2 ESCALAMIENTO DE FLUJOS DETRÍTICOS

Con el fin de cuantificar las fuerzas que predominan en las interacciones o comportamiento reológico de la mezcla, ya sean debido a la interacción sólido –

sólido (esfuerzos dispersivos de Bagnold), sólido – líquido, líquido – líquido o una combinación de estos, se hace necesario determinar parámetros adimensionales capaces de reconocer cuáles son los efectos más relevantes en el comportamiento del flujo. Además, estas relaciones adimensionales resultan de gran utilidad para comprender y escalar parámetros importantes en la mecánica de flujos detríticos estimados en forma experimental.

De manera de simplificar el análisis, es útil ignorar algunas de las complejidades de los flujos detríticos y considerar el transporte de momentum de un flujo permanente, en un medio infinito (sin efectos de borde) y una mezcla uniforme de granos esféricos idénticos y agua (Fig. 2.5). La condición que el dominio sea ilimitado y la existencia de un tamaño único de granos de diámetro  $d$ , establece que la escala de longitudes dominante en el problema es del orden del tamaño de los granos,  $d$  (Iverson, 1997).

El análisis dimensional define una serie de parámetros adimensionales los cuales pueden ser utilizados para clasificar flujos de detritos e identificar distintos patrones de comportamiento. Según Iverson (1997), la gran cantidad de parámetros adimensionales relevantes en el problema revela la dificultad de escalar estos flujos a tamaños de modelos en laboratorio.



**Fig. 2.5** Esquema de un flujo permanente, uniforme y sin efectos de borde de esferas sólidas idénticas inmersas en un fluido Newtoniano. Este es un flujo demasiado simple para representar flujos detríticos, sin embargo provee una base para el análisis de parámetros de escala que determinan los esfuerzos (Iverson, 1997).

Todos los esfuerzos que acompañan el transporte de momentum en la mezcla se representan en forma conjunta por  $\Sigma$ . Se postula que la relación funcional de estos esfuerzos depende de 13 variables.

$$\Sigma = F(\dot{\gamma}, d, \rho_s, \rho_f, g, \mu_f, k, T, E, c_v, c_w, \phi, e) \quad (2.7)$$

donde  $\dot{\gamma}$  representa la tasa de deformación con dimensiones de  $1/s$ ,  $\rho_s$  y  $\rho_f$  corresponden a la densidad de los sólidos y del fluido respectivamente,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $\mu_f$  la viscosidad dinámica del fluido (considerando la

fracción fina de los sólidos),  $k$  corresponde a la permeabilidad hidráulica de la mezcla,  $T$  es la temperatura granular,  $E$  el módulo de compresibilidad de la mezcla sólido-líquido,  $c_v$  corresponde a la concentración volumétrica de sólidos  $c_w=1-c_v$  es el porcentaje de fluido presente en la mezcla,  $\phi$  el ángulo de reposo de los sólidos y  $e$  el coeficiente de restitución de las partículas sólidas. Variables no incluidas en la relación ( 2.7) pueden también tener influencia sobre los esfuerzos generados, sin embargo se supone que no son tan relevantes como las aquí presentadas (Iverson 1997)

Las primeras 10 variables presentadas en la relación ( 2.7) contienen 3 dimensiones físicas: masa, longitud y tiempo. Las últimas 4 variables en ( 2.7) son variables adimensionales. Según el teorema de Buckingham, cualquier relación entre 10 variables que comprometen 3 dimensiones físicas, se reduce a una relación entre 7 parámetros adimensionales independientes. La definición de estos parámetros depende en la elección de las escalas características de longitud, masa y tiempo. Dada la simplicidad del sistema elegido, se deduce que la escala de longitudes corresponde al tamaño de los sedimentos ( $d$ ), la escala de masa es  $\rho_s d^3$  y por último la escala característica de tiempo  $1/\dot{\gamma}$ . Así queda definida además una escala de velocidad  $u \sim \dot{\gamma} d$ , la cual describe la velocidad con que los granos se mueven entre sí y a la velocidad a la que el fluido se mueve debido al movimiento de los granos. De esta forma es posible obtener la siguiente relación funcional para los esfuerzos adimensionales.

$$\frac{\Sigma}{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s} = F \left( \frac{\dot{\gamma}^2 d}{g}, \frac{\dot{\gamma} d^2 \rho_s}{\mu}, \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}, \frac{T}{\dot{\gamma}^2 d^2}, \frac{k}{d^2}, \frac{E}{\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s}, c_v, \phi, e \right) \quad (2.8)$$

Así se obtienen 10 parámetros adimensionales que determinan el esfuerzo adimensional. El primer parámetro de la derecha de la relación ( 2.8) fue propuesto por Savage (1984) y es conocido como el número de Savage. El segundo parámetro es una variación del parámetro investigado por Bagnold (1954) y denominado número de Bagnold. El tercer parámetro corresponde a la razón entre la densidad de los sólidos y el fluido, que varía sólo entre 2 y 3 en flujos detríticos. El cuarto parámetro corresponde a la temperatura granular escalada por el cuadrado de la velocidad característica  $\dot{\gamma} d$ . El quinto parámetro es la permeabilidad dividida por el cuadrado del diámetro de los granos: representa el rol que juega el tamaño de los granos y el empaquetamiento en la interacción sólido – líquido. El sexto parámetro corresponde al módulo de compresibilidad dividido por el esfuerzo característico  $\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s$  (Iverson, 1997).

Mediante la adecuada combinación de los parámetros adimensionales anteriores es posible formular otros con una interpretación física más clara.

El primer parámetro corresponde al número de Savage ( $Sa$ ) el cual puede ser interpretado como la razón entre los esfuerzos de corte inerciales, asociados al

choque de partículas y el esfuerzo de corte cuasiestático asociado al peso y fricción de la fracción sólida (esfuerzos de Coulomb).

$$Sa = \frac{\rho_s \dot{\gamma}^2 d^2}{(\rho_s - \rho_f)gh \tan \phi} \quad (2.9)$$

donde  $\phi$  corresponde al ángulo de fricción interna de los sólidos. Publicaciones posteriores a la de Iverson (1997), eliminan el término  $\tan \phi$  del número de Savage, quedando éste definido como (Iverson y Denlinger, 2001):

$$Sa = \frac{\rho_s \dot{\gamma}^2 d^2}{(\rho_s - \rho_f)gh} \quad (2.10)$$

De forma similar se obtiene el número de Bagnold ( $Ba$ ) el cual se puede definir como la razón entre los esfuerzos inerciales de los granos y los esfuerzos viscosos. El número de Bagnold en su forma original se define como:

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2}{\mu_f} \lambda^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \left[ \left( \frac{c_{v\max}}{c_v} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]^{-1} \quad (2.11)$$

Otro parámetro obtenido mediante este análisis es el “número de masa” ( $N_{mass}$ ), el cual describe la razón entre los esfuerzos de inercia de la fracción sólida y líquida en la mezcla

$$N_{mass} = \frac{c_v \rho_s}{1 - c_v \rho_f} \quad (2.12)$$

Además Iverson (1997) presenta el “número de Darcy” ( $N_{Dar}$ ), el cual describe la tendencia de que aumente la presión de poros debido al movimiento de los granos, y como ésta a su vez atenúa la interacción sólido-sólido. Este parámetro se obtiene mediante la razón entre los esfuerzos debido a la interacción sólido-fluido, que resulta del movimiento relativo de los sólidos y del fluido ( $\sim \dot{\gamma}^2 \mu d^2 / k$ ), y los esfuerzos inerciales de los sólidos ( $\sim c_v \rho_s \dot{\gamma}^2 d^2$ ).

$$N_{Dar} = \frac{\mu_f}{c_v \rho_s \dot{\gamma} k} \quad (2.13)$$

Es posible determinar otro parámetro adimensional dividiendo  $N_{Dar}$  por  $E / (\dot{\gamma}^2 d^2 \rho_s)$  resultando  $(\dot{\gamma} \mu_f d^2) / (c_v k E)$ , un parámetro adimensional que representa la razón entre la escala de tiempo de la difusión de la presión de poros a lo largo de una

distancia  $\delta$ , y la escala de tiempo para la generación de la presión de poros por la interacción entre granos  $1/\dot{\gamma}$  (Iverson, 1997).

Dividiendo el número de Bagnold por el número de Savage, es posible formar un parámetro que mide la relación entre los esfuerzos friccionales debidos a la gravedad (esfuerzos de Coulomb) y los esfuerzos viscosos. Este número se denomina Número de fricción, y se escribe como:

$$N_f = \frac{c_v}{1-c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f) gh}{\dot{\gamma} \mu_f} \tan \phi \quad (2.14)$$

El grupo de parámetros adimensionales definidos distinguen 5 procesos de transporte de momentum (es decir generación de esfuerzos) en un flujo estacionario de una mezcla uniforme de partículas esféricas idénticas y agua: (1) colisiones inerciales entre granos, (2) fricción por el contacto entre granos, (3) esfuerzos viscosos, (4) Fluctuaciones inerciales (turbulentas) de velocidad, y (5) interacción sólido - líquido (Iverson, 1997).

Iverson y Denlinger (2001) definieron una serie de variables normalizadas en la ecuación de momentum según  $x$  (dirección del flujo) con el fin de encontrar la forma de escalar resultados físicos. Estas definiciones indicaron la importancia de dos escalas de longitudes,  $L$  y  $H$ . La escala  $L$  se relaciona con la dirección del flujo ( $x$  e  $y$ ), mientras que  $H$  con la dirección normal ( $z$ ).  $L$  escala con la longitud máxima del flujo y  $H$  con el espesor máximo. Al sustituir estas variables normalizadas en la ecuación de momentum según  $x$ , se obtienen 2 parámetros adimensionales relevantes,

$$\varepsilon = \frac{H}{L}, \quad N_R = \frac{\rho H \sqrt{gL}}{(1-c_v)\mu_f} \quad (2.15)$$

siendo  $\rho$  la densidad de la mezcla sólido – líquido. El parámetro  $\varepsilon$  es la típica razón entre espesor y largo del flujo, un factor geométrico que indica independencia en las escalas. Por el contrario,  $N_R$  sirve como un factor de escala dinámico análogo al número de Reynolds en la mecánica de fluidos Newtonianos.

En la ecuación de momentum presentada por Iverson y Denlinger (2001), el parámetro  $N_R$  aparece como denominador en todos los términos viscosos de la ecuación de momentum, esto indica que los efectos viscosos van a ser menos importantes en flujos de grandes dimensiones (es decir para valores altos de  $H\sqrt{gL}$ ) que en flujos de pequeñas dimensiones con el mismo valor de  $(1-c_v)\mu_f/\rho$  (la viscosidad cinemática efectiva). Según Iverson y Denlinger (2001), flujos en los que el fluido intergranular es aire o agua, exhibirían efectos viscosos importantes sólo para valores muy pequeños de  $H\sqrt{gL}$ , es decir, flujos en miniatura, ya que la

viscosidad cinemática efectiva varía generalmente entre  $10^{-4}$  y  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s. Para este rango de valores los autores infieren que flujos secos de granos son dinámicamente similares a flujos saturados de tamaños similares para las mismas características de los granos. Esta inferencia contradice la experiencia e indica la necesidad de considerar un factor de escala adicional relacionado con la existencia de esfuerzos del fluido. Mediante un análisis de la evolución de la presión de poros los autores identifican un factor de escala denominado  $N_p$ .

En efecto, mediciones realizadas por Iverson (1997) y Major e Iverson (1999) como guía, Iverson y Denlinger (2001) postulan una ecuación de advección-difusión para la presión de poros en el flujo. Reemplazando las mismas variables adimensionales utilizadas en la ecuación de momentum definen el parámetro adimensional  $N_p$  como:

$$N_p = \frac{D\sqrt{L/g}}{H^2} \quad (2.16)$$

Donde  $D$  corresponde a la constante de difusividad de la presión de poros en la mezcla agua-sedimento. Este parámetro representa la escala de tiempo del flujo  $\sqrt{Lg}$  dividido por la escala de tiempo de la difusión de la presión de poros en la dirección normal a la dirección del flujo,  $H^2/D$ . Iverson y Denlinger (2001) identifican este parámetro como un factor de escala crucial junto con los presentados en (2.15).  $N_p$  decrece cuadráticamente con la altura de escurrimiento del flujo. Esto indica que flujos a grandes escalas preservan altas presiones de poros por más tiempo que flujos a escalas pequeñas para la misma composición de la mezcla.

$D$  depende principalmente de la viscosidad del fluido intersticial, como también de la permeabilidad,  $k$ , y del módulo de compresibilidad,  $E$ , de la mezcla donde cada parámetro puede variar varios órdenes de magnitud en función de la distribución granulométrica, porosidad y grado de agitación de la mezcla. Para mezclas detríticas compuestas predominantemente de arenas y gravas, los valores de la constante de difusividad ( $D$ ) se encuentran en el rango de  $10^{-3}$  a  $10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s. Valores mayores a  $10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s pueden existir en el frente de flujos detríticos, donde la segregación del tamaño de los sedimentos comúnmente produce una concentración de gravas y rocas (Iverson y Denlinger, 2001). La constante de difusividad puede ser estimada como (Iverson, 1997).

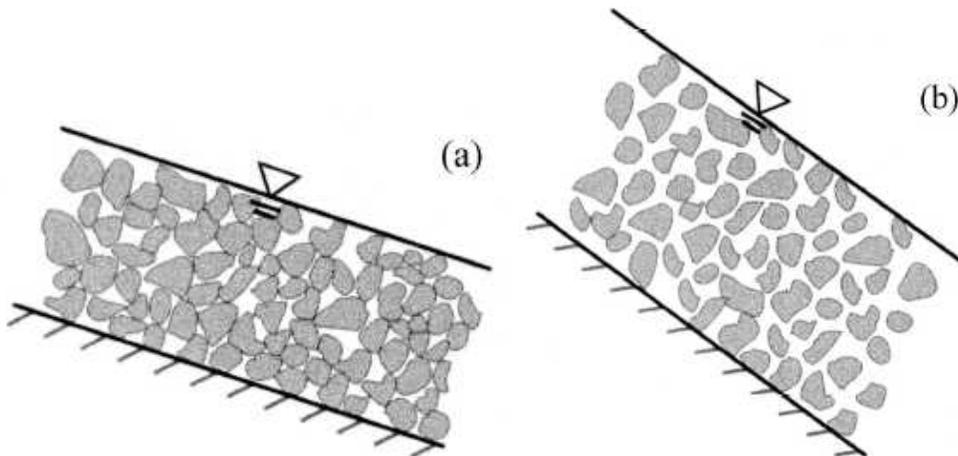
$$D = \frac{kE}{\mu_f} \quad (2.17)$$

Del análisis dimensional presentado se aprecia que los efectos relevantes en la mecánica de flujos detríticos son numerosos y difíciles de cuantificar. Esto queda representado por la cantidad de parámetros adimensionales relevantes y la gran cantidad de procesos de transferencia de esfuerzos que estos representan.

Siguiendo metodologías similares se pueden establecer nuevos parámetros adimensionales que representen otros efectos en el comportamiento de los flujos detríticos.

Sin duda, uno de los parámetros más clásicos en el estudio del comportamiento de flujos detríticos es el número de Bagnold, el que divide al flujo detrítico en dos regímenes principales: régimen macro-viscoso ( $Ba < 40$ ) y régimen inercial ( $Ba > 450$ ) (Fig. 2.4). La concentración lineal ( $\lambda$ ) es un parámetro importante en la determinación del número de Bagnold, ya que representa la importancia que tiene la concentración de sólidos ( $c_v$ ) en las fuerzas que dominan las interacciones dentro del flujo. En el límite cuando la concentración de sólidos tiende a la concentración de empaquetamiento ( $c_{vmax}$ ),  $\lambda$  tiende a valores altos ( $\lambda \rightarrow \infty$ ), indicando que las colisiones entre partículas superan ampliamente los efectos debido a la viscosidad. Este efecto puede resultar engañoso, ya que sería posible tener flujos con altos valores de  $Ba$  debido a altas concentraciones de sólidos pero que prácticamente no se mueven, o más bien presentan movimientos más relacionados con masas sólidas (predominan los esfuerzos de Coulomb). Si bien en un flujo de estas características la concentración de sólidos es fundamental en el comportamiento de la masa sólido – líquido, no son precisamente las colisiones entre partículas lo que domina el movimiento.

La importancia relativa de los esfuerzos de Coulomb (fricción entre las partículas sólidas debido al contacto producto de la fuerza de gravedad) frente a aquellos debido a las colisiones entre partículas en flujos de granos inducidos por gravedad, pueden ser evaluados utilizando un criterio numérico identificado por Savage (1984). Este criterio distingue el régimen de escurrimiento en base al número de Savage ( $Sa$ ), el cual caracteriza los esfuerzos dominantes en un flujo permanente y uniforme (Iverson y Denlinger, 2001).



**Fig. 2.6** Sección esquemática de un flujo permanente y uniforme de una masa sólido – líquida que escurre por un plano inclinado. a) Flujo altamente concentrado donde predomina la fricción entre granos. b) Flujo donde predominan las colisiones entre partículas (Iverson y Denlinger, 2001).

En base a diversos datos, Savage y Hutter (1989) estimaron que para  $Sa > 0,1$  los esfuerzos debidos a las colisiones entre partículas afectan la dinámica del flujo en forma significativa (Iverson y Denlinger, 2001; Iverson y Vallance, 2001). Es decir, para  $Sa > 0,1$  las colisiones entre partículas dominan el régimen del flujo frente a los esfuerzos debido a la fricción entre granos (esfuerzos de Coulomb).

Hay que notar que Bagnold realizó sus experimentos con partículas esféricas idénticas de boyancia neutra, es decir  $Sa \rightarrow \infty$ , con lo que Bagnold camufló los efectos de la fricción entre partículas en sus experimentos, por lo que éstos no quedan bien representados en el número de Bagnold. O sea, si  $Sa < 0,1$  la fricción domina los esfuerzos debido al contacto entre granos y  $Ba$  se vuelve irrelevante.

La presión de poros del fluido por sobre la presión de equilibrio estático reduce los efectos friccionales por el contacto entre granos y simulando la condición  $\rho_f \rightarrow \rho_s$ , pudiendo, en forma temporal o local, aumentar el valor efectivo de  $Sa$ . En el límite de licuefacción de la mezcla producto de altos valores de  $p$ , los esfuerzos gravitacionales debido al contacto entre partículas se desvanecen y  $Ba$  describe la partición entre las fuerzas debido a las colisiones y las fuerzas debido a la viscosidad (Iverson y Vallance, 2001).

El efecto de la concentración volumétrica en el transporte de momentum puede ser cuantificado en forma rudimentaria evaluando el número de masa,  $N_{mas}$ . Valores de  $N_{mas} > 1$  indican que el transporte de momentum debido a los sólidos es el dominante (Iverson y Vallance, 2001).

Sobre el número de Darcy,  $N_{Dar}$ , no se registran muchos datos disponibles. Según Iverson (1997), se reportan experimentos con  $1000 < N_{Dar} < 6000$ , en donde grandes fluctuaciones de presión evidenciaron una fuerte interacción sólido – fluido. Probablemente, valores de  $N_{Dar}$  dentro de este rango se presentan en la mayoría de los flujos detríticos.

Los parámetros adimensionales obtenidos por Iverson y Denlinger (2001),  $\varepsilon$ ,  $N_P$  y  $N_R$  resultan de gran interés ya que estos relacionan las escalas geométricas del flujo con distintos aspectos de su comportamiento. Lo anterior presta utilidad al momento de escalar flujos a tamaños de laboratorio. En particular estos parámetros muestran las dificultades que existen al escalar flujos detríticos reales a modelos de laboratorio y además comprender los resultados que entregan estos modelos.

$N_R$  muestra que los efectos de la viscosidad se vuelven más relevantes en flujos de pequeñas dimensiones. Por otro lado  $N_P$  indica que flujos de grandes escalas son capaces de mantener altos valores de la presión de poros por más tiempo que flujos de escalas pequeñas.

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  $\varepsilon$  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 (Seminar 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 (Hungr 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 (Hungr 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 (Hungr 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)

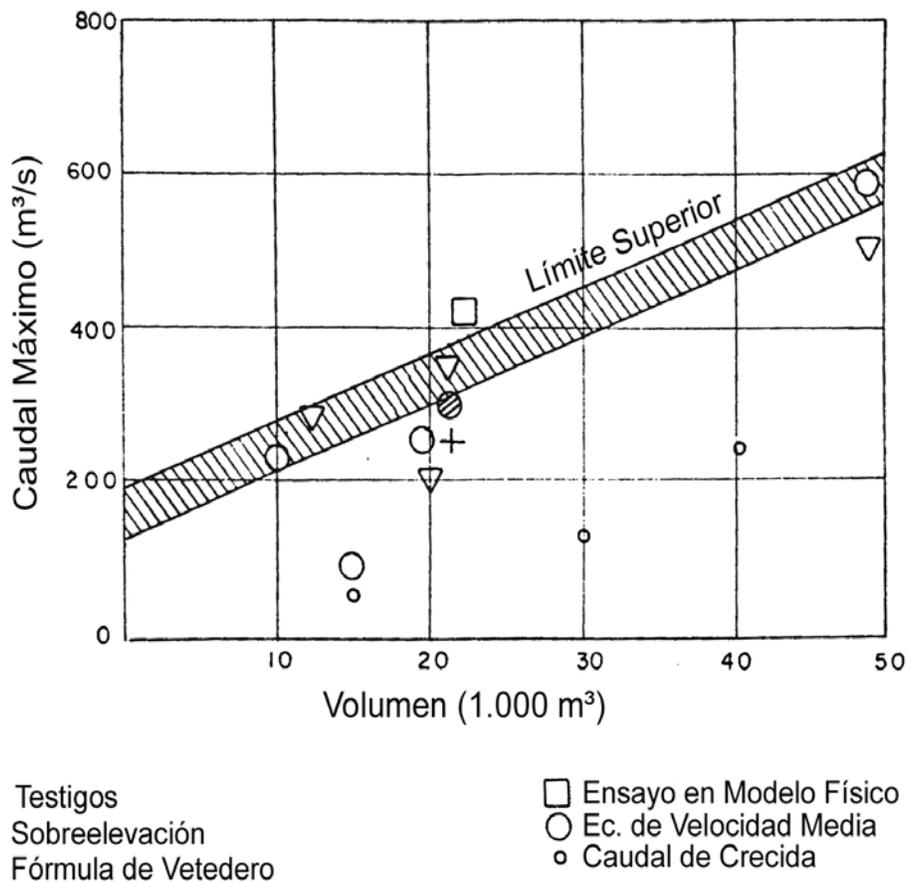
### **2.3.2.3 Caudal máximo y altura de escurrimiento**

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 (Hungr 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).

Hungr 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:

$$C_d = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{\tan \alpha}{(\tan \phi - \tan \alpha)} \quad (2.19)$$

Donde  $\alpha$  corresponde al ángulo de inclinación del lecho, y  $\phi$  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:

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

Donde  $U$  corresponde a la velocidad,  $\tan \alpha$  es la pendiente del cauce,  $h$  la altura de escurrimiento,  $\gamma$  el peso específico,  $\nu$  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:

$$K_s = \frac{2}{5} \frac{h_u}{\lambda D} \sqrt{g \frac{\rho}{\rho_s} \frac{(C\Delta + 1)}{\text{asen}(\phi)} h_u^{1/6}} \quad (2.22)$$

donde  $D$  corresponde al tamaño de las partículas,  $\phi$  al ángulo de fricción,  $a$  es un coeficiente que según Takahashi es igual a 0.35,  $\lambda$  corresponde a la concentración lineal de sedimentos y  $\Delta$  la densidad relativa del material sumergido ( $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$ ). 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,  $\Delta h$  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  $\Delta h$  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):

$$\tan \theta_d \leq \frac{(\rho_s - \rho_f)C_d}{(\rho_s - \rho_f)C_d + \rho_f} \tan \phi \quad (2.26)$$

donde  $\theta_d$  corresponde a la pendiente de depositación de una masa de detritos de concentración uniforme,  $\rho_s$  es la densidad de los sólidos,  $\rho_f$  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  $\phi$  el ángulo de fricción interna de las partículas (para material granular bien graduado,  $\phi \approx 30^\circ$ ) (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):

$$\frac{\tan \theta_d}{\tan \theta_u} \leq \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \quad (2.27)$$

donde  $\theta_d$  corresponde a la pendiente de aguas abajo (donde ocurre el depósito),  $\theta_u$  a la pendiente del canal de aproximación y  $\alpha$  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  $\theta_u/\theta_d$  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,  $\gamma$  corresponde al peso específico,  $\theta$  es el ángulo de inclinación del cauce y  $\phi$  el ángulo de fricción interna de los sólidos.

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

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

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

donde  $V_u$  es la velocidad de aproximación del flujo,  $h_u$  es la altura de aproximación,  $\theta_u$  la pendiente del cauce de aproximación,  $\theta$  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,  $\rho$  es la densidad de los detritos,  $u$  la velocidad media del flujo,  $A$  el área transversal del flujo y  $\beta$  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,  $\Delta p$ , 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):

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

donde  $\rho_{df}$ , 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 (Hungry 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. Hungry 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 (Hungry 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  $\Delta t$  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  $\Delta h$  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  $\theta$ , el cual representa el ángulo de trepamiento. Un valor del ángulo  $\theta$  igual a  $15^\circ$  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):

$$\tan \gamma = \frac{C^*(\rho_s - \rho_f)}{C^*(\rho_s - \rho_f) + \rho_f(1 + h_0 d^{-1})} \tan \phi \quad (2.41)$$

donde  $\gamma$  corresponde al ángulo de equilibrio de los depósitos y  $h_0$  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**

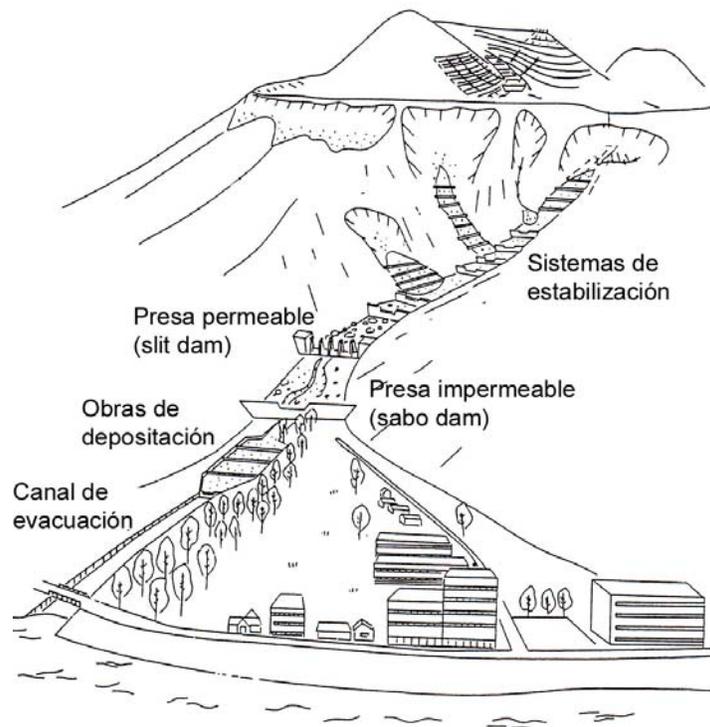
La morfología de una cuenca depende de las características de eventos aluvionales pasados y de cualquier otro proceso geomorfológico ocurrido. Las características morfológicas incluyen: profundidad de incisión del cauce, existencia de antiguos cauces y la rugosidad de la superficie de la cuenca. Por 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

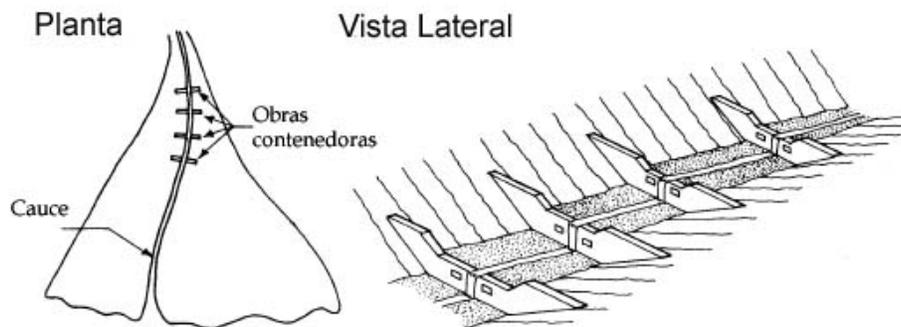
continuación. Esta descripción se realiza siguiendo la clasificación adoptada por Okubo et al. (1997) con relación a soluciones de defensas aluvionales.

### 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 aluvión. Estas presas poseen alturas típicas entre los 3 y 15 m. Algunas de estas características 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 diseño para la construcción de presas contenedoras incluyen, según VanDine (1996), el cauce probable de formarse aguas arriba de la presa y la descarga máxima del flujo detrítico en el lugar de construcción de la estructura. Además, estas obras deben ser diseñadas para soportar fuerzas dinámicas 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 erosión al pie de la estructura. El nivel de energía asociado a la caída del flujo (ya sea agua pura o una mezcla de detritos) debe ser disipado, lo que resulta en la formación de un hoyo de cierto tamaño. Las fundaciones de estas presas deben ser tan profundas como la máxima profundidad capaz de alcanzar la socavación 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 difícil acceso. Por esta razón, a menudo las fundaciones son insuficientes. A veces el riesgo de la erosión al pie de la presa es reducida agregando rocas en el lecho. Un menor espaciamiento y una elevación

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

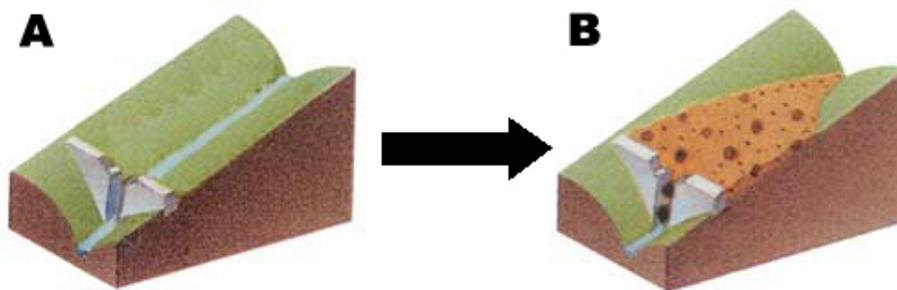
Estas cumplen las siguientes funciones (Okubo et al., 1997):

- 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.

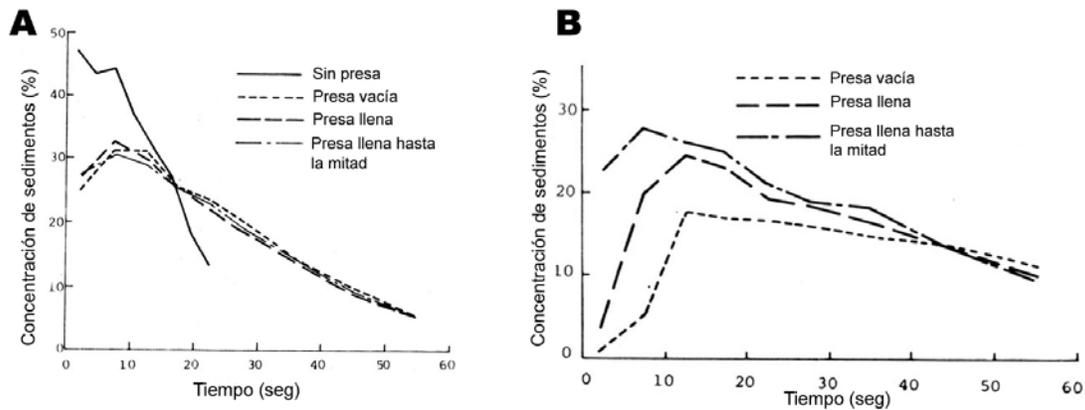


**Fig. 2.11** Función de presas abiertas (*slit dam*): 1) La presa permite que los sedimentos escurran libremente para condiciones normales; 2) Cuando ocurre un flujo detrítico de proporciones, los sedimentos son capturados y retenidos temporalmente previniendo desastres hacia aguas abajo (International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

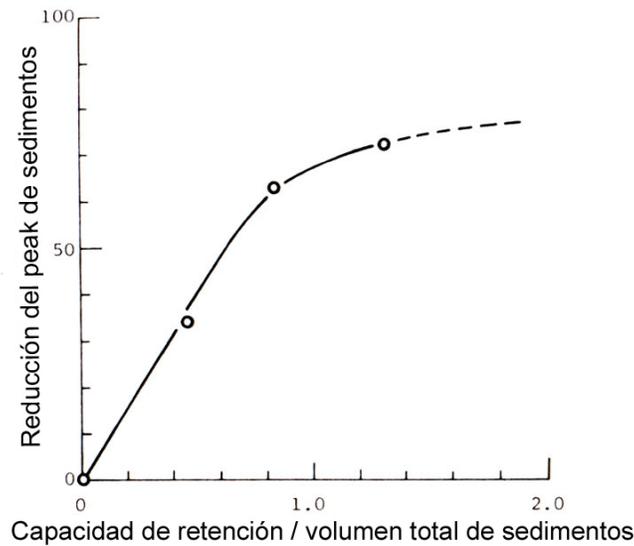
En la Fig. 2.13 se aprecia que para barreras de pequeña altura, es decir, cuando la capacidad de la presa no es lo suficientemente grande como el flujo incidente, no se observan diferencias entre presas llenas de sedimento o presas vacías. En el caso de presas más altas, presas vacías muestran una mayor 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).

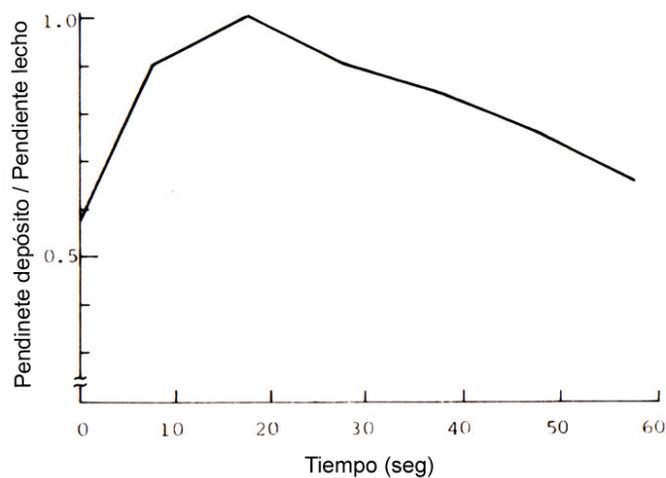
La pendiente de los depósitos generados sobre la presa varía en el tiempo como se muestra en la Fig. 2.15. La pendiente de los depósitos aumenta hasta alcanzar el valor de la pendiente del lecho. Luego ésta comienza a descender debido al flujo de menor concentración que se desarrolla posteriormente. 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 deposición, 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).

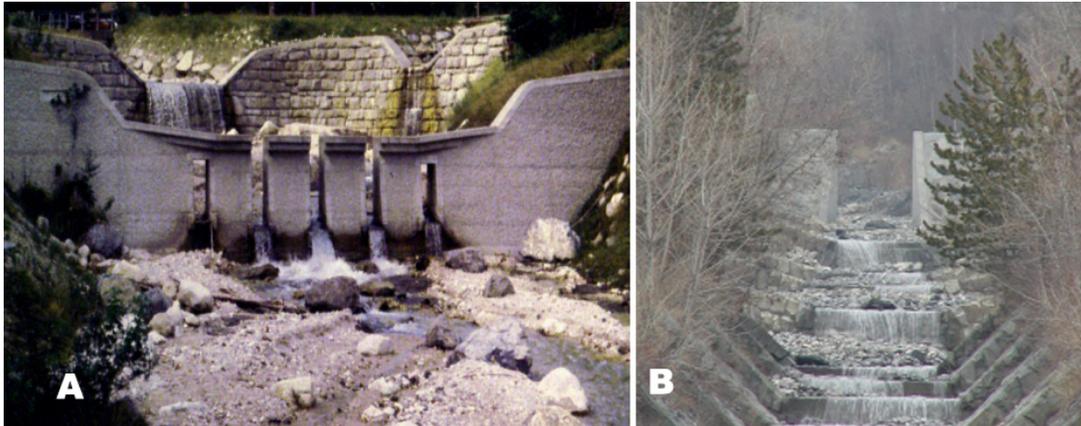


**Fig. 2.16** Presa de apertura horizontal (*beam-dam*) (Mizuyama, 2003).

- *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).

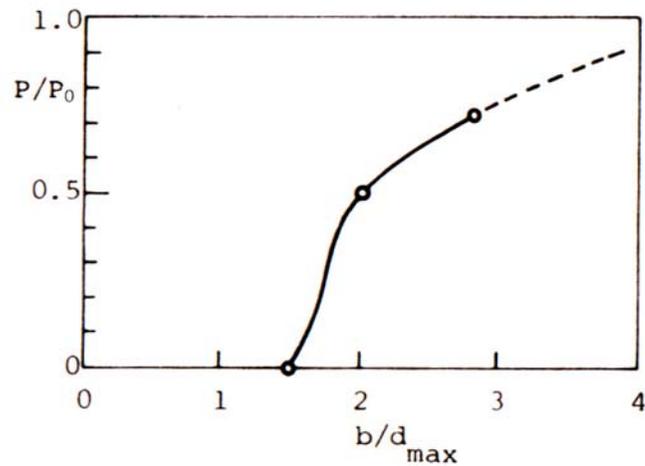


**Fig. 2.17** Presas de aperturas verticales A: múltiples aperturas (Fiebiger, 2003), B: una apertura (*slit-dam*) (Chanson, 2001).

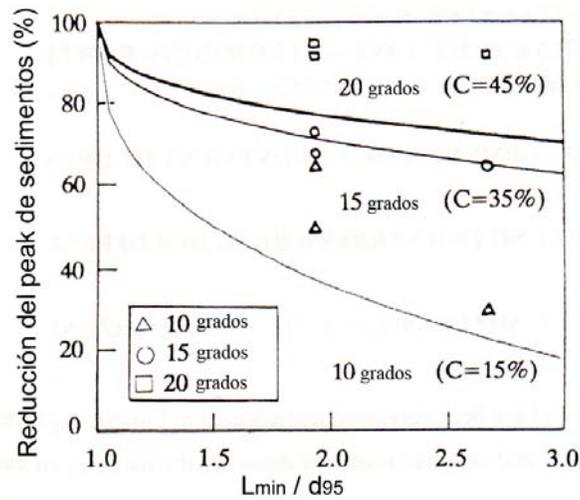
La importancia de la apertura de la presa o separación entre los elementos que la componen es un tema discutido por varios autores y que tiene gran importancia en la operación de las presas. En general esta apertura se expresa con relación al tamaño máximo de los sedimentos ( $L/d_{max} < 1,5$ ), todo 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 ( $i_{\theta}$ ). 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:

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

donde,  $\chi$  es el coeficiente de fricción de Chézy,  $B$  corresponde al ancho del canal,  $Q$  es el caudal líquido,  $Q_s$  el caudal sólido;  $\theta_{cr}$  es el parámetro crítico de Shields,  $\Delta$  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 ( $u_{\theta}$ ):

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

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  $u_{\theta}$ . 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  $u_{\theta}$ . 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 ( $\Delta z_o$ ) pueden ser estimados por la siguiente ecuación:

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

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  $\mathcal{G}_u$  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  $\theta_u = \theta_{cr}$ . 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 ( $\Delta z_o$ ) 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).

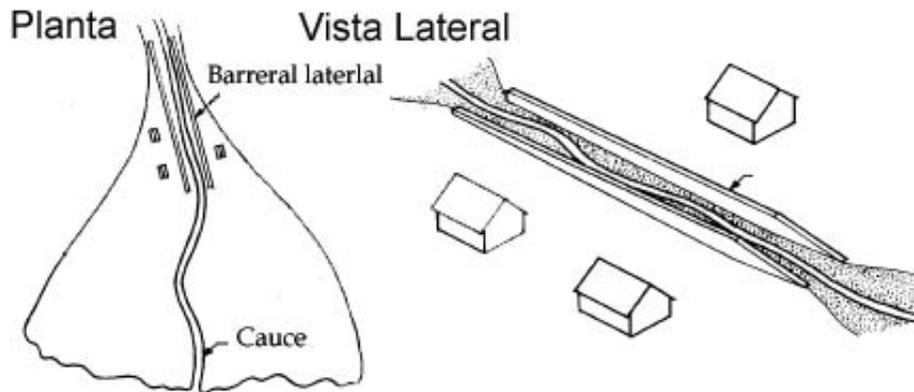
#### **2.3.3.3 Obras controladoras de dirección del flujo**

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).

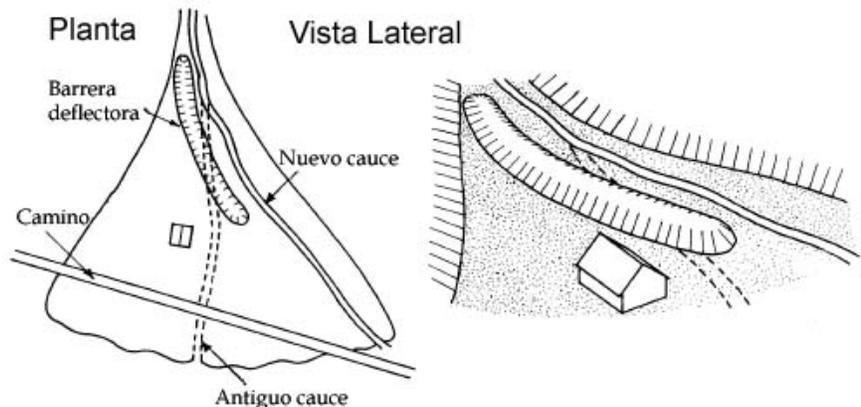


Fig. 2.29 Diques desviadores (VanDine 1996)

#### 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)

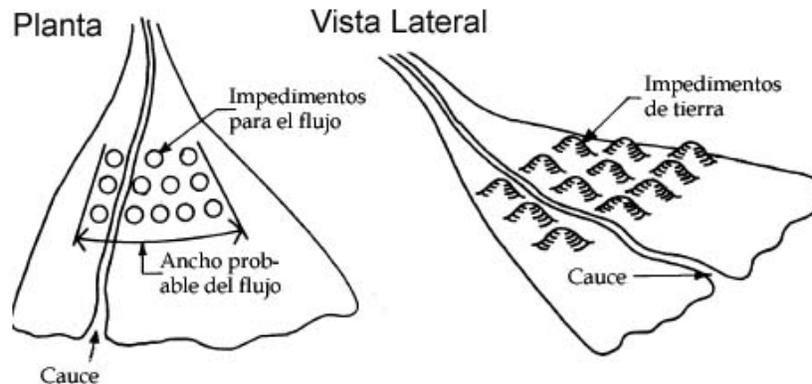


Fig. 2.30 Impedimentos para el Flujo (VanDine, 1996)

### 2.3.3.6 Obras de depositación

La energía del flujo es disipada y la depositación es forzada a ocurrir en obras diseñadas para tales efectos o áreas de dispersión o depositación (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 depositación 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 depositación 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 depositación (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](http://www.mala.bc.ca/~earles/howesound))

#### 2.3.4 Otros Estudios Experimentales de Obras de Protección Contra Aluviones

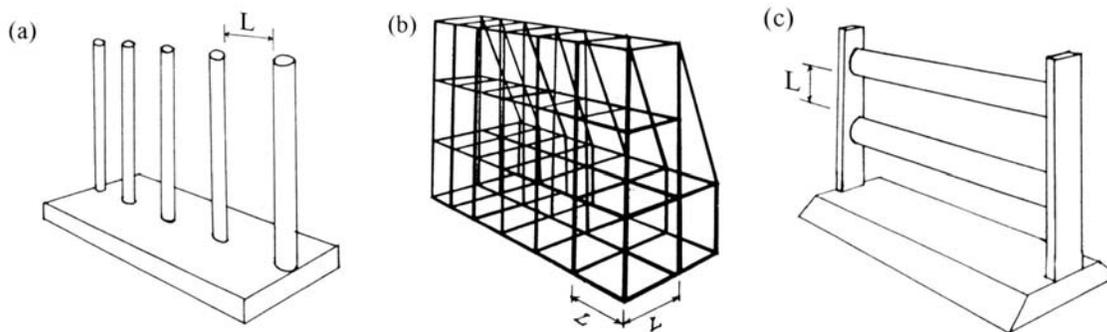
El estado del conocimiento sobre flujos de granos se debe en gran parte a una idea propuesta por Bagnold en el año 1954 y cuya importancia fue ignorada por mucho tiempo. Bagnold (1954) postuló la existencia de un esfuerzo, el cual denominó dispersivo, asociado a la interacción entre las partículas y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

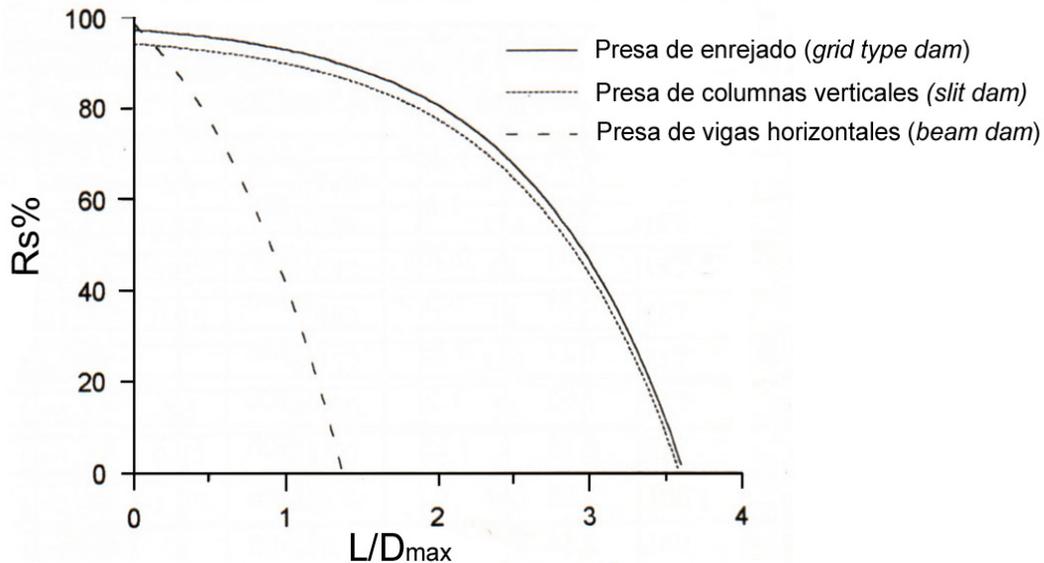
Mediante correlaciones, Lin et al. (1997) obtuvieron relaciones tanto para la retención ( $R_s$ ) como para la segregación de los sedimentos producto de la interacción del flujo con los distintos diseños ensayados. En forma gráfica se presentan los resultados obtenidos para la retención (Fig. 2.33),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



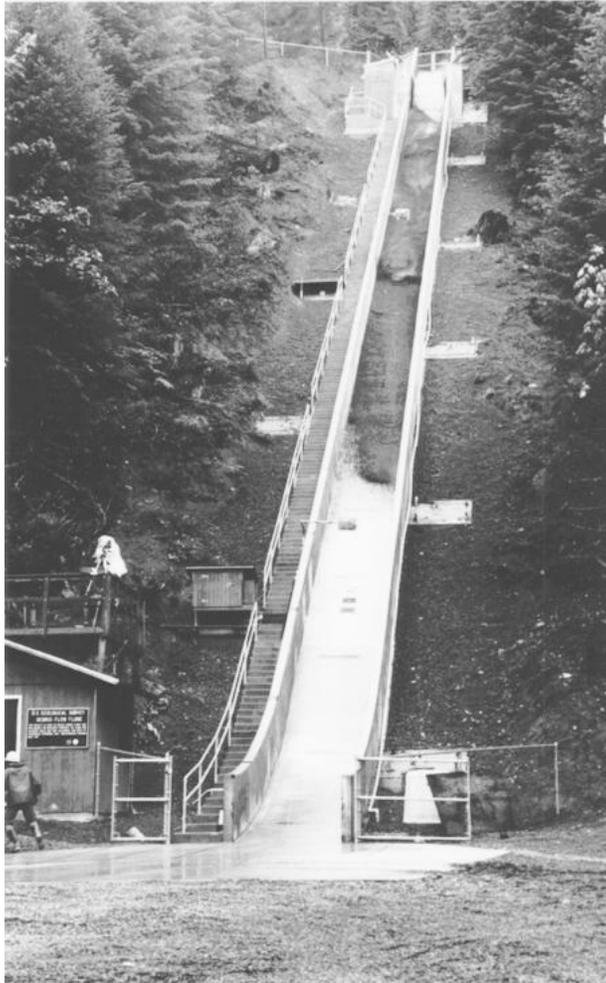
**Fig. 2.33** Retención en función del  $L/D_{max}$ . Ángulo del canal,  $17^\circ$  (Lin et al., 1997).

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  $0^\circ$  y  $32^\circ$ . 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).

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

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 m<sup>3</sup> 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).

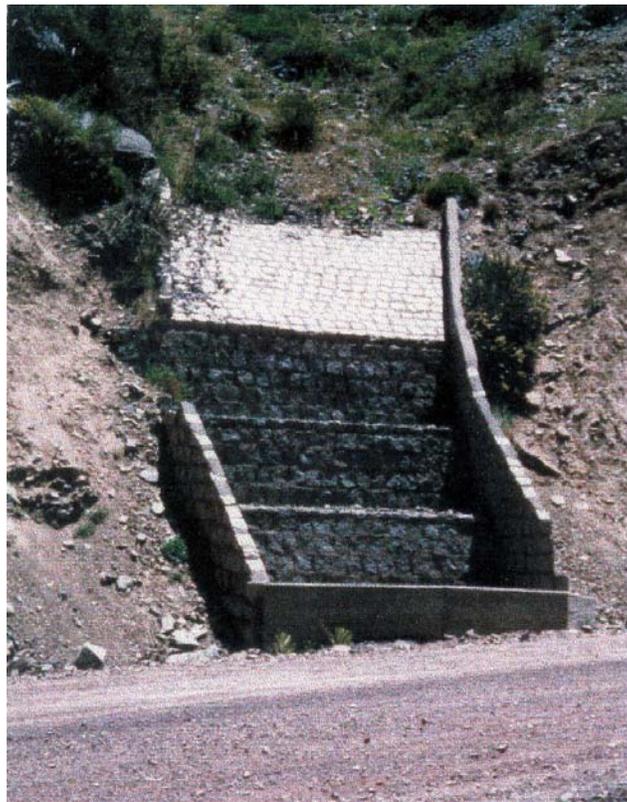
El interés mostrado por el país en materia de control aluvional no es reciente. En efecto, es posible encontrar obras relacionadas, construidas algunas décadas atrás, en respuesta a problemas aluvionales recurrentes que sufre la población de diferentes localidades o para proteger infraestructura vulnerable 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 m<sup>3</sup> 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 Alfafal, 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).

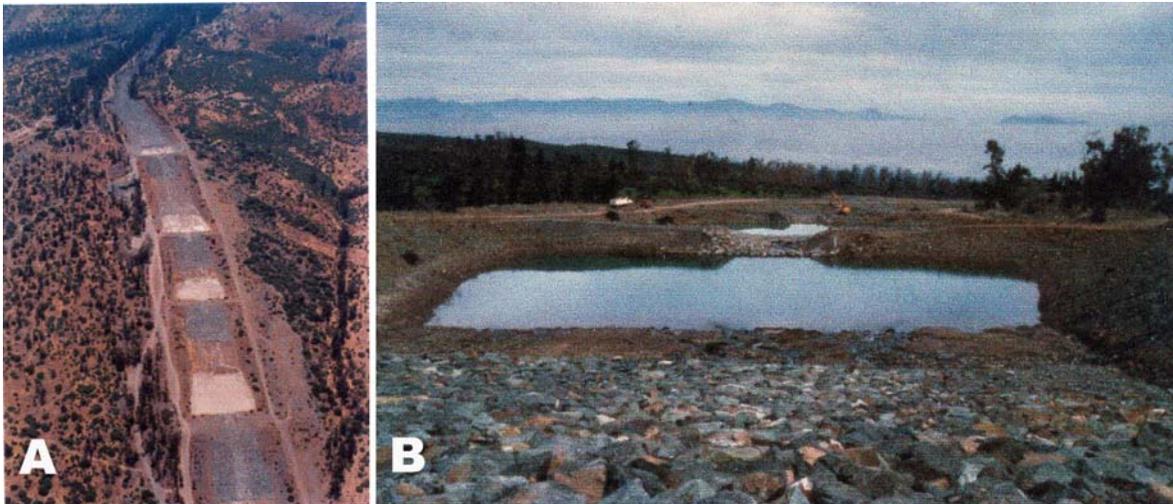
### 3.1 QUEBRADA DE MACUL - REGIÓN METROPOLITANA

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 m<sup>3</sup>/s con una concentración volumétrica de sólidos del orden de un 38%. El volumen de material sólido depositado fue estimado en 840.000 m<sup>3</sup>, 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 m<sup>3</sup> 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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/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 Km<sup>2</sup>. 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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup> a 20.000 m<sup>3</sup>, 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 m<sup>3</sup>, 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).

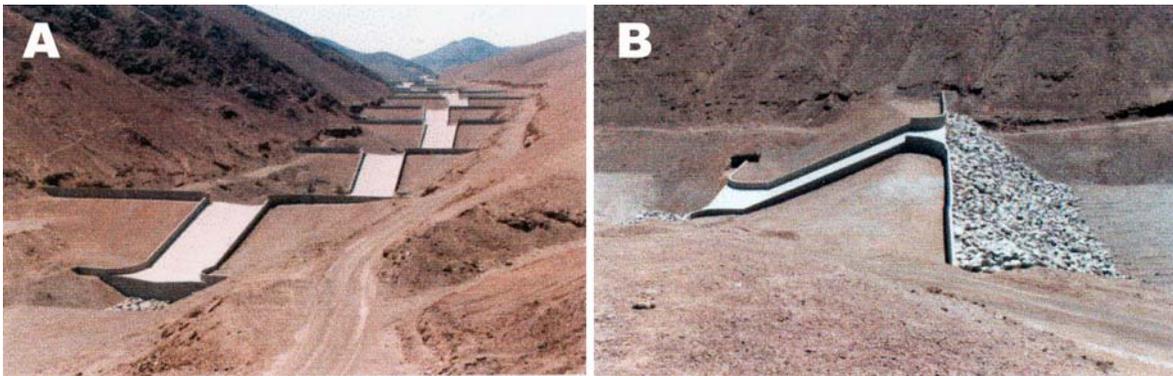
Tras la catástrofe, surgió entre las autoridades la inquietud de realizar evaluaciones de lo ocurrido, lo que determinó la realización una serie de estudios de ingeniería destinados a identificar, localizar, diseñar y valorizar la eventual construcción de estructuras de mitigación (CRH, 1993; Hauser, 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 Km<sup>2</sup> 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).

## 4 INSTALACIONES Y PLANIFICACIÓN DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

### 4.1 ANÁLISIS DIMENSIONAL

Antes de presentar las instalaciones experimentales utilizadas para el desarrollo de esta Tesis, resulta útil realizar un breve análisis dimensional en el que es posible observar los tamaños o escalas relevantes en el problema a estudiar.

Para el caso del flujo de una mezcla de un fluido con un material granular no cohesivo, de tamaño relativamente uniforme interactuando con una barrera vertical ubicada en un cauce de sección rectangular, las variables involucradas en el problema son:

- $c_v$  , concentración en volumen de los sólidos
- $c_{vmax}$  , concentración máxima o de empaquetamiento de los sólidos
- $\phi$  , ángulo de fricción interna de los sólidos
- $d$  , tamaño característico de los sólidos
- $\rho_s$  , densidad de los sólidos
- $(\rho_s - \rho_f)$  , densidad de los sólidos relativa a la del fluido
- $\eta$  , viscosidad dinámica equivalente del fluido intersticial
- $h$  , altura característica del flujo
- $\bar{u}$  , velocidad característica del flujo
- $S_o$  , pendiente del fondo
- $b$  , ancho del canal
- $H$  , altura de la barrera
- $b_0$  , ancho de la abertura de la barrera
- $L$  , distancia entre las barreras
- $g$  , aceleración de gravedad

Los parámetros adimensionales que se generan son los siguientes:

$$\begin{aligned} \Pi_1 &= c_v & \Pi_2 &= c_{vmax} & \Pi_3 &= tg\phi & \Pi_4 &= S_o & \Pi_5 &= \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_s} & \Pi_6 &= \frac{d}{h} \\ \Pi_7 &= \frac{b_0}{b} & \Pi_8 &= \frac{b}{h} & \Pi_9 &= \frac{h}{H} & \Pi_{10} &= \frac{L}{H} & \Pi_{11} &= \frac{\bar{u}^2}{gh} & \Pi_{12} &= \frac{\rho_s \bar{u} h}{\eta} \end{aligned}$$

Es frecuente encontrar que, en lugar de la concentración máxima, se utilice la concentración lineal, definida como:  $\lambda = \left( (c_v/c_{vmax})^{\frac{1}{3}} - 1 \right)^{-1}$ . Para las arenas ensayadas,  $c_{vmax} \sim 65\%$ .

La combinación de algunos de los parámetros anteriores permite generar los parámetros clásicos que surgen en los flujos de mezclas, por ejemplo, el número de Bagnold ( $Ba$ ), el número de Savage ( $Sa$ ) y el número de fricción ( $N_f$ ), definidos en el capítulo 2. De este modo, es posible utilizar  $Ba$ ,  $Sa$  y  $N_f$ , en lugar de los parámetros  $\Pi_3$ ,  $\Pi_{11}$  y  $\Pi_{12}$ .

En general, la presencia de material fino en la mezcla se considera en el análisis representando a la mezcla de agua con finos como un fluido equivalente, con densidad y reología propia. La densidad de este fluido equivalente está dada por  $\rho_f = c_b \rho_b + (1 - c_b) \rho$ , donde  $c_b$  es la concentración en volumen del material fino,  $\rho_b$  es su densidad y  $\rho$  es la densidad del agua. La viscosidad equivalente de la mezcla de agua y finos,  $\eta$ , debe determinarse a través de ensayos reológicos. Mayores detalles sobre el análisis dimensional realizado puede ser consultado en el Anexo D (Montserrat et al., 2005).

## 4.2 FLUJOS DETRÍTICOS E INTERACCIÓN CON OBSTÁCULOS INTERPUESTOS EN EL CAUCE

### 4.2.1 Instalación Experimental

La instalación experimental utilizada para el estudio de flujos detríticos consiste en un canal de base rectangular de 6,5 m de largo por 20 cm de ancho y 40 cm de alto disponible en el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. La pendiente del canal es regulable permitiendo una fluctuación entre 15 y 42%. Una de las paredes del canal es de acrílico de 12 mm de espesor, la cual permite la visualización de los experimentos. El fondo del canal es fijo y fue recubierto por la misma arena utilizada para la mezcla sólido-líquida o por una capa de gravilla de 4 mm de tamaño medio, dependiendo del experimento. Un esquema de la instalación se presenta en la Fig. 4.1.

Aguas arriba, el canal posee una cámara de carga en la que se deposita la mezcla agua-sedimentos. La cámara es de forma trapezoidal de 1,0 m de largo, ancho basal variable entre 0,8 y 0,2 m y 0,8 m de altura. La capacidad máxima queda condicionada según la inclinación del canal. Con el fin de evitar la segregación de la mezcla y mantener una concentración homogénea, la mezcla introducida en la cámara es agitada mediante aspas colocadas en el fondo de la cámara. Estas aspas son accionadas por un moto-reductor de velocidad regulable de 0,75 Hp.

Aguas abajo de la cámara existe una compuerta hermética la cual separa la cámara de carga del resto del canal. Esta compuerta se abre en forma repentina permitiendo la salida de la mezcla. La apertura de la compuerta es de altura 1 ó 2 cm, dependiendo del experimento.

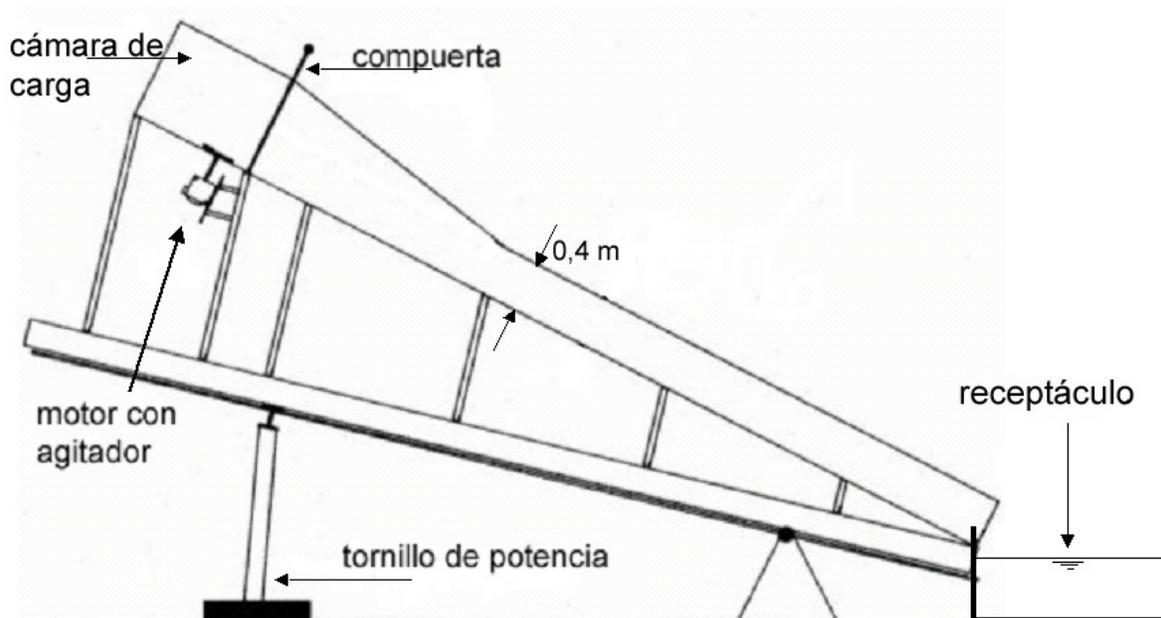
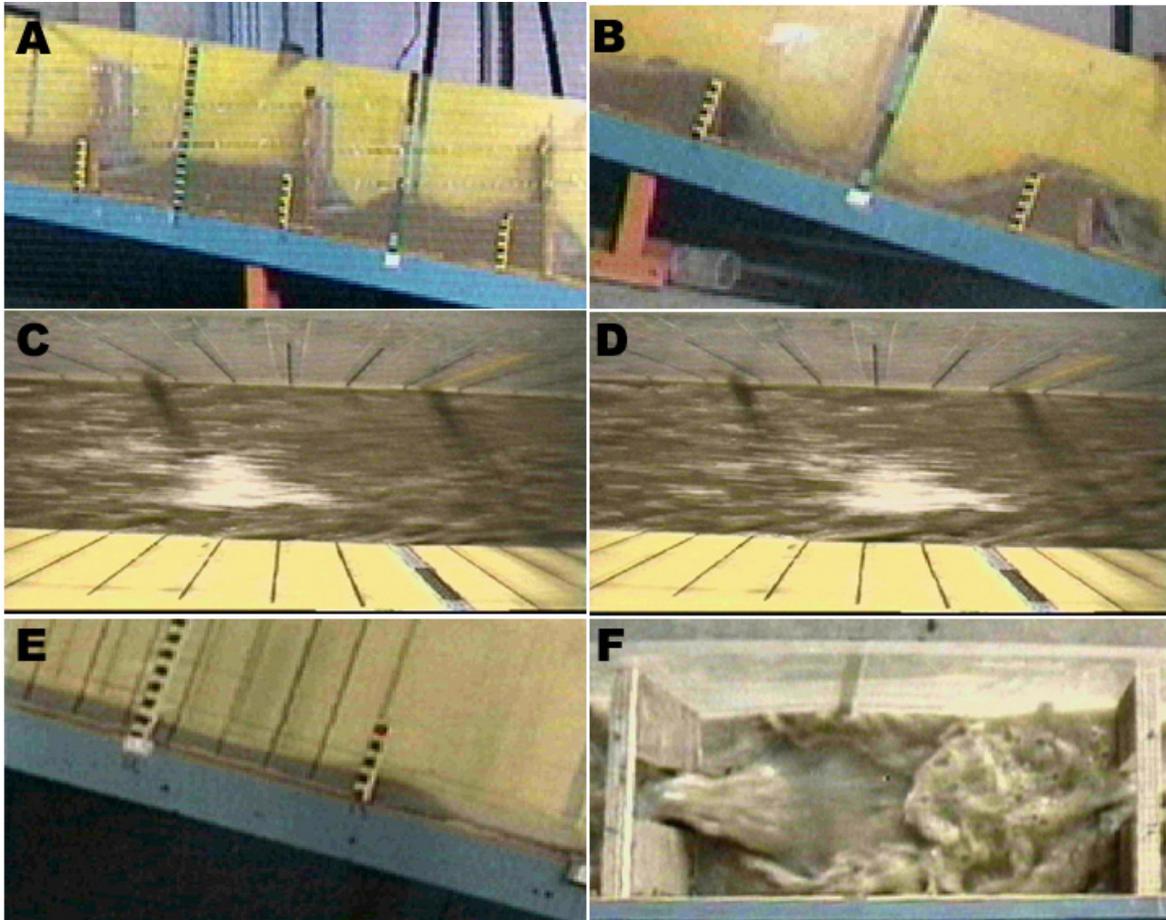


Fig. 4.1 Esquema de la instalación experimental

Para facilitar la manipulación del material de la mezcla (agua y sedimento), la instalación posee 2 plataformas para los operadores del experimento. Estas plataformas permiten mantener una superficie horizontal independiente de la pendiente que posea el resto de la instalación. Para elevar el material sólido hasta las plataformas, se cuenta con un tecele eléctrico de 500 Kg de capacidad. Más detalles sobre la instalación experimental se encuentran en Espinoza (1996).

Tres cámaras de video fueron utilizadas para registrar los experimentos (Fig. 4.2), una de ellas ubicada frente a la pared de acrílico, la cual capturaba vistas laterales del flujo en el sector de ubicación de los obstáculos (Cámara 1), la segunda ubicada en dirección normal a la superficie libre (Cámara 2), la cual capturaba vistas planas de la superficie del flujo suficientemente aguas arriba de los obstáculos, con el fin de medir las características del flujo sin influencia de éstos. La tercera cámara fue ubicada en dos distintas posiciones dependiendo del tipo de experimento. En el caso de experimentos con barreras impermeables, ésta fue utilizada para capturar vistas laterales del flujo suficientemente aguas arriba de las barreras, con el fin de medir las características del flujo no influido por aguas abajo (Cámara 3A). En el caso de experimentos con barreras permeables, la cámara fue ubicada sobre éstas, en forma normal a la superficie libre, capturando así vistas planas de la superficie del flujo al pasar entre las barreras (Cámara 3B). Pequeños trozos de papel fueron utilizados como trazadores para determinar la velocidad de la superficie libre. El movimiento de los trazadores fue registrado por la cámara ubicada en forma normal a la superficie libre y aguas arriba de las barreras.



**Fig. 4.2** Ejemplo de vistas tomadas por las distintas cámaras utilizadas. A) Cámara 1, barreras permeables, B) Cámara 1 barreras impermeables, C) y D) Cámara 2 en tiempos consecutivos, E) Cámara 3A y F) Cámara 3B.

#### 4.2.2 Metodología

En cada experimento una mezcla de arena, bentonita, gravilla y agua se deja escurrir por el canal desde el estanque ubicado aguas arriba debido a la apertura repentina de una compuerta de ancho igual al canal. El volumen total de la mezcla se mantuvo constante para todos los experimentos, siendo éste 130 litros.

Tanto la arena como la bentonita y el agua fueron incorporados en el estanque de aguas arriba donde se producía la mezcla homogénea por la acción del movimiento de las aspas. Logradas las condiciones de mezcla homogénea, ésta se dejaba escurrir mediante la apertura repentina de la compuerta. La gravilla se incorporó al flujo inmediatamente después de la salida de la mezcla del estanque. No se agregó en el estanque de carga debido a su tendencia a depositar y bloquear la salida del flujo desde el interior del estanque. Para evitar la

aglomeración de la bentonita al entrar en contacto con el agua, ésta fue mezclada en seco con la arena antes de ser incorporadas al agua.

Imágenes del flujo detrítico así generado fueron capturadas por las 3 cámaras mencionadas anteriormente. Inmediatamente aguas arriba del plano de captura de la cámara ubicada sobre el flujo, se incorporó en forma manual trazadores de papel con el fin de caracterizar el movimiento de la superficie libre.

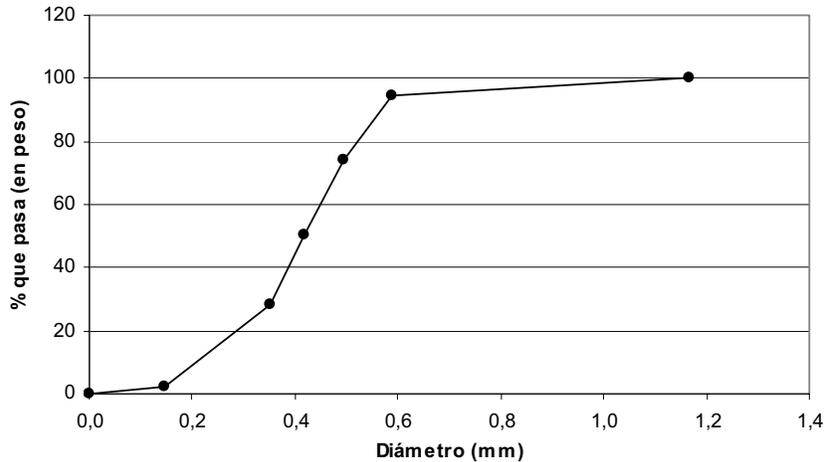
Una vez terminado cada experimento, se realizaba un muestreo detallado de los depósitos ocurridos tras los obstáculos. Este muestreo incluía un análisis granulométrico del material depositado y determinación del volumen retenido.

### **4.2.3 Condiciones Experimentales**

Distintas condiciones experimentales fueron consideradas con el fin de estudiar las características de los flujos detríticos. El volumen total de mezcla ensayado se mantuvo constante en todos los experimentos con un valor de 130 litros. Dos pendientes del canal fueron utilizadas, 15 y 32%, en tanto que la apertura de la compuerta fue de 1 ó 2 cm, dependiendo del experimento.

La fracción sólida de la mezcla consistió en arena, gravilla y bentonita en distintas proporciones. La arena utilizada se caracterizó por un diámetro medio ( $d_{50}$ ) igual a 0,48 mm (Fig. 4.3), mientras que la gravilla se encontraba en el rango de 6 a 12 mm, con un diámetro  $d_{50}$  de 9 mm. La cantidad de gravilla en la mezcla se mantuvo constante, con un valor del 10% del total del peso de los sólidos, mientras que la cantidad de bentonita varió entre 0% y 5% del total del peso de los sólidos según el experimento. Los experimentos se realizaron para valores de concentración volumétrica de los sólidos de 25%, 30% y 35%. Para estimar la concentración volumétrica de sólidos en la mezcla agua-sedimentos se consideró un valor de densidad de la fracción sólida igual a 2,6 gr/cm<sup>3</sup>. Las distintas proporciones utilizadas se presentan en la Tabla 4.1.

Como se explicó en el Capítulo 2, la proporción de bentonita agregada a la mezcla agua-sedimento puede influenciar en forma considerable la mecánica del flujo, alterando sus propiedades generales, en particular la reología del fluido intersticial. Para obtener una buena caracterización de los flujos detríticos generados, la reología del fluido intersticial se determinó en cada caso. El estudio reológico de la mezcla agua-bentonita fue desarrollado en forma experimental.



**Fig. 4.3** Curva granulométrica de la arena utilizada en los experimentos.

**Tabla 4.1** Proporciones de los distintos sólidos utilizados (% en peso del total de sólidos).

Material Sólido	Proporciones				
	1	2	3	4	5
Gravilla	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
Arena	90,0	89,5	89,0	87,0	85,0
Bentonita	0,0	0,5	1,0	3,0	5,0

Con motivo de estudiar el efecto de la rugosidad del fondo del canal, dos distintas rugosidades fueron utilizadas. En primer lugar se pegó al fondo una capa de arena idéntica a la utilizada en los experimentos, luego ésta fue reemplazada por una capa fija de gravilla de diámetro medio 4 mm.

Dos tipos de estructuras fueron ensayadas: una de ellas consistente en presas del tipo impermeables y otras del tipo permeables. Las presas impermeables fueron materializadas como barreras verticales con una altura de 8 cm construidas con madera de 2 cm de espesor (Fig. 4.4). Estas barreras cubrían todo el ancho del canal. Las presas permeables fueron materializadas como barreras verticales con una apertura central de 6 cm construidas con la misma madera que en el caso anterior. La altura de estas barreras alcanzó los 30 cm con el fin de evitar el paso del flujo por sobre ellas (Fig. 4.4).

Las barreras impermeables fueron ensayadas individualmente y en serie, variando el número de barreras colocadas en el cauce entre 1 y 7. Dos tipos de espaciamientos entre barreras fueron ensayados. Una de las distancias de separación ( $L$ ) fue determinada por la línea horizontal entre la cresta de la barrera y su intersección con el lecho (Fig. 4.5), y la otra ( $2L$ ) por 2 veces esta distancia.

Un espaciamiento  $L$  es el utilizado en varios de los diseños de obras de control aluvial desarrollados en Chile.

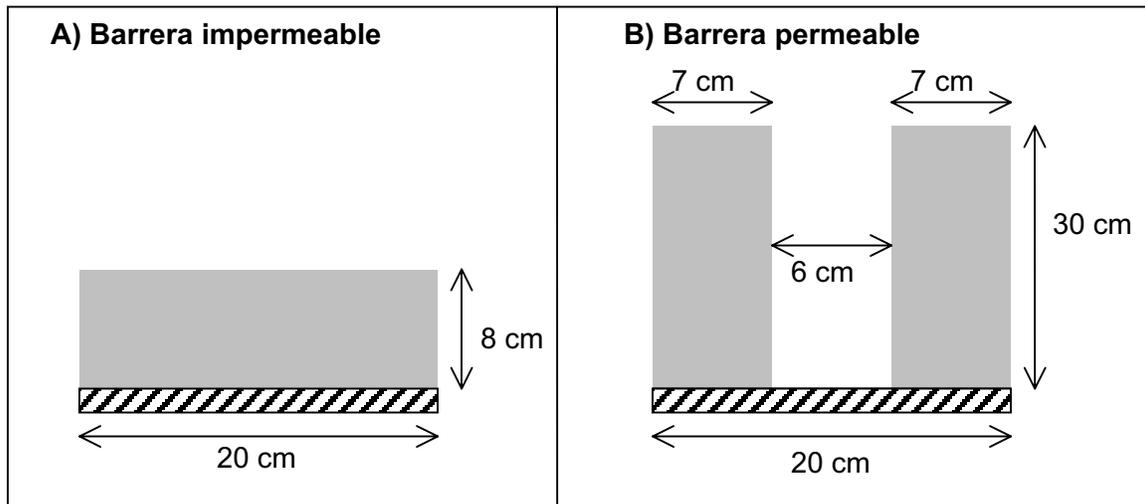


Fig. 4.4 Esquema de barreras permeables e impermeables.

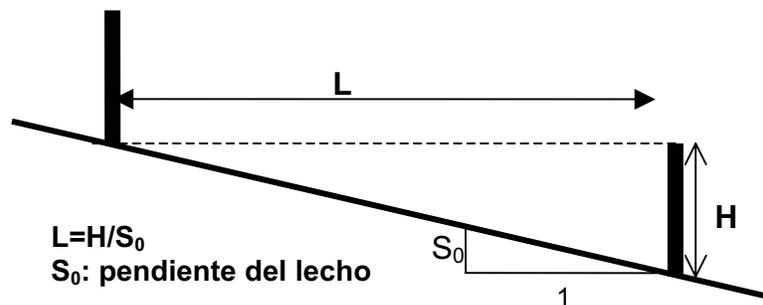


Fig. 4.5 Espaciamiento entre barreras impermeables.

En cuanto a las barreras permeables, éstas fueron espaciadas por una distancia horizontal de 48 cm y se colocaron 3 barreras en serie. Estos ensayos consideraron una pendiente única del lecho, igual a 15%, como también sólo una rugosidad del mismo, correspondiente a la gravilla de tamaño medio 4 mm.

### 4.3 REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA – SEDIMENTOS FINOS

Con el fin de determinar la reología de la mezcla agua-bentonita, la que forma parte de la fracción líquida de la mezcla detrítica, fue necesario la construcción de 2 nuevas instalaciones. Una de ellas consistente en un viscosímetro de Poiseuille, el que permite obtener la viscosidad de fluidos Newtonianos, mientras que la otra

sirve para caracterizar fluidos de reologías del tipo ley de potencia con esfuerzo de fluencia (Fig. 4.6).



**Fig. 4.6** Instalaciones construidas. A) Viscosímetro de Poiseuille. B) Instalación para la determinación de reologías tipo ley de potencia.

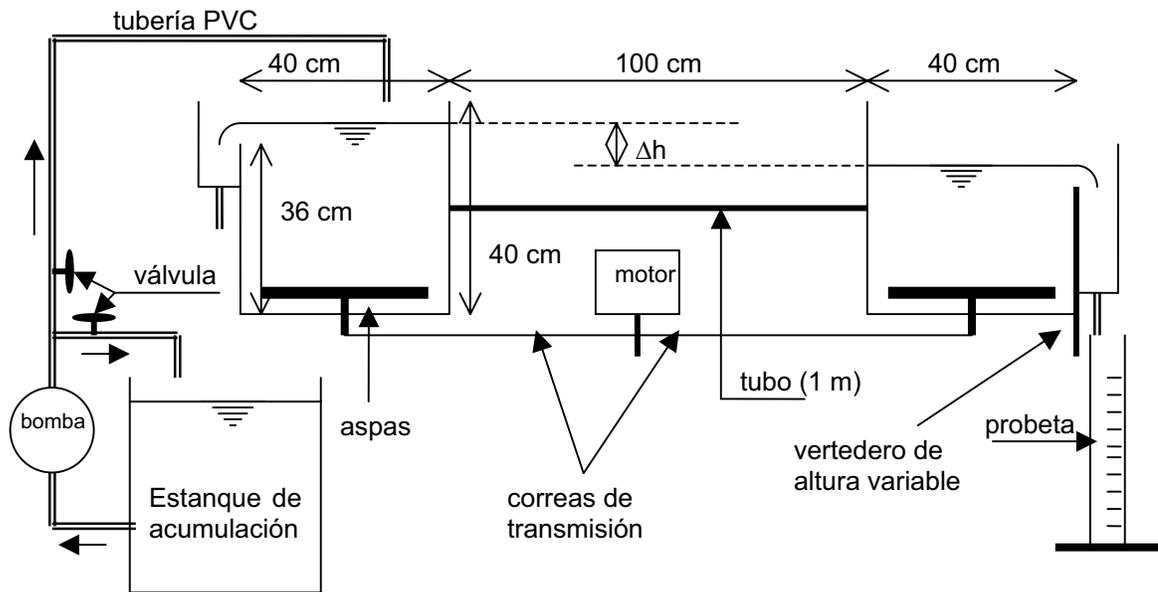
### 4.3.1 Instalación Experimental

**A)** Instalación para la caracterización de flujos Newtonianos (Viscosímetro de Poiseuille)

La instalación experimental construida consiste en un viscosímetro de Poiseuille (Fig. 4.7) constituido por 2 estanques cúbicos con lados de 40 cm y unidos por 4 tubos de cobre de 1 m de largo. Cada uno de estos tubos posee un diámetro distinto y operan de a uno a la vez. Los diámetros interiores de los tubos utilizados corresponden a 2,85 , 4,40 , 7,60 y 10,65 mm. El estanque de aguas abajo posee un vertedero de pared móvil, el que permite controlar el gradiente de energía en el sistema y así variar el caudal para distintas condiciones experimentales. El flujo es aforado volumétricamente a la salida de este vertedero.

Dado los grandes tiempos de residencia de la mezcla en los estanques, y para evitar la sedimentación de los sólidos, la mezcla es levemente agitada en ambos estanques con la misma intensidad por la acción de espas colocadas en el fondo. Las paletas ubicadas en los estanques son movidas por un motor central el cual acciona ambas paletas por la acción de correas. El motor cuenta con un variador de voltaje que permite controlar la velocidad de rotación.

Con el fin de mantener una mezcla homogénea en el estanque de acumulación de la mezcla, parte del flujo impulsado por la bomba es devuelto al estanque para mantener la mezcla agitada y en condiciones homogéneas.



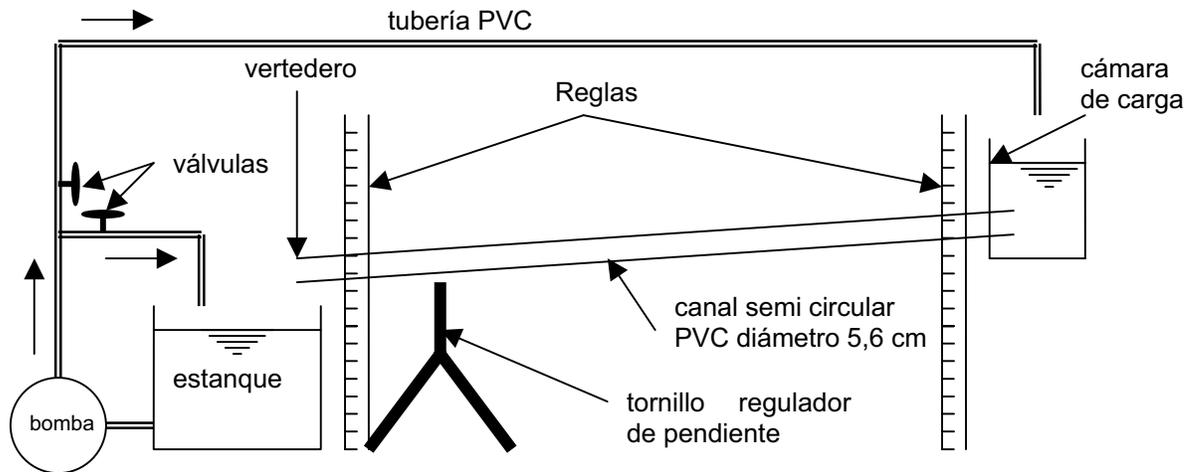
**Fig. 4.7** Esquema del viscosímetro de Poiseuille.

**B)** Instalación para la caracterización de flujos con reologías del tipo ley de potencia.

La instalación experimental consiste en un canal de PVC de sección semi-circular, de 4 m de largo, 5,6 cm de diámetro y pendiente variable (Fig. 4.8). En el extremo de aguas abajo posee un vertedero fijo que actúa como condición de borde de aguas abajo. El canal es alimentado por una cámara de carga en donde es depositada la mezcla en forma continua. Para evitar la deformación del canal, éste es montado sobre un perfil ángulo de fierro de 6 mm de espesor y lados de 50 mm.

La mezcla es recirculada y acumulada en un estanque desde donde es devuelta al sistema por la acción de una bomba. Al igual que en la instalación anterior, parte del flujo impulsado por la bomba es devuelto al estanque de acumulación con el fin de agitar la mezcla y homogeneizarla.

Con motivo de determinar la pendiente del canal en cada uno de los experimentos, dos reglas verticales fueron ubicadas cerca de los extremos del canal con el fin de registrar el desplazamiento de uno de los bordes del canal respecto de un nivel base. El nivel base corresponde a la lectura en las reglas cuando el canal se encontraba en posición horizontal.



**Fig. 4.8** Esquema de la instalación experimental.

### 4.3.2 Metodología

#### A) Metodología para la caracterización de flujos Newtonianos (viscosímetro de Poiseuille)

En primer lugar, una mezcla de agua y bentonita, con un volumen de 190 lts, era preparada en el estanque de acumulación. Con el fin de obtener condiciones de mezcla homogénea, la mezcla era recirculada dentro del estanque por la acción de la bomba. De esta forma, grumos formados por la aglomeración de bentonita eran disueltos por los rodetes de la bomba. Así, luego de un tiempo de funcionamiento, se alcanzaba condiciones de mezcla homogénea.

Obtenidas las condiciones de mezcla homogénea, los estanques eran llenados hasta alcanzar la cota de ambos vertederos. Una vez llenos, se ajustaba el caudal de entrada en el estanque de aguas arriba de manera que éste fuese levemente superior al caudal de conducción de la tubería. El exceso de caudal era devuelto al estanque de carga a través del vertedero, mientras que el caudal conducido a través de la tubería era aforado volumétricamente luego de salir por el vertedero móvil ubicado aguas abajo. Antes de iniciar las mediciones, se debía asegurar condiciones estacionarias del flujo. Junto con el llenado, se accionaba el motor para así mantener la mezcla en los estanques y evitar la sedimentación de la bentonita. La velocidad de rotación de las aspas se regulaba para cada experimento y consistía en la mínima velocidad capaz de evitar la sedimentación de la bentonita dentro de los estanques.

Gran parte del caudal impulsado por la bomba era recirculado permanentemente dentro del estanque de acumulación, y sólo una pequeña porción de éste se utilizaba para alimentar el estanque de aguas arriba. El caudal de recirculación permitía mantener una concentración homogénea de bentonita en el estanque de acumulación.

Producto del funcionamiento de la bomba, el fluido aumentaba su temperatura por sobre su valor inicial mientras se avanzaba en la experimentación. De esta manera, el valor de la viscosidad era obtenido en cada condición experimental para distintos valores de temperatura. Sin embargo, a pesar del cambio en la temperatura del fluido, el error experimental es del orden de la variación mostrada por la viscosidad para distintas temperaturas del fluido, de manera que los resultados obtenidos no reflejan necesariamente dicha variación. Por esto, sólo se obtuvo como valor representativo el promedio de todos los resultados obtenidos para cada condición experimental.

Los datos obtenidos en cada experimento consisten en volumen y tiempo de aforo, temperatura en el estanque de aguas arriba al inicio y fin de cada aforo y niveles en el estanque de aguas arriba y aguas abajo al inicio y fin de cada aforo. Este procedimiento se repetía varias veces para cada condición experimental.

**B)** Metodología para la caracterización de flujos de reologías del tipo ley de potencia.

El procedimiento utilizado para obtener condiciones de mezcla homogénea en el estanque de acumulación es el mismo al utilizado en el experimento para flujos newtonianos. El volumen utilizado fue de 50 lts.

Obtenidas las condiciones de mezcla homogénea, se alimentaba en forma continua la cámara de carga con el caudal necesario para lograr escurrimiento estacionario y uniforme en el canal. La altura normal de escurrimiento debía coincidir con los bordes del canal semi circular. Una vez logrado el régimen permanente y altura normal en el canal, se traza una línea de color en la superficie libre, perpendicular a la dirección del flujo. La deformación de esta línea es capturada mediante una cámara de video. A través de la deformación de la línea de colorante es posible inferir la reología de la mezcla ensayada.

Además de capturar la deformación de la línea de color en el flujo, se registraba la temperatura del agua al momento de iniciarse cada experimento, ya que ésta aumentaba rápidamente debido al funcionamiento de la bomba. Sin embargo la variación en el comportamiento del flujo producto del cambio de temperatura resulta menor al error experimental, por lo que esta variable no es considerada en el análisis.

### 4.3.3 Condiciones Experimentales

#### **A)** Condiciones experimentales para la caracterización de flujos Newtonianos (viscosímetro de Poiseuille)

Diversas condiciones experimentales fueron utilizadas con el fin de obtener la viscosidad de mezclas agua – bentonita, suponiendo un comportamiento Newtoniano de éstas. El rango de concentraciones de bentonita utilizado en los experimentos cubría el rango utilizado en los experimentos de flujos detríticos, entre 0 y 2,89 % en volumen. Para estimar la concentración volumétrica de bentonita en el agua se consideró una densidad para la bentonita de 2,422 gr/cm<sup>3</sup>.

Además de la concentración de finos, era posible seleccionar el tubo a utilizar en cada experimento y fijar a elección la cota del vertedero de aguas abajo con el fin de obtener distintas condiciones de carga.

#### **B)** Condiciones experimentales para la caracterización de flujos de reologías del tipo de potencia.

El rango de concentraciones de bentonita utilizada en las mezclas agua – bentonita se encuentra entre los 1,24 y 2,89 % en volumen, cubriendo así el rango superior de concentraciones utilizadas en los experimentos de flujos detríticos.

En cada experimento se fijó una concentración volumétrica de bentonita y una pendiente del canal. Para dichas condiciones, se debió ajustar el caudal de entrada a la cámara de carga con el fin de obtener condiciones estacionarias y altura de escurrimiento normal en un tramo del canal. Además la altura normal de escurrimiento debía coincidir con los bordes del canal. En el tramo del canal donde se registraban estas condiciones, se trazó la línea de colorante cuya deformación fue registrada por una cámara de video.

## 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES

Debido a que conocer la reología del fluido intersticial existente en mezclas detríticas resulta fundamental para una buena caracterización de la mecánica de los flujos, se presentan en primer lugar los resultados y caracterización reológica de la mezcla agua-bentonita. Los resultados obtenidos son utilizados posteriormente para estudiar los flujos detríticos generados en forma experimental.

### 5.1 REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA - BENTONITA

#### 5.1.1 Resultados para Fluidos Newtonianos

En una primera fase del estudio, se supuso que la mezcla agua-bentonita tendría un comportamiento Newtoniano. De este modo, utilizando la instalación experimental construida para la caracterización de flujos newtonianos, se determinó la viscosidad a partir de la relación existente entre ella y el caudal en un flujo de Poiseuille en régimen laminar. La relación propuesta es válida siempre y cuando el flujo se encuentre completamente desarrollado, es decir, fuera del tramo de desarrollo de la capa límite de entrada (Fig. 5.1).

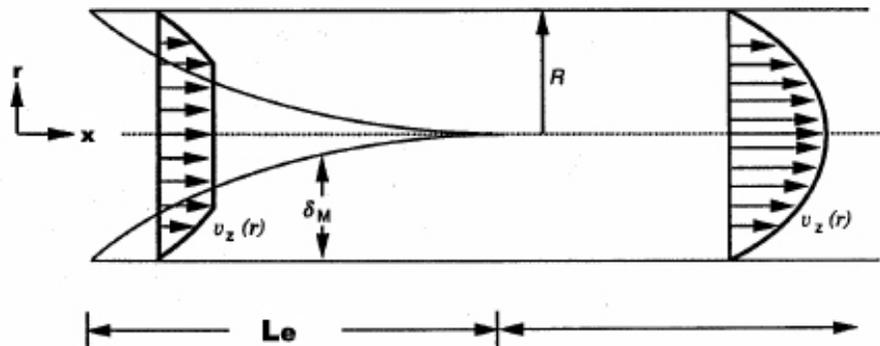


Fig. 5.1 Desarrollo de la capa límite de entrada en tuberías.

Dependiendo de las condiciones del flujo, el tramo de desarrollo de la capa límite puede resultar importante en el cálculo, por lo que este efecto debe ser considerado en el análisis. La longitud del tramo que toma en desarrollarse completamente la capa límite laminar desde la entrada de la tubería,  $L_e$ , puede ser estimado la siguiente ecuación (Langhaar, 1942):

$$L_e = 0,06R_e d \quad (5.1)$$

donde  $d$  es el diámetro de la tubería y  $R_e$  es el número de Reynolds para tuberías, el cual puede ser calculado como:

$$Re = \frac{ud}{\nu_f} \quad (5.2)$$

donde  $\nu_f$  corresponde a la viscosidad cinemática del fluido, y  $u$  a la velocidad media del flujo ( $u=Q/A$ ,  $A$  área de escurrimiento). Para asegurar condiciones de flujo laminar, se debe cumplir que  $Re < 2.000$ .

De esta manera, la viscosidad de la mezcla agua-bentonita puede ser estimada a partir de la siguiente relación (más detalles se encuentran en el Anexo A):

$$\nu_f = \frac{\mu_f}{\rho_f} = \frac{\pi g d^4}{128 Q (L - \alpha L_e)} \Delta h \quad (5.3)$$

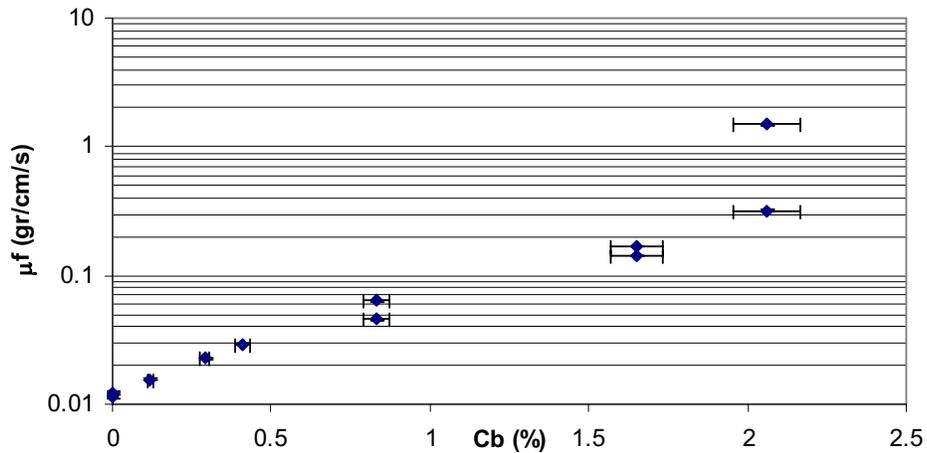
donde  $\mu_f$  y  $\rho_f$  corresponden a la viscosidad dinámica de la mezcla y a su densidad respectivamente,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $Q$  corresponde al caudal aforado,  $\Delta h$  es la diferencia de niveles de la mezcla entre el estanque de aguas arriba y el de aguas abajo y  $\alpha$  un coeficiente que resulta al considerar un valor medio del factor de fricción a lo largo del tramo  $L_e$ . Si la variación de este coeficiente en el tramo de desarrollo de la capa límite es lineal, resulta  $\alpha=1/2$ .

Los valores de viscosidad obtenidos en función de la concentración de bentonita de la mezcla, suponiendo un comportamiento Newtoniano del flujo, se presentan en la Tabla 5.1. Los detalles de los resultados obtenidos en cada experiencia se presentan en el Anexo A. El detalle y análisis de los errores asociados se encuentra en el Anexo B.

**Tabla 5.1** Valores de viscosidad para distintas concentraciones de bentonita.  $\varepsilon(x)$  representa el error asociado a la variable  $x$ .

Exp	Cb (%)	$\varepsilon(Cb)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\Delta h$ (cm)	$\nu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\nu_f)$	$\mu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\mu_f)$	Re	Le
1	0,00	0,00	1,000	2,50	0,0123	0,0003	0,0123	0,0003	118	2,0
2	0,00	0,00	1,000	2,50	0,0114	0,0003	0,0114	0,0003	138	2,4
3	0,12	0,01	1,002	2,50	0,0155	0,0003	0,0156	0,0003	277	7,3
4	0,29	0,01	1,004	2,60	0,0225	0,0004	0,0226	0,0004	137	3,6
5	0,41	0,02	1,006	2,65	0,0290	0,0005	0,0292	0,0005	84	2,2
6	0,83	0,04	1,012	2,60	0,0633	0,0011	0,0640	0,0012	18	0,5
7	0,83	0,04	1,012	2,45	0,0450	0,0008	0,0455	0,0008	170	7,7
8	1,65	0,08	1,023	14,70	0,1404	0,0009	0,1437	0,0009	103	4,7
9	1,65	0,08	1,023	9,10	0,1649	0,0014	0,1688	0,0015	130	8,3
10	2,06	0,10	1,029	14,50	0,3110	0,0022	0,3201	0,0025	57	3,6
11	2,06	0,10	1,029	10,00	1,4484	0,0102	1,4909	0,0113	2	0,1

Los resultados de viscosidad presentados en la Tabla 5.1 pueden ser observados en el gráfico de la Fig. 5.2.



**Fig. 5.2** Valores de la viscosidad para distintas concentraciones de bentonita

Como es de esperar, los resultados presentados muestran un fuerte aumento de la viscosidad a medida que se incrementa la concentración de bentonita en la mezcla. Sin embargo para concentraciones mayores de bentonita se observó que no existía flujo para ciertas condiciones de carga, infiriéndose la existencia de un esfuerzo de fluencia del fluido y por lo tanto un comportamiento no Newtoniano del mismo. Por ello fue necesario diseñar una nueva instalación experimental, la cual permite caracterizar flujos de reologías tipo ley de potencia con esfuerzo de fluencia.

### 5.1.2 Resultados para Fluidos con Reologías Tipo Ley de Potencia con Esfuerzo de Fluencia

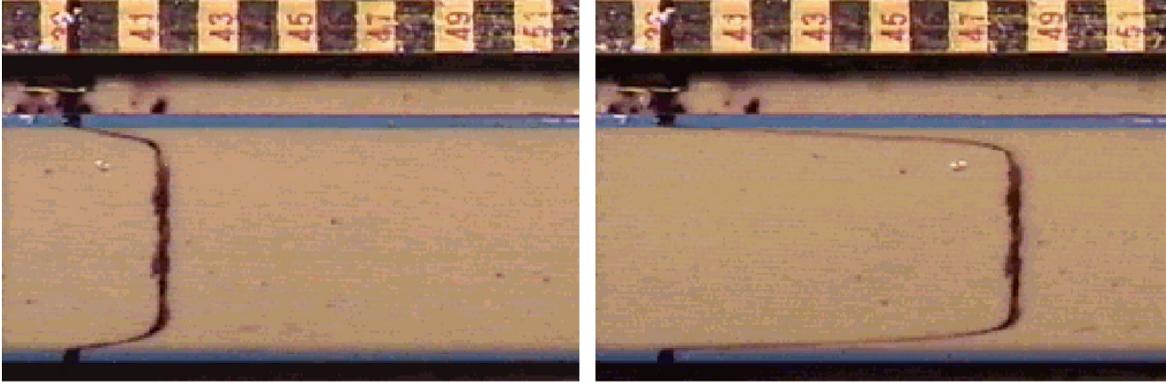
Un ejemplo de la visualización del perfil de velocidades en la instalación para flujos de reología tipo ley de potencia se presenta en la Fig. 5.3, la que muestra la forma que toma la línea de colorante en dos tiempos sucesivos. Se observa claramente que existe deformación del elemento de fluido sólo en la cercanía de la pared, donde los esfuerzos de corte son mayores, pero en la zona central el esfuerzo no es capaz de deformar el fluido, evidenciando que en esa región no se ha superado el esfuerzo de fluencia.

En general, muchas reologías para fluidos no Newtonianos pueden representarse por una ley de potencia del tipo:

$$\tau = \tau_f + K\dot{\gamma}^n \quad (5.4)$$

donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte,  $\tau_f$  el esfuerzo de fluencia,  $K$  es el coeficiente de viscosidad  $\dot{\gamma}$  la tasa de deformación y  $n$  es un exponente característico de la

reología. Para un fluido newtoniano,  $\tau_f = 0$ ,  $n = 1$  y  $K$  corresponde a la viscosidad dinámica. La instalación experimental corresponde a un canal de sección semicircular por lo que  $\gamma = du/dr$ , siendo  $u$  la velocidad longitudinal y  $r$  la distancia radial desde el eje del canal.



**Fig. 5.3** Existencia de esfuerzo de fluencia. Visualización de la distribución de velocidades en la superficie libre  $c_b=2,48\%$ .

Para determinar los parámetros que caracterizan la reología del flujo,  $\tau_f$ ,  $K$  y  $n$ , en primer lugar se procedió de una manera similar a como se hizo cuando se supuso que la mezcla tenía un comportamiento Newtoniano. Integrando el perfil de velocidades obtenido experimentalmente sobre el área del flujo se obtiene el caudal, el que se compara con el que resulta del perfil de velocidades obtenido a partir de la ec. ( 5.4), el que está dado por (Parson et al., 2001):

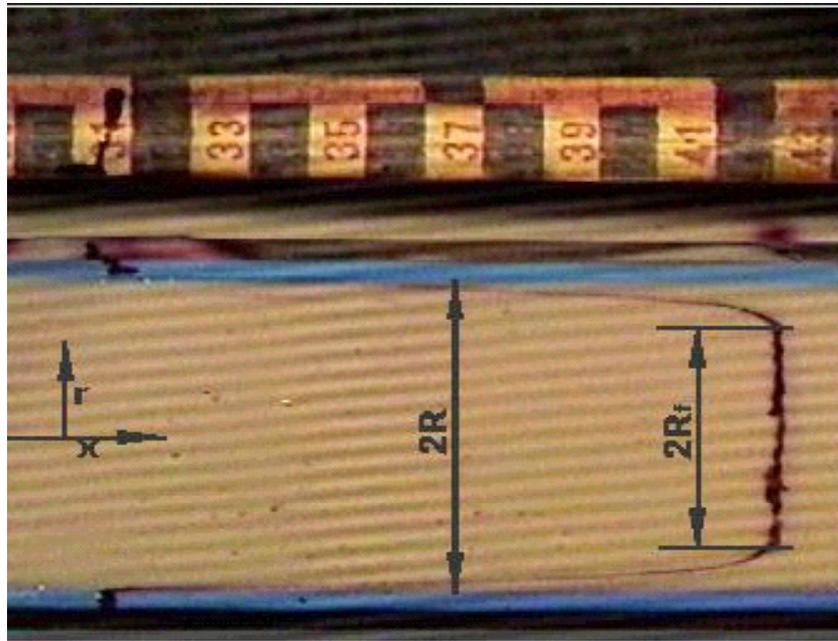
$$Q = \pi R^3 \frac{\left(\frac{\tau_b}{K}\right)^{\frac{1}{n}}}{1 + \frac{1}{n}} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1 + \frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2 + \frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{3 + \frac{1}{n}}}{\left(2 + \frac{1}{n}\right)\left(3 + \frac{1}{n}\right)} \right] \quad (5.5)$$

donde  $\tau_b$  corresponde al esfuerzo de corte actuando sobre la pared y  $R$  el radio del canal. Los esfuerzos de corte  $\tau_b$  y  $\tau_f$  se determinaron al plantear un equilibrio entre la fuerza debido al corte y la componente del peso, en la dirección del flujo:

$$\tau_b = \frac{1}{2} \rho_f g R \sin \theta \quad (5.6)$$

$$\tau_f = \frac{1}{2} \rho_f g R_f \sin \theta \quad (5.7)$$

donde  $R$  corresponde al radio del canal semicircular,  $R_f$  es la mitad del ancho del elemento de fluido que no sufre deformación (Fig. 5.4) y  $\theta$  el ángulo de inclinación del canal.



**Fig. 5.4** Visualización de la deformación del elemento de fluido.

La metodología aplicada supone que el flujo presenta simetría axial, es decir el flujo en el canal es equivalente a un flujo a boca llena en una tubería del mismo diámetro. La superficie libre sólo representa un plano de visualización del flujo en la tubería. Despreciando el esfuerzo de corte entre el aire y la superficie libre del flujo, el supuesto utilizado no introduce error, ya que en la zona de no deformación ( $\partial u / \partial r = 0$ ), el esfuerzo de corte sigue siendo el mismo sin importar la geometría del problema, es decir, el esfuerzo de corte es igual al esfuerzo de fluencia.

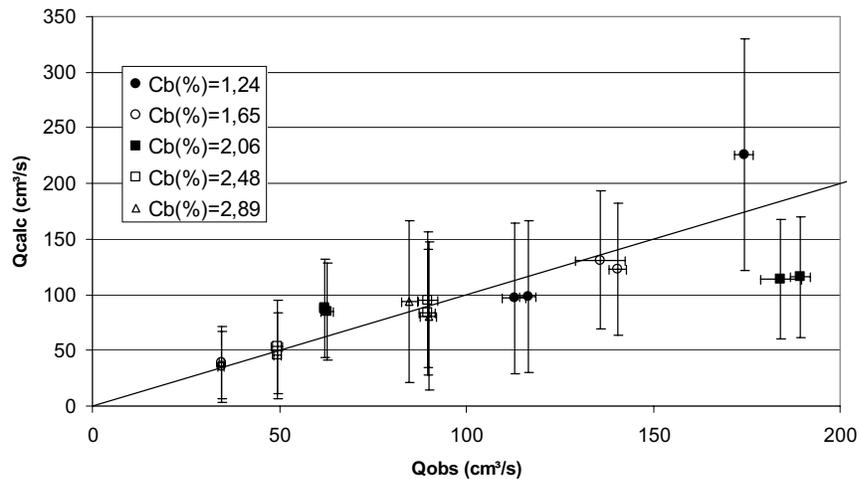
Para asegurar que el flujo se encuentra en régimen laminar, se debe cumplir  $R_e < 2.000$ , donde el número de Reynolds debe ser definido de acuerdo al modelo reológico empleado. Como se verá más adelante, las mezclas utilizadas en este estudio tienen un comportamiento Newtoniano o plástico de Bingham con esfuerzo de fluencia. Para esta última reología, y para una tubería de diámetro  $d$ , el número de Reynolds se define como:

$$R_{eb} = \frac{\rho_f u d}{K \left( 1 + \frac{\tau_f d}{6Ku} \right)} \quad (5.8)$$

En caso de canales abiertos, el número de Reynolds debe ser escrito en función del radio hidráulico ( $R_h$ ). De esta manera se obtiene que el número de Reynolds para canales abiertos y fluidos plásticos de Bingham puede ser escrito como:

$$R_{eb} = \frac{4\rho_f u R_h}{K \left( 1 + \frac{2\tau_f R_h}{3Ku} \right)} \quad (5.9)$$

Para cada mezcla, el valor de  $K$  y  $n$  de la ec. (5.5) se obtuvo buscando un buen ajuste entre el caudal medido y el calculado por dicha ecuación para distintas condiciones experimentales. Para un valor de  $n$  fijo y misma concentración de bentonita,  $K$  y  $\tau_f$  se obtienen como el promedio de los valores obtenidos para cada condición experimental. Lo anterior se debe a que  $K$ ,  $n$  y  $\tau_f$  son propiedades del fluido, es decir, para una misma concentración de bentonita (mismo fluido) estos valores son constantes independientes de la condición experimental. Se concluyó que el modelo reológico de un fluido plástico ideal o de Bingham ( $n=1$ ) representa de buena forma la mezcla agua – bentonita, ya que este modelo presenta una buena correlación entre los caudales medidos y calculados a partir de la ec. (5.5). Lo anterior se observa en la Fig. 5.5.



**Fig. 5.5** Ajuste entre caudales medidos y calculados para un modelo reológico plástico de Bingham.  $Q_{calc}$ : Caudal calculado según ec.(5.5).  $Q_{obs}$ : Caudal medido mediante integración del perfil de velocidades.

El gráfico de la Fig. 5.5 muestra una mayor discrepancia entre los valores medidos y calculados para caudales altos. Debido que para mayores caudales la velocidad del fenómeno aumenta, los errores que se cometen al extraer datos experimentales también aumentan, lo que explica la mayor variabilidad en los resultados.

Los resultados obtenidos de esta forma se presentan en la Tabla 5.2. El detalle de los cálculos puede ser consultado en el Anexo A, mientras que el análisis de error se presenta en el Anexo B.

**Tabla 5.2** Valores de  $K$  y  $\tau_f$  para un comportamiento plástico de Bingham obtenidos mediante integración del perfil de velocidades.  $\varepsilon(x)$  representa el error asociado a la variable  $x$ .

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon(\rho_f)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$
1,24	0,063	1,018	0,002	2,64	0,34	0,117	0,035
1,65	0,084	1,023	0,002	4,94	0,41	0,252	0,082
2,06	0,105	1,029	0,003	12,70	0,76	0,350	0,083
2,48	0,126	1,035	0,003	31,80	1,53	0,487	0,160
2,89	0,147	1,041	0,004	56,99	3,74	0,622	0,288

Con el fin de corroborar los resultados obtenidos con el método anterior, se determinó el valor de  $K$  mediante la aplicación directa de la ec. ( 5.4) aplicada en el borde del canal, es decir estimando el valor de  $\dot{\gamma}$  a partir de la deformación del elemento de fluido en la cercanía de la pared. Los valores de  $\tau_b$  y  $\tau_f$  se determinan de la misma manera que en el método anterior, mientras que el valor de  $n$  se mantuvo en 1, suponiendo un comportamiento plástico de Bingham. Los resultados así obtenidos se presentan en la Tabla 5.3. El detalle de los cálculos se encuentran en el Anexo A, mientras que el análisis de error puede ser consultado en el Anexo B.

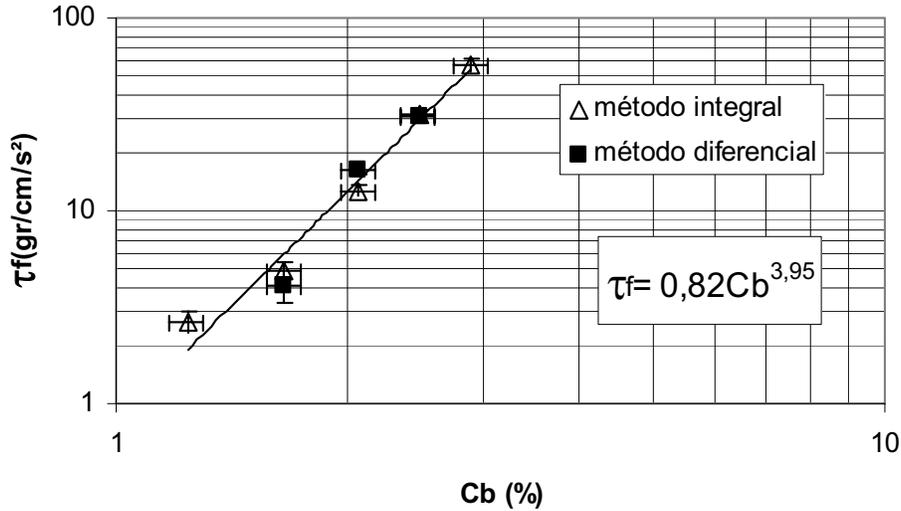
**Tabla 5.3** Valores de  $K$  y  $\tau_f$  para un comportamiento plástico de Bingham obtenidos por la aplicación directa del modelo para reologías tipo ley de potencia.  $\varepsilon(x)$  representa el error asociado a la variable  $x$ .

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon(\rho_f)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$
1,65	0,084	1,023	0,002	4,04	0,69	0,254	0,046
2,06	0,105	1,029	0,003	16,39	0,91	0,134	0,041
2,48	0,126	1,035	0,003	30,90	2,40	0,640	0,184

Al comparar los resultados obtenidos por ambos métodos se observa que para valores de concentración de bentonita de 1,65 y 2,48, tanto el valor del coeficiente de viscosidad como del esfuerzo de fluencia se encuentran dentro del mismo orden. Sin embargo al comprar los experimentos para  $c_b=2,06$  se observa una, en el caso del coeficiente de viscosidad, una diferencia importante en el valor entregado por cada método. A pesar de esta diferencia, no fue posible determinar su origen, por lo que ningún dato es excluido del análisis.

De los resultados anteriores, queda claro la existencia de un esfuerzo de fluencia en la mezcla para concentraciones mayores de bentonita. Para  $c_b$  menores que

1%, el valor de  $\tau_f$  resulta pequeño, por lo que su valor puede ser despreciado en el modelo reológico. De esta manera, se considera que para  $c_b < 1\%$ , el flujo presenta un comportamiento reológico Newtoniano. Lo anterior se observa en la Fig. 5.6.



**Fig. 5.6** Variación del esfuerzo de fluencia,  $\tau_f$ , en función de la concentración de bentonita. Método integral: mediante integración del perfil de velocidades; Método diferencial: por aplicación directa de la ecuación de ley de potencia.

### 5.1.3 Resultados Generales Sobre la Reología de la Mezcla Agua-Bentonita

Según lo expuesto en la Fig. 5.6, el esfuerzo de fluencia presenta un crecimiento potencial con la concentración de bentonita presente en la mezcla, y éste se hace importante para valores de  $c_b$  mayores a 1%. De este modo, los resultados obtenidos al suponer un comportamiento Newtoniano de la mezcla, deben ser modificados tomando en cuenta la existencia de  $\tau_f$ . Para ello se integró la ec. ( 5.4) sobre el área del flujo, obteniendo una relación para el caudal circulante en las experiencias realizadas con el viscosímetro de Poiseuille. Esta relación resulta el doble de la obtenida en la ec. ( 5.5):

$$Q = 2\pi R^3 \frac{\left(\frac{\tau_b}{K}\right)^{\frac{1}{n}}}{1 + \frac{1}{n}} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1 + \frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2 + \frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{3 + \frac{1}{n}}}{\left(2 + \frac{1}{n}\right)\left(3 + \frac{1}{n}\right)} \right] \quad (5.10)$$

Como en este experimento no es posible visualizar el perfil de velocidades, el valor de  $\tau_f$  se obtuvo utilizando el ajuste potencial presentado en la Fig. 5.6 para valores de  $c_b$  mayores a 1%, mientras que para valores menores de  $c_b$  se considera que el efecto de  $\tau_f$  ya no es importante y por lo tanto se le asigna un valor nulo. El valor de  $n$  se mantiene en 1, considerando así un comportamiento plástico de Bingham para valores de  $c_b$  mayores a 1% y Newtoniano para valores menores de  $c_b$ . El valor de  $\tau_b$  se obtiene de aplicar la ecuación de momentum en la tubería; el detalle del cálculo se encuentra en el Anexo A. Los valores de  $\tau_f$  y  $\tau_b$  quedan definidos como:

$$\tau_b = \frac{1}{4} \frac{\rho_f g D}{L} \Delta h \quad (5.11)$$

$$\begin{cases} c_b < 1 & \tau_f = 0 \\ c_b \geq 1 & \tau_f = 0,82c_b^{3,95} \end{cases} \quad (5.12)$$

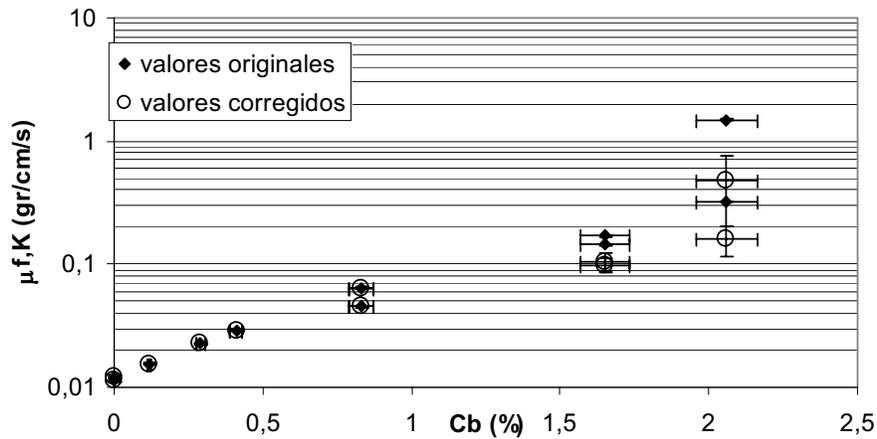
El cálculo de  $\tau_b$ , al igual que en la metodología aplicada para el caso de fluidos Newtonianos, debe tomar en cuenta el efecto de la capa límite de entrada. Este efecto es considerado como parte del error asociado al cálculo de  $\tau_b$  según la ec.(5.11). El detalle del cálculo se presenta en el Anexo A, mientras que el análisis de errores puede ser consultado en el Anexo B.

De esta forma, los resultados de la Tabla 5.1 fueron corregidos para valores de  $c_b$  mayores a 1%. Los nuevos resultados son presentados en la Tabla 5.4. Las diferencias entre los valores originales y los corregidos de  $K$  se pueden observar en la Fig. 5.7.

**Tabla 5.4** Valores corregidos suponiendo un comportamiento plástico de Bingham.  $\varepsilon(x)$  representa el error asociado a la variable x.

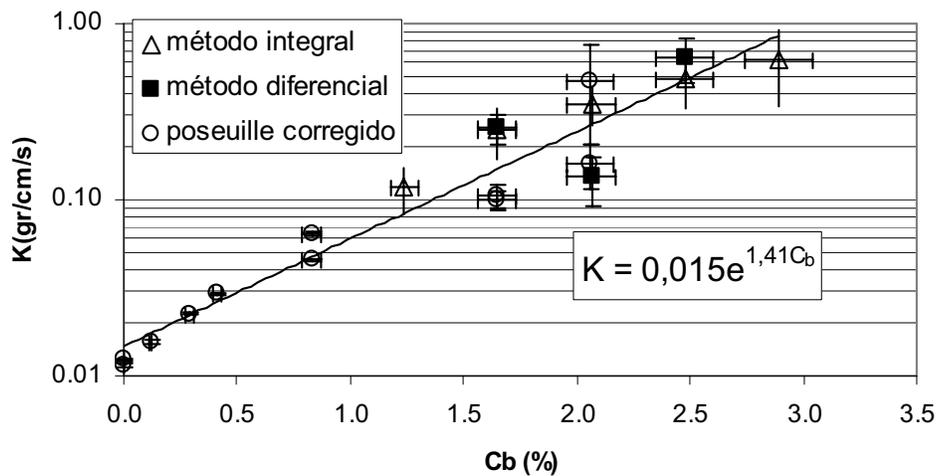
Exp	Cb (%)	$\varepsilon(Cb)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	d(cm)	$\Delta h$ (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	K	$\varepsilon(K)$	Re	Le
1	0,00	0,00	1,000	0,285	2,50	0,326	1,7	0,1	0,0	0,0	0,012	0,0003	118	2,0
2	0,00	0,00	1,000	0,285	2,50	0,351	1,7	0,1	0,0	0,0	0,011	0,0003	137	2,3
3	0,12	0,01	1,002	0,440	2,50	1,484	2,6	0,2	0,0	0,0	0,016	0,0003	276	7,3
4	0,29	0,01	1,004	0,440	2,60	1,060	2,8	0,2	0,0	0,0	0,023	0,0004	136	3,6
5	0,41	0,02	1,006	0,440	2,65	0,835	2,9	0,2	0,0	0,0	0,029	0,0005	83	2,2
6	0,83	0,04	1,012	0,440	2,60	0,375	2,8	0,2	0,0	0,0	0,064	0,0012	17	0,5
7	0,83	0,04	1,012	0,760	2,45	4,551	4,5	0,3	0,0	0,0	0,045	0,0008	170	7,7
8	1,65	0,08	1,023	0,760	14,70	8,603	27,7	1,2	5,9	1,8	0,099	0,0128	106	4,9
9	1,65	0,08	1,023	1,065	9,10	17,836	23,8	1,1	5,9	1,8	0,106	0,0165	138	8,8
10	2,06	0,10	1,029	1,065	14,50	14,695	38,6	1,7	14,2	4,3	0,160	0,0446	58	3,7
11	2,06	0,10	1,029	1,065	10,00	2,146	26,9	1,2	14,2	4,3	0,477	0,2713	2	0,1

Finalmente, y por medio de los distintos métodos utilizados, es posible obtener una relación general para el coeficiente de viscosidad,  $K$ , en el rango de concentraciones de bentonita requerido. Esta relación se presenta en la Fig. 5.8.



**Fig. 5.7** Comparación entre valores originales y corregidos en experimentos realizadas en el viscosímetro de Poiseuille

En la Fig. 5.8 se observa un crecimiento exponencial del coeficiente de viscosidad,  $K$ , a medida que aumenta la concentración de bentonita. La relación propuesta se considera válida para valores de  $c_b$  mayores o iguales que 0,1%. Para  $c_b=0$ , la viscosidad debe ser la del agua pura, es decir, del orden de 0,01(gr/cm/s) (viscosidad del agua a temperatura ambiente). Mayores detalles en los cálculos y análisis de errores pueden ser consultados en el Anexo A y Anexo B, respectivamente.



**Fig. 5.8** Variación del coeficiente de viscosidad,  $K$ , en función de la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ . Método integral: mediante integración del perfil de velocidades; Método diferencial: por aplicación directa de la ecuación de ley de potencia; Poiseuille corregido: corrección a experiencias de flujo de Poiseuille suponiendo comportamiento plástico de Bingham.

Basado en estos resultados, la reología de la mezcla agua-bentonita puede ser determinada en función de la concentración volumétrica de bentonita usando la relaciones:

$$K = 0,01 \quad \tau_f = 0 \quad c_b < 0,1 \quad (5.13)$$

$$K = 0,015e^{1,41c_b} \quad \tau_f = 0 \quad 0,1 \leq c_b < 1 \quad (5.14)$$

$$K = 0,015e^{1,41c_b} \quad \tau_f = 0,82c_b^{3,95} \quad 1 \leq c_b < 3 \quad (5.15)$$

## 5.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS ENSAYADOS

La caracterización dinámica de las mezclas detríticas ensayadas, se realiza en base a las relaciones existentes entre una serie de parámetros adimensionales encontrados en la literatura y algunos otros formados especialmente para tales efectos.

Con este fin, se utilizaron todos aquellas experimentos donde fue posible obtener valores medios de velocidad y altura del flujo. En la Tabla A.8 del Anexo A se presentan los experimentos utilizadas junto con las condiciones experimentales y valores de los parámetros adimensionales más relevantes en el análisis. Los experimentos identificados con una letra A, corresponden a experimentos donde no se incluyen barreras, mientras que los identificados con una letra B corresponden a experimentos donde se incluyen barreras impermeables. Sin embargo, ambos son comparables ya que en los experimentos con barreras tanto la velocidad superficial como la altura son medidas lo suficientemente aguas arriba de manera que no exista efecto de ellas. En este análisis, el efecto y comportamiento de las barreras no es considerado.

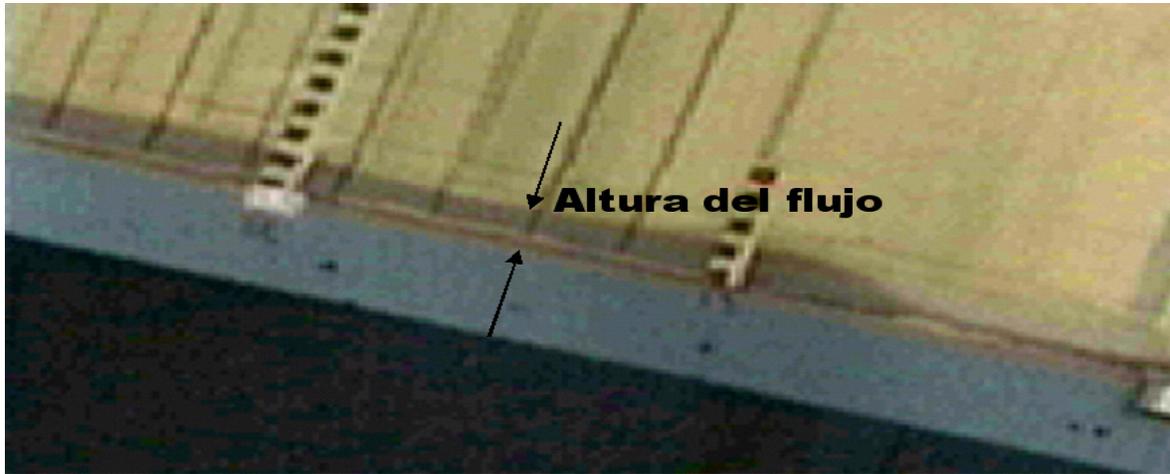
En la Tabla 5.5 se encuentra la nomenclatura para los distintos símbolos utilizados.

**Tabla 5.5** Nomenclatura

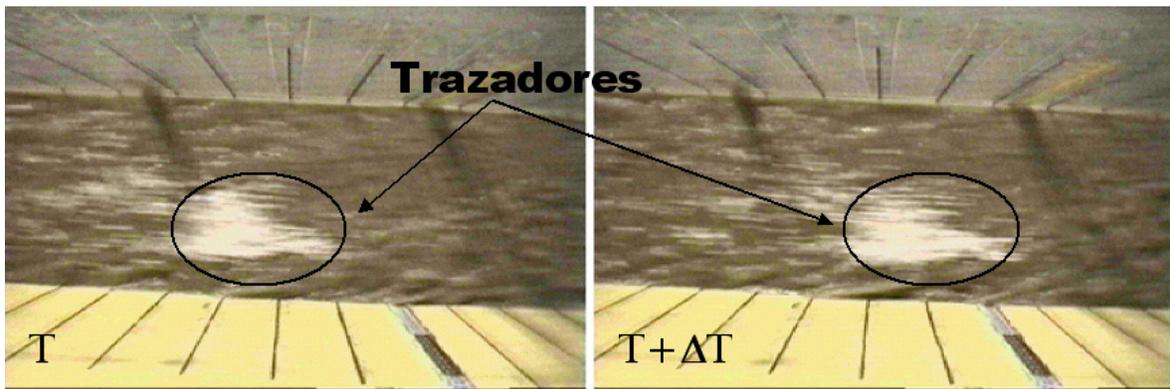
$S_o$	Pendiente del canal (%)
$a$	Apertura de la compuerta (cm)
$c_v$	Concentración volumétrica de sólidos (%)
$c_b$	Concentración volumétrica de finos (bentonita) (%)
$\rho_f$	Densidad del fluido (agua+bentonita) (gr/cm <sup>3</sup> )

### 5.2.1 Altura y Velocidad

A partir del análisis de imágenes de video, es posible obtener valores de altura y velocidad superficial de cada uno de los flujos detríticos generados. Estos valores resultan básicos para una posterior caracterización de los flujos. Un ejemplo de las vistas obtenidas por las cámaras de video, y que permiten estimar valores de alturas y velocidades de los distintos flujos generados se presentan en la Fig. 5.9 y Fig. 5.10.



**Fig. 5.9** Vista lateral del flujo. Permite obtener valores de la alturas del flujo. Las reglas se encuentran graduadas cada 1 cm.



**Fig. 5.10** Vista plana del flujo. Se observa el desplazamiento de trazadores ubicados en la superficie libre del flujo entre cuadros sucesivos.  $\Delta t=1/30$  s. Separación entre líneas 5 cm. Dirección del flujo de derecha a izquierda.

Valores de altura y velocidad son obtenidos a lo largo del desarrollo de algunos experimentos, además, se obtiene una serie de alturas máximas presentadas por el flujo. De esta forma, es posible generar una serie de valores de altura y

velocidad a lo largo del tiempo de duración de cada flujo. Las series temporales obtenidas son promediadas con el fin de obtener un valor único de velocidad y altura representativo de cada flujo. El detalle del cálculo de alturas y velocidades puede ser consultado en el Anexo A.

A partir de las series temporales, se observa que la mayoría de los flujos experimentados presentan características pulsantes. Estos pulsos se encuentran asociados a ondas rodantes producto de inestabilidades propias del flujo. Según Iverson (1997), los flujos detríticos se manifiestan en una o más ondas no uniformes. Comúnmente, un frente abrupto forma la cabeza del flujo seguido de un flujo que decrece en altura e incrementa su contenido de agua. En el caso de múltiples ondas en un mismo flujo detrítico, cada una por separado presenta las características de frente abrupto seguido de un flujo de menor altura y mayor contenido de agua. Un ejemplo de estas fluctuaciones, tanto de altura como velocidad se presenta en la Fig. 5.11 y Fig. 5.12. Las series temporales registradas en cada experimento se presentan en el Anexo C.

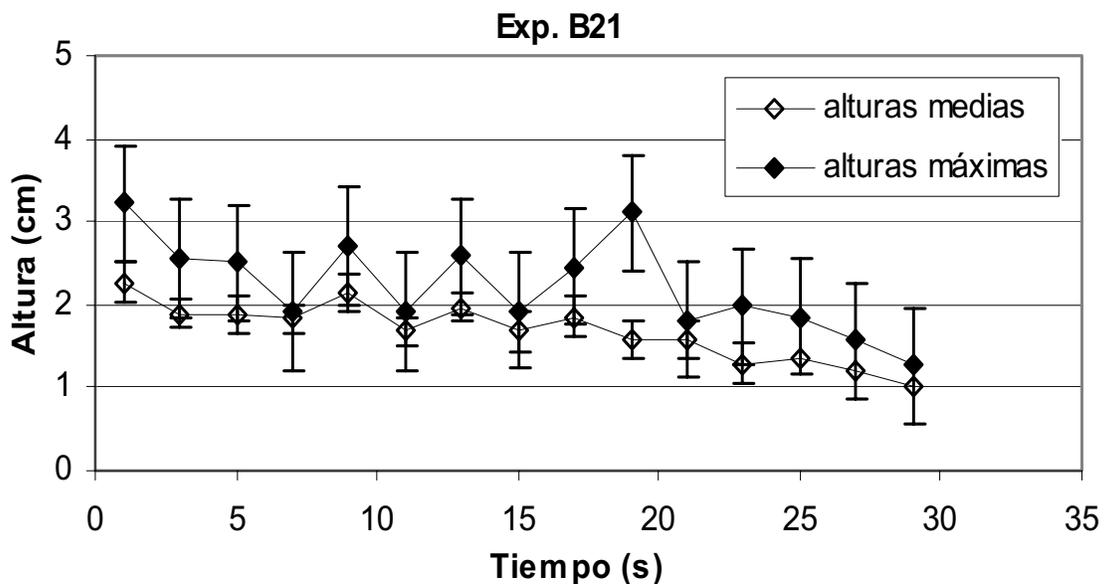


Fig. 5.11 Altura de un flujo detrítico en función del tiempo.

La presencia de ondas y la intermitencia en los flujos detríticos es una característica documentada por muchos investigadores, observada tanto en terreno como en flujos a escalas de laboratorio. Observaciones durante experimentos en el canal del USGS mostraron que las ondas aparecen en forma espontánea, sin la necesidad de alguna perturbación externa del flujo (Iverson 1997).

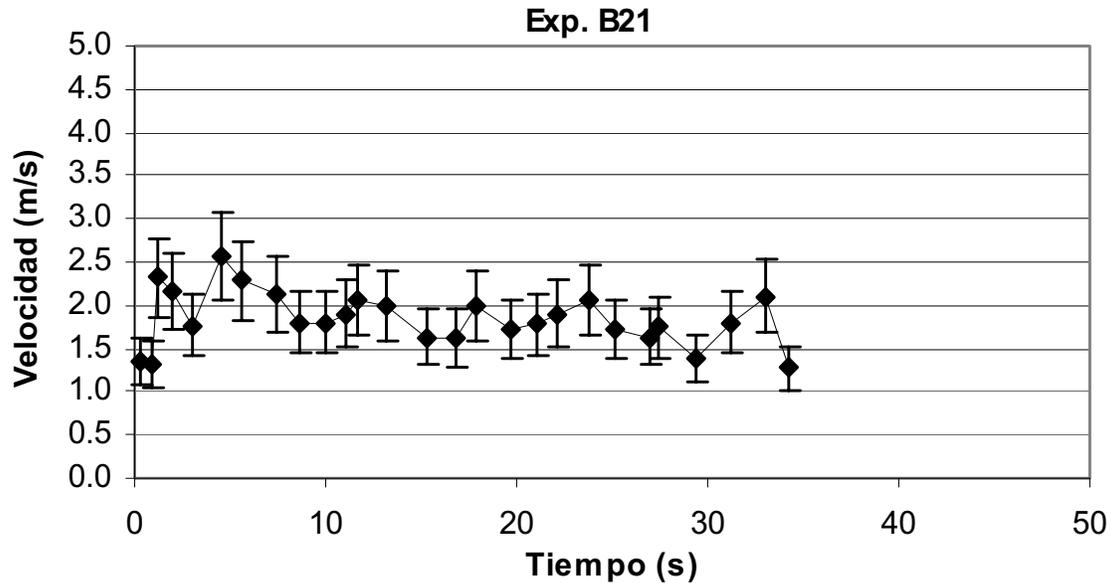
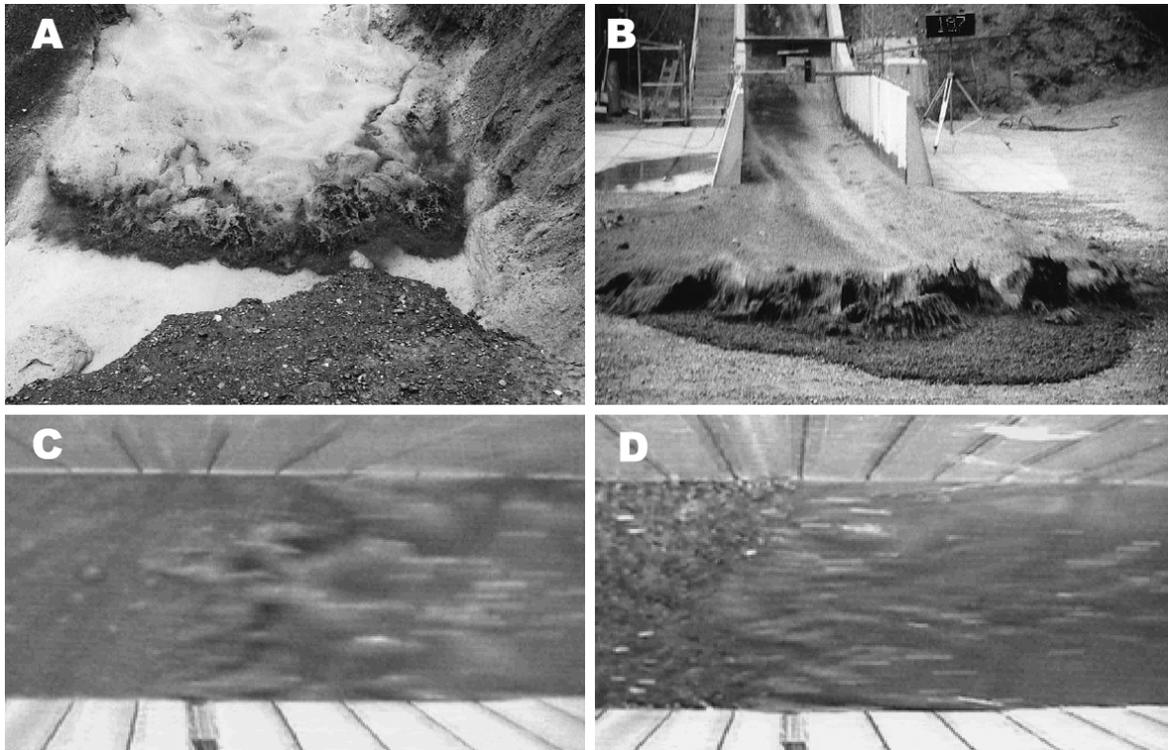


Fig. 5.12 Velocidad superficial de un flujo detrítico en función del tiempo.

Observaciones de terreno muestran que los frentes de ondas concentran la mayoría del material más grueso (rocas, árboles, automóviles, etc.) (Iverson, 1997). La concentración de material grueso incrementa considerablemente la difusividad de la presión de poros, lo que explica en parte por qué estos frentes de ondas parecen estar no saturados y presentan valores pequeños o casi nulos de la presión de poros. Mediciones de la presión de poros en la base de frentes de ondas detríticas realizadas en el canal del USGS muestran que ésta alcanza valores prácticamente nulos. La mayor difusividad de la presión de poros provoca muchas veces que en los frentes de onda domine la fricción entre granos (Iverson, 1997). Las características descritas para los frentes de ondas pueden ser observadas en la Fig. 5.13. En ella se observa una alta concentración de material grueso en los frentes seguido de un flujo de apariencia más líquida.

La acumulación del material más grueso en el frente de los flujos o frentes de ondas se da por dos razones: el material puede ser incorporado y retenido al ser interceptado por el frente del flujo en tránsito, o pueden migrar hacia el frente por un transporte preferencial (Iverson, 1997). Yamagishi et al. (2003) demostraron experimentalmente que la segregación del material se debe sólo al tamaño de las partículas, y no tiene relación con su composición o peso específico.



**Fig. 5.13** Imágenes de frentes de ondas en flujos detríticos. A) Jiang Jia Ravine, Yunnan, China, Junio 24, 1990. Flujo de aproximadamente 12 m de ancho y 2 a 3 m de altura. B) Canal USGS. Frente de aproximadamente 4 m de ancho y 0,2 m de altura. C) Frente de onda exp. A18. D) Frente de onda exp. B11.

## 5.2.2 Análisis Dimensional de los Flujos Experimentados

Como ya se ha mencionado anteriormente, existen tres principios básicos que controlan el movimiento de los flujos detríticos: colisión entre partículas, fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) y viscosidad (asociada al fluido intersticial). Dependiendo de la magnitud relativa de cada uno de estos esfuerzos, el flujo presentará distintos comportamientos.

Siguiendo el enfoque de Iverson (1997), las relaciones entre estos tres efectos pueden ser cuantificadas por tres variables adimensionales: el número de Bagnold ( $Ba$ ), el número de Savage ( $Sa$ ) y el número de fricción ( $N_f$ ). Otro parámetro adimensional que puede resultar importante es el número de masa ( $N_{mas}$ ), el cual en forma simple, pero no muy precisa, muestra la importancia que tiene la fracción sólida en el transporte de momentum.

Dado que el fluido intersticial no presenta un comportamiento Newtoniano, sino que el de un plástico de Bingham, la viscosidad que aparece en los distintos

parámetros adimensionales debe ser reemplazada por una viscosidad aparente,  $\eta$ , que incluya el efecto de la reología de la mezcla agua-bentonita. Para el caso de la reología de la mezcla agua-bentonita (plástico de Bingham), la viscosidad aparente,  $\eta$ , puede ser estimado como:

$$\eta = K \left( 1 - \frac{2\tau_f R_h}{3Ku} \right) \quad (5.16)$$

donde  $\tau_f$  es el esfuerzo de fluencia de la mezcla agua - bentonita,  $K$  es el coeficiente de viscosidad del fluido y  $R_h$  corresponde al radio hidráulico.

De esta manera, los adimensionales pueden ser reescritos como:

$$Ba = \frac{\rho_s d^2 \dot{\gamma}}{\eta} \lambda^{1/2} \quad (5.17)$$

$$Sa = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_f} \frac{\dot{\gamma}^2 d^2}{gh} \quad (5.18)$$

$$N_f = \frac{c_v}{1 - c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f)gh}{\dot{\gamma}\eta} \tan \phi \quad (5.19)$$

donde  $\rho_s$  es la densidad de los sólidos,  $\rho_f$  corresponde a la densidad de la fracción líquida (agua-bentonita),  $\dot{\gamma}$  es la tasa de deformación del elemento de fluido,  $h$  es la altura media del flujo,  $g$  es la aceleración de gravedad y  $\phi$  el ángulo de fricción interna de los sólidos.

Otros parámetros importantes en la caracterización de los flujos detríticos corresponden a los números de Froude ( $F_r$ ) y Reynolds ( $Re$ ), definidos como:

$$F_r = \frac{u}{\sqrt{gh}} \quad (5.20)$$

$$Re = \frac{\rho_f u h}{\eta} \quad (5.21)$$

donde  $u$  corresponde a una escala de velocidad característica del flujo. Todos los parámetros adimensionales presentados anteriormente se refieren a características del flujo medio, por lo que resulta evidente que la escala característica de velocidades adecuada para el cálculo de los parámetros adimensionales es la velocidad media del flujo. Sin embargo, en la experimentación sólo es posible determinar la velocidad superficial del flujo y no la velocidad media. No obstante, es sabido que para flujos turbulentos en canales sin

corrientes secundarias importantes, el coeficiente de Coriolis es muy cercano a la unidad, por lo que se estima que no se comete mucho error al considerar la velocidad superficial como la escala característica de velocidad en el flujo.

A partir de los parámetros adimensionales descritos, es posible obtener las siguientes igualdades:

$$Ba = R'_{ep} \frac{d}{h} \lambda^{1/2} \quad (5.22)$$

$$Sa = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_f} \left( \frac{d}{h} \right)^2 F_r^2 \quad (5.23)$$

$$N_f = \frac{c_v}{1 - c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f)}{\rho_f} \tan \phi R_e F_r^{-2} \quad (5.24)$$

donde  $R'_{ep}$  puede ser interpretado como un número de Reynolds relativo a las partículas, el que se determina como:

$$R'_{ep} = \frac{\rho_s u d}{\eta} \quad (5.25)$$

Algunos de los parámetros y expresiones necesarias para el cálculo de los adimensionales, se presentan en la Tabla 5.6, el resto, son parámetros característicos de cada experimento (Tabla A.8).

**Tabla 5.6** Valores y expresiones de los parámetros necesarios en el cálculo de los adimensionales.

parámetro	símbolo	unidades	valor o expresión
densidad de los sólidos (*)	$\rho_s$	gr/cm <sup>3</sup>	2,6
densidad del agua (*)	$\rho_a$	gr/cm <sup>3</sup>	1,0
densidad bentonita	$\rho_b$	gr/cm <sup>3</sup>	2,4
densidad fluido equivalente	$\rho_f$	gr/cm <sup>3</sup>	$\rho_f = \rho_b c_b + \rho_a (1 - c_b)$
ángulo de fricción interna	$\phi$	(°)	30

(\*) Valores aproximados al primer decimal

Tanto la densidad como el ángulo de fricción interna de los sólidos fueron determinados experimentalmente.

Otro parámetro importante para el cálculo de los adimensionales es la tasa de deformación angular. La tasa de deformación angular,  $\dot{\gamma}$ , es un parámetro difícil de determinar ya que una correcta evaluación de éste exige conocer el perfil

vertical de velocidades del flujo. Sin embargo, y debido a las características de los materiales que constituyen la mezcla (arena y piedras), resulta prácticamente imposible medir el perfil de velocidades del flujo, por lo que  $\dot{\gamma}$  fue estimado indirectamente.

Es fácil ver que la tasa de deformación angular es del orden de ( $\mathcal{O}$ ):

$$\mathcal{O}(\dot{\gamma}) = \mathcal{O}\left(\frac{u_c}{l_c}\right) \quad (5.26)$$

donde  $u_c$  y  $l_c$  corresponden a escalas características de velocidad y longitud respectivamente en el flujo. Se considera como escala característica de velocidad la velocidad superficial del flujo,  $u$ , y como escala característica de longitud la altura normal de escurrimiento,  $h$ , (suficientemente aguas abajo de la salida para asegurar el desarrollo completo del eje hidráulico y suficientemente aguas arriba de las barreras para evitar su influencia en el valor de la altura). De esta forma, se estima el valor de la tasa de deformación angular,  $\dot{\gamma}$ , como:

$$\dot{\gamma} = \frac{u}{h} \quad (5.27)$$

Tanto el número de Bagnold como el número de Savage dependen fuertemente del diámetro característico de la mezcla ( $Ba$ ,  $Sa \sim d^2$ ), el cual está asociado con el tamaño de partículas que dominan el intercambio de momentum debido a las colisiones (esfuerzos inerciales). Como las mezclas presentan en su gran mayoría arena, se pensó que tanto la fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) como las colisiones quedarían bien representadas por el tamaño medio de la mezcla ( $d_{50}$ ) el cual coincide con el diámetro medio de la arena,  $\sim 0,48$  mm. Con esta consideración ( $d=d_{50}$ ) se estimaron los números de Bagnold y Savage (Tabla A.8). Según los valores obtenidos para  $Ba$ , todos los flujos presentan características macro-viscosas o entrando en el tramo de transición. En cuanto a  $Sa$ , la mayoría de los valores se encuentran por debajo del valor 0,1 indicando que en los flujos predominan los esfuerzos de Coulomb (Fig. 5.14 y Fig. 5.15), es decir, el movimiento de la mezcla más parece al de un sólido que al de una masa fluida.

Los resultados así obtenidos se contradicen con lo observado en los experimentos, ya que éstos, en general, no presentan características macro-viscosas ni se asemejan al movimiento de masas sólidas. Sin embargo, al observar un flujo en el cual no se incluyó gravilla, se aprecia que éste sí presenta características macro-viscosas, ya que en él es posible observar sin problemas los trazos dejados por pequeños trazadores ubicados en la superficie libre. Esto no se observa en los otros flujos, donde los trazadores aparecen y desaparecen de la superficie libre entre tiempos sucesivos, no correspondiendo por lo tanto a flujos del tipo laminar (Fig. 5.16). Este efecto puede ser observado en el Anexo D (Caracterización) en el que se incluyen películas de la experiencia en que no se

agregó gravilla y otras correspondientes a las experiencias de menor y mayor  $Ba$ , exp. A18 y exp. B11 respectivamente.

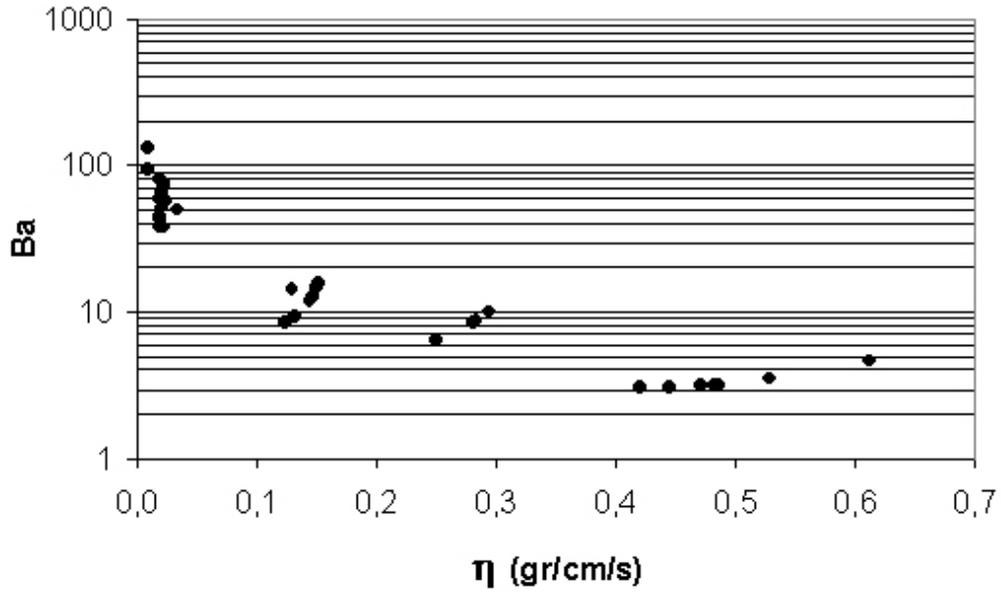


Fig. 5.14 Valores de  $Ba$  con  $d=0,48$  mm.

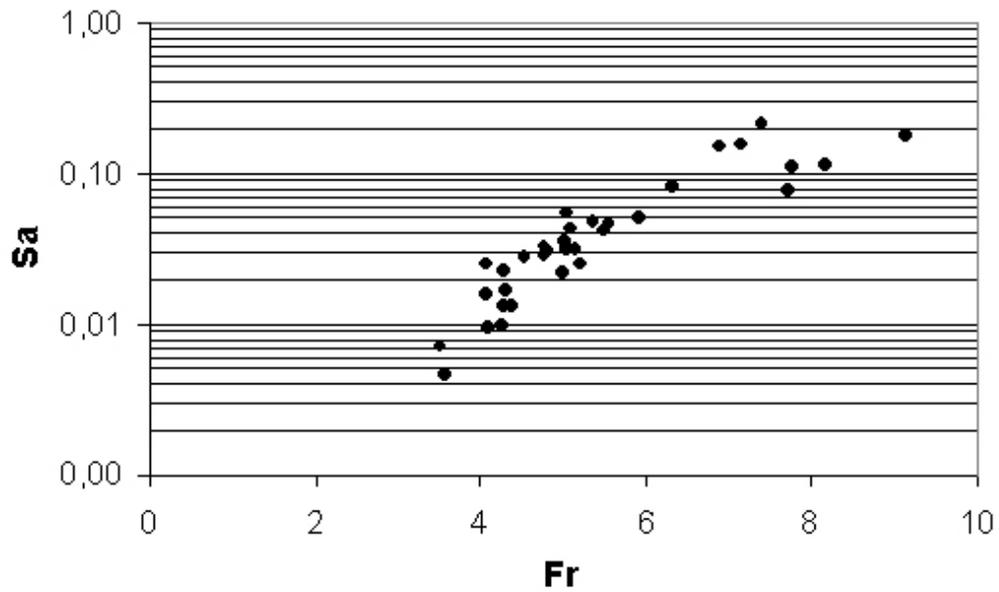
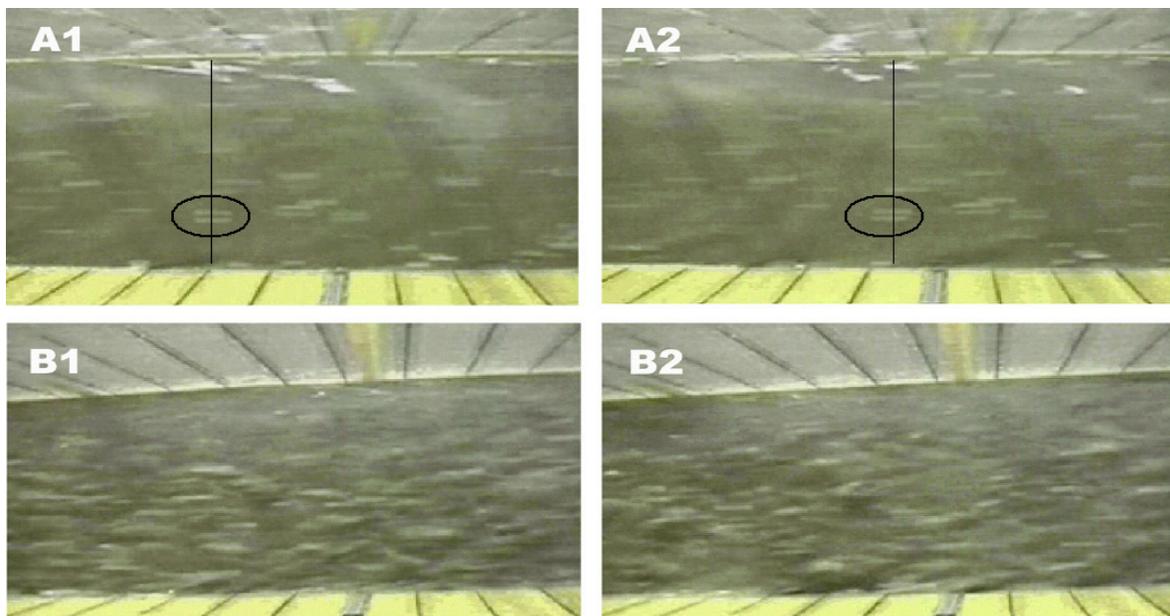


Fig. 5.15 Valores de  $Sa$  con  $d=0,48$  mm.

Lo anterior indica que el  $d_{50}$  no representa de buena forma la dinámica del flujo y, de alguna manera, en el análisis deben ser consideradas el resto de las fracciones granulométricas. En particular, se aprecia en los experimentos una gran interacción de las partículas más grandes, por lo que el intercambio de momentum debido a las colisiones entre partículas queda dominado por la gravilla. De esta manera, parece ser más apropiado escoger como diámetro característico el diámetro medio de la gravilla,  $d_G=9$  mm. Con este nuevo valor del diámetro característico se recalculan  $Ba$  y  $Sa$  (Tabla A.8). En las Fig. 5.17 y Fig. 5.18 aparecen graficados los valores consignados en la Tabla A.8 del Anexo A.

Los nuevos valores de  $Ba$  y  $Sa$  muestran que todos los flujos se encuentran en el rango inercial y que las colisiones entre partículas, asociadas a las partículas de mayor tamaño, dominan la dinámica del flujo. Sin embargo, algunos de los valores obtenidos para  $Sa$  resultan extremadamente altos y no guardan relación con valores encontrados en la bibliografía especializada (Iverson, 1997; Iverson y Denlinger, 2001; Iverson y Vallance, 2001; Parsons et al. 2001) (Fig. 5.17 y Fig. 5.18).



**Fig. 5.16** A) vista de la superficie libre del flujo sin gravilla en tiempos sucesivos. B) Vista de la superficie libre de un flujo con gravilla en tiempos sucesivos. No es posible identificar en el cuadro B2 trazadores visualizados en el cuadro B1.

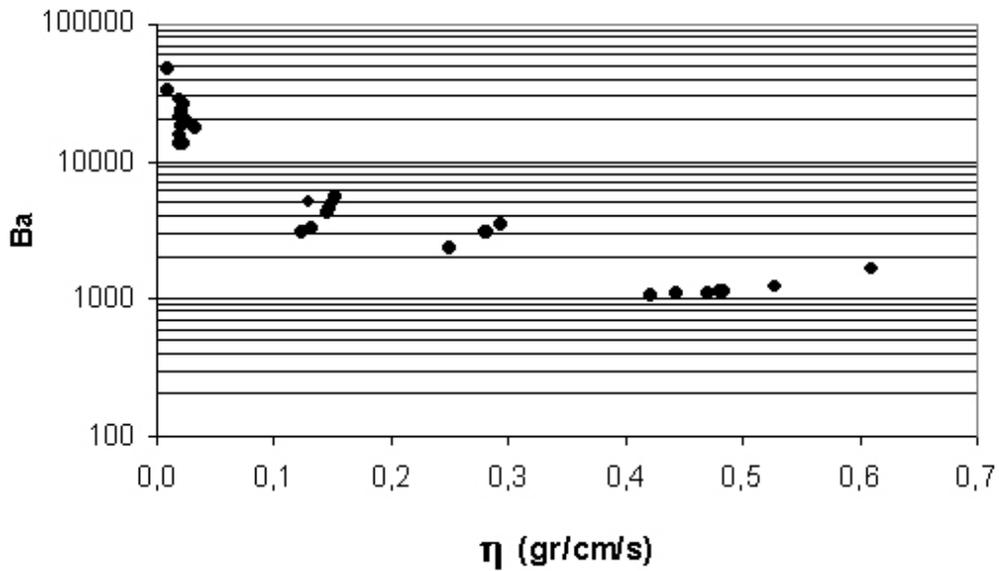


Fig. 5.17 Valores de  $Ba$  con  $d=9$  mm.

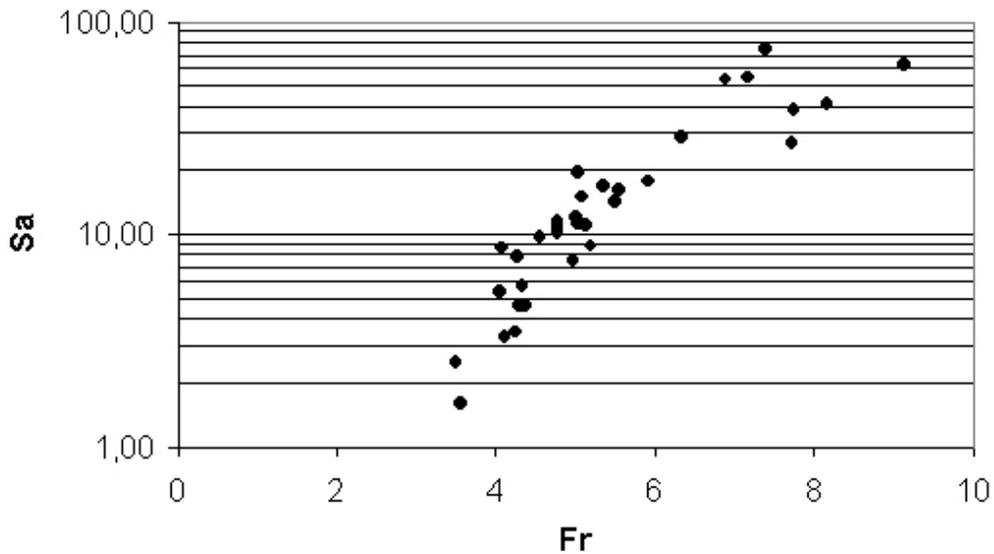


Fig. 5.18 Valores de  $Sa$  con  $d=9$  mm.

Al observar imágenes de algunos flujos que presentan los menores valores del  $Ba$  (por ejemplo la exp. A18 que se encuentra en el Anexo E – Caracterización), se ve que éstos tienden a desarrollarse alternadamente entre flujos de características laminares y turbulentas, pareciendo más un flujo en transición que un flujo inercial completamente desarrollado. De esta manera se concluye que toda la curva granulométrica resulta importante en el intercambio de momentum, y que la inercia

asociada a cada tamaño de partícula debe ser contabilizada en el valor total. Como la fracción sólida de los flujos ensayados es bimodal, parece adecuado representar a la mezcla sólida por dos diámetros características: el diámetro medio de la arena,  $d_a=0,48$  mm y el diámetro medio de la gravilla,  $d_G=9$  mm. De esta manera, es posible obtener valores para  $Ba$  y  $Sa$ , ponderando el valor obtenido con cada diámetro por la concentración en peso de cada material, 90% en el caso de la arena y 10% para la gravilla aproximadamente. Es decir, se propone que  $Ba$  y  $Sa$  de la mezcla están dados por:

$$Ba = 0,90Ba(d_a) + 0,10Ba(d_G) \quad (5.28)$$

$$Sa = 0,90Sa(d_a) + 0,10Sa(d_G) \quad (5.29)$$

Donde  $Ba(d_i)$  y  $Sa(d_i)$  indican que los números de Bagnold y de Savage se calculan con el diámetro  $d_i$ .

La metodología aplicada entrega resultados acordes con los valores encontrados en la bibliografía especializada (Tabla A.8) y representan de mejor forma la dinámica observada de los flujos ensayados. Los resultados obtenidos muestran que los flujos pasan de régimen inercial a uno de transición a medida que aumenta la proporción de bentonita en la mezcla, indicando que un aumento en la viscosidad del fluido intersticial reduce la interacción entre partículas. Por su lado los números de  $Sa$  presentan valores mayores a 0,1, salvo dos excepciones( exp B08 y B09), indicando que las mezclas mantienen valores de licuefacción adecuados como para inhibir la fricción entre partículas y facilitar el escurrimiento (Fig. 5.19 y Fig. 5.20).

En cuanto al número de fricción ( $N_f$ ), el cual no depende del diámetro característico, los flujos, salvo las mismas dos excepciones que en el caso anterior, presenta valores inferiores a 2.000, indicando que los esfuerzos viscosos dominan por sobre los esfuerzos friccionales o esfuerzos de Coulomb, incluso en flujos que no presentan bentonita. Sin embargo, flujos con bajas concentraciones de bentonita poseen los más altos valores de  $Ba$ , dentro del régimen inercial, indicando que para estos flujos las colisiones dominan por sobre los esfuerzos viscosos. A medida que aumenta la concentración de bentonita en la mezcla, y por ello la viscosidad aparente de la mezcla, los esfuerzos viscosos se vuelven cada vez más importantes hasta ubicar al flujo en el régimen de transición (Fig. 5.19). Lo anterior indica que altos valores de viscosidad dificultan el movimiento relativo de las partículas, disminuyendo así los esfuerzos dispersivos.

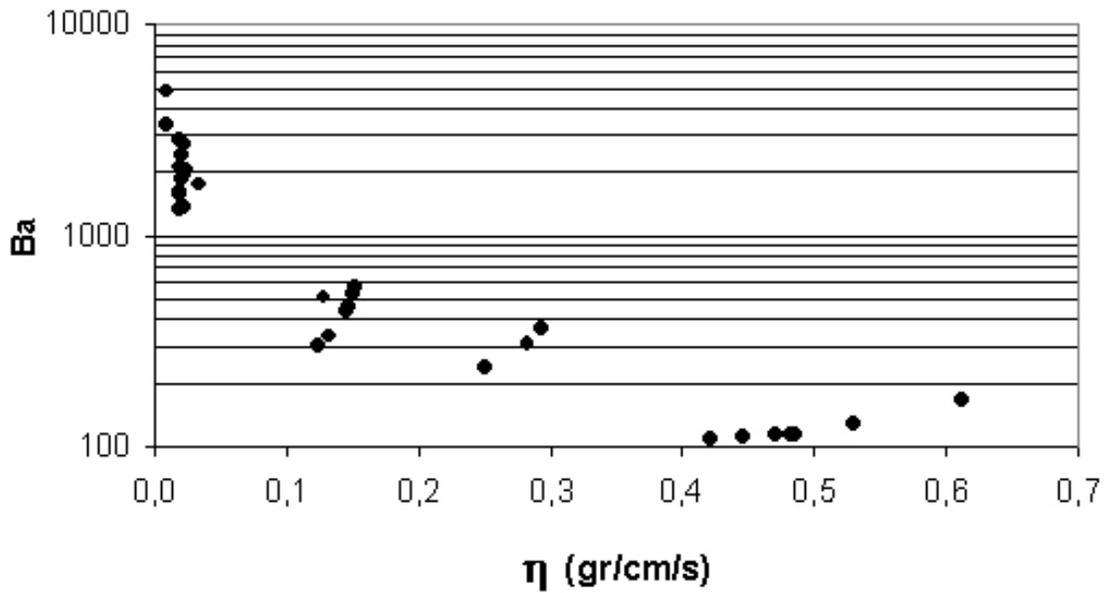


Fig. 5.19 Valores ponderados de  $Ba$  .

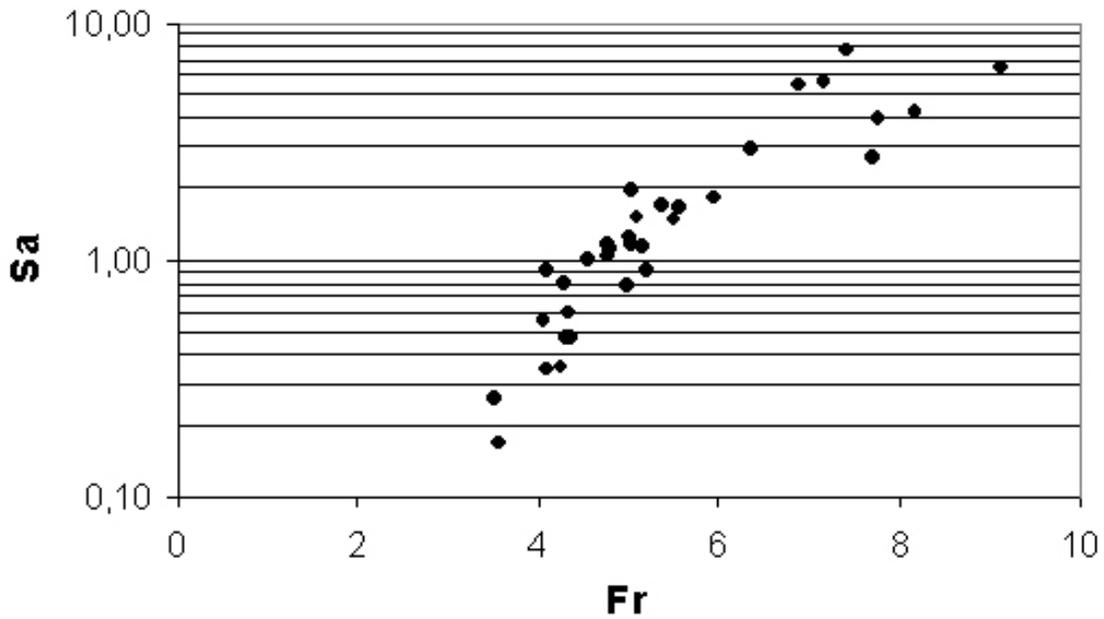


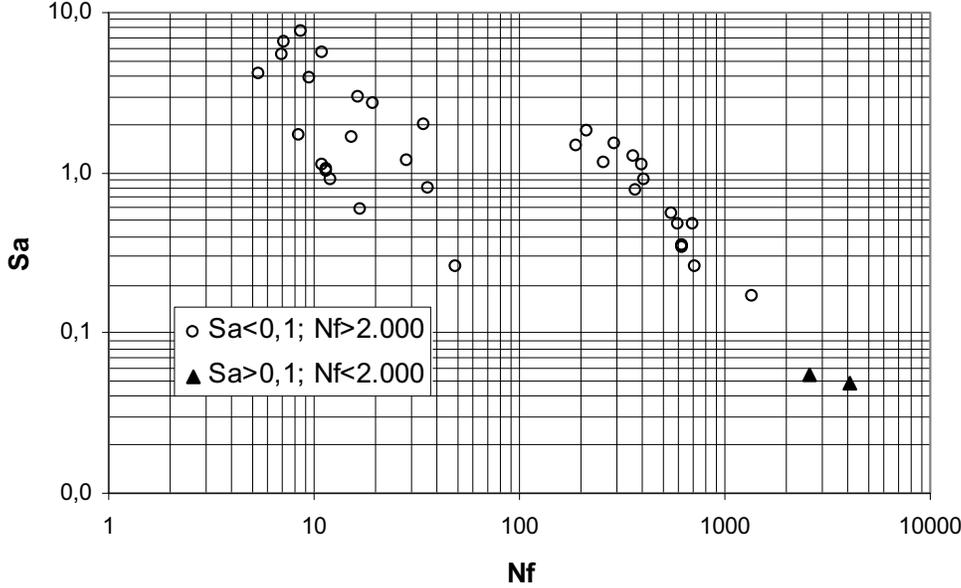
Fig. 5.20 Valores ponderados de  $Sa$ .

Finalmente, y en relación a los flujos que presentan  $Sa > 0,1$ , se concluye que en éstos la fricción entre granos no es importante y que el flujo tiene la energía suficiente para mantener las partículas en suspensión. Además los flujos se

dividen en inerciales ( $Ba > 450$ ), donde predomina la interacción entre partículas (colisiones) y flujos en transición ( $450 > Ba > 40$ ), donde tanto las colisiones como los esfuerzos viscosos resultan importantes en la dinámica del flujo. El paso de flujos inerciales a flujos en transición queda dominado principalmente por la proporción de bentonita presente en la mezcla, la que modifica en forma considerable la reología del fluido intersticial.

En cuanto al número de masa, éste presenta valores cercanos o mayores a 1, indicando que el transporte de momentum debido a la fracción sólida resulta importante en los flujos ensayados

En relación a las dos experiencias con  $Sa < 0,1$  y  $N_f > 2.000$  (Fig. 5.21) se tiene que ambos experimentos presentan los más altos valores de altura y menores valores de velocidad entre todos los experimentos analizados. Al observar de distintos ángulos los flujos, se aprecia que éstos se desarrollan como una serie de ondas que deslizan sobre un flujo más lento y de menor velocidad. El flujo superficial en cambio, presenta características inerciales con una fuerte interacción de las partículas más grandes. Estos flujos, exp. B08 y exp. B09, pueden ser observados en el Anexo E (Caracterización).



**Fig. 5.21** Números de  $Sa$  y  $N_f$  obtenidos en cada experimento.

Los valores de  $Sa$  y  $N_f$  obtenidos en estos dos experimentos se explican ya que altos valores de la altura aumentan el peso de la mezcla y por lo tanto la fricción entre los granos. Por otro lado, la velocidad es estimada en la superficie del flujo, por lo que el  $Ba$  no resulta representativo de la totalidad del flujo sino sólo de la capa superficial, lo que explica su alto valor. Sin embargo, el  $Ba$  medio del flujo debería resultar más bajo, probablemente dentro de la región macro-viscosa o quasi-estática. Finalmente se concluye que ambos flujos se desarrollan en capas:

una capa superficial donde dominan los esfuerzos inerciales, y una capa sub-superficial donde domina la fricción entre partículas.

### 5.2.3 Ley de Resistencia

#### 5.2.3.1 Efecto de la rugosidad del lecho

Dos distintas rugosidades fueron utilizadas en la experimentación, las cuales fueron materializadas adhiriendo al fondo del canal arena de las mismas características que la utilizada en la mezcla agua-sedimento o gravilla de diámetro medio  $d_{50}$  igual a 4 mm. Tanto la granulometría de la arena como de la gravilla son muy uniformes, por lo que se considera que ambas rugosidades quedan bien representadas por el diámetro medio de cada muestra.

Para el análisis se comparan experimentos con concentración de bentonita similares y valores de  $Sa > 0,1$ . Dos nuevas variables son introducidas para efectos del análisis: el tamaño de las asperezas en unidades de la pared,  $k_+$ , y el cociente entre el tamaño de las asperezas y la altura de escurrimiento,  $\delta$ . Ambas variables adimensionales se definen como:

$$k_+ = \frac{u_* k}{\eta} \quad (5.30)$$

$$\delta = \frac{k}{h} \quad (5.31)$$

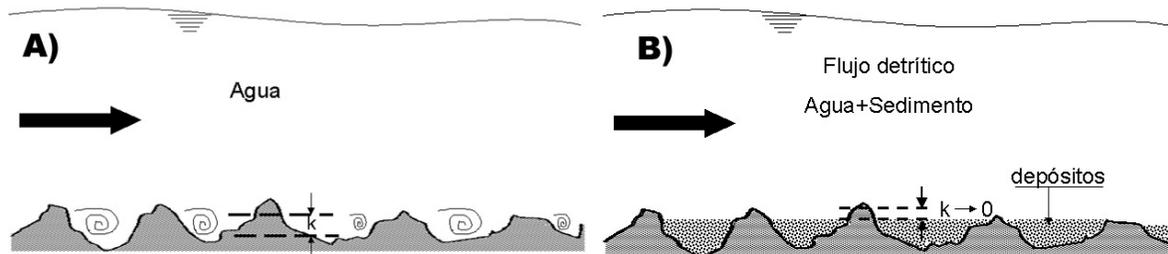
donde  $k$  corresponde al tamaño de las partículas que conforman el lecho (asperezas) y  $u_*$  es la velocidad de corte, esta última determinada como:

$$u_* = \sqrt{ghS_o} \quad (5.32)$$

Según lo que se conoce de la mecánica de fluidos en ausencia de mezclas sólidas, la resistencia del flujo al movimiento depende del tamaño del material que conforma el lecho, en particular del parámetro  $k_+$ , el que define el efecto hidrodinámico que tiene la rugosidad del lecho en el flujo. De esta manera se define los diferentes tipos de pared como:

- $k_+ < 5$ : pared hidrodinamicamente lisa
- $5 < k_+ < 70$ : pared hidrodinamicamente en transición lisa-rugosa
- $k_+ > 70$ : pared hidrodinamicamente rugosa

Basado en lo anterior se buscó determinar el efecto que pueden tener los parámetros anteriores en las características del flujo detrítico, aún cuando la presencia en el flujo de sólidos capaces de sedimentar pueden cambiar la caracterización del tipo de pared (Fig. 5.22). Las experiencias utilizadas para el análisis y los valores de los adimensionales se presentan en la Tabla 5.7.



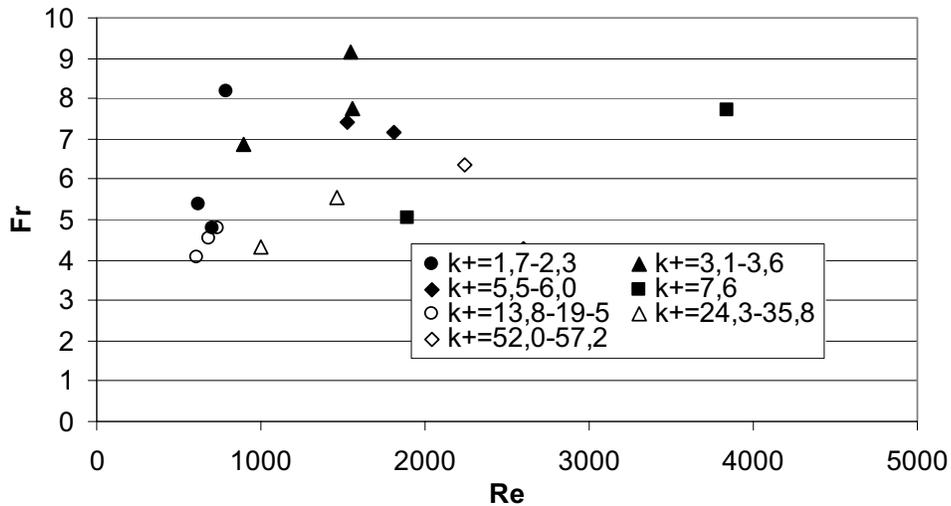
**Fig. 5.22** Esquema del efecto de la presencia de sólidos capaces de sedimentar en la caracterización del tipo de pared.

**Tabla 5.7** Experiencias utilizadas para el análisis

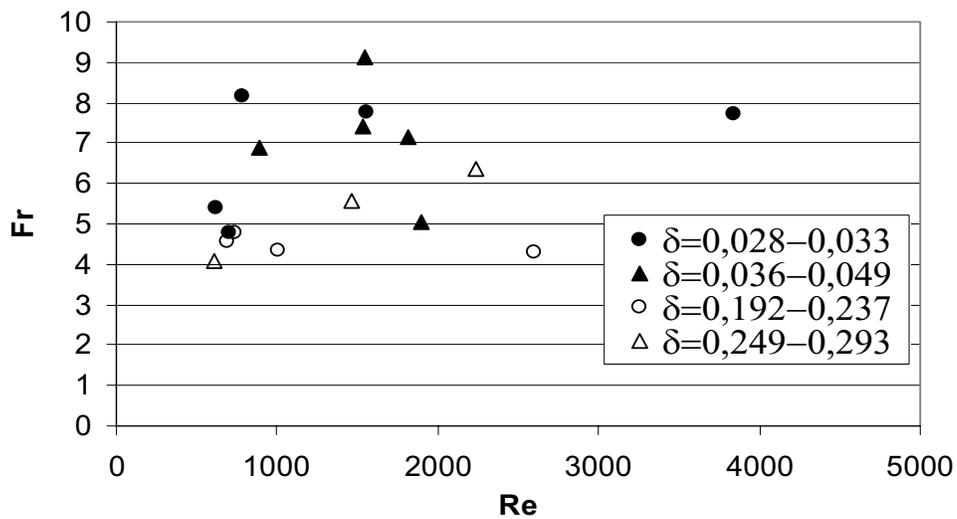
Exp	k (cm)	So (%)	a (cm)	Cv (%)	Cf (%)	u (m/s)	h (cm)	ρf (gr/cm)	η (gr/cm/s)	Fr	Re	Nf	Bag	Sav	$u_*$	k+	k/h	$u_* / \eta$
A05	0,048	32	1	25	1,758	2,3038	0,99	1,02	0,153	7,40	1531	7,2	566,7	7,68	17,6	5,5	0,049	115
A06	0,048	32	2	25	1,758	3,175	1,73	1,02	0,147	7,71	3838	16,1	464,2	2,72	23,3	7,6	0,028	159
A07	0,048	32	1	25	1,758	2,3734	1,12	1,02	0,150	7,17	1810	9,0	523,3	5,63	18,7	6,0	0,043	125
A09	0,048	32	2	30	2,249	2,9253	1,45	1,03	0,281	7,76	1555	7,9	303,9	3,95	21,3	3,6	0,033	75,8
A10	0,048	32	1	30	2,249	2,2481	1,09	1,03	0,283	6,88	893	5,8	309,3	5,50	18,5	3,1	0,044	65,3
A11	0,048	32	2	30	2,249	3,3024	1,33	1,03	0,294	9,13	1548	5,9	357,4	6,46	20,5	3,3	0,036	69,7
A12	0,400	32	1	30	2,249	2,2059	1,60	1,03	0,250	5,56	1459	12,8	232,7	1,66	22,4	35,8	0,249	89,6
A13	0,048	32	1	35	1,705	1,8083	1,32	1,02	0,129	5,03	1895	28,6	517,1	1,99	20,3	7,6	0,036	158
A14	0,048	32	2	35	2,809	1,9492	1,69	1,04	0,485	4,79	706	9,1	115,7	1,11	23,0	2,3	0,028	47,4
A15	0,048	32	2	35	2,809	3,117	1,49	1,04	0,611	8,17	788	4,4	167,2	4,19	21,6	1,7	0,032	35,3
A16	0,048	32	1	35	2,809	2,0746	1,52	1,04	0,529	5,37	621	6,9	125,7	1,73	21,8	2,0	0,032	41,3
A17	0,400	32	1	35	2,809	1,9693	1,74	1,04	0,481	4,77	740	9,5	114,9	1,05	23,3	19,4	0,230	48,5
A18	0,400	32	1	35	2,809	1,9511	2,08	1,04	0,421	4,32	1003	13,8	108,4	0,60	25,5	24,3	0,192	60,7
B03	0,400	15	1	25	1,758	1,7838	1,77	1,02	0,124	4,29	2605	29,9	301,5	0,81	16,1	52,0	0,226	130
B10	0,400	15	1	35	2,809	1,617	1,61	1,04	0,445	4,08	607	9,9	110,2	0,89	15,4	13,8	0,249	34,5
B17	0,400	32	1	25	1,758	2,317	1,36	1,02	0,145	6,34	2240	13,7	436,5	2,97	20,7	57,2	0,293	143
B21	0,4	32	1	35	2,809	1,8462	1,69	1,04	0,471	4,54	687	9,6	113,3	1,01	23,0	19,5	0,237	48,8

Los resultados obtenidos en función de los parámetros  $k_+$  y  $\delta$  se presentan en los gráficos de la Fig. 5.23 y Fig. 5.26. En los gráficos de las figuras Fig. 5.23 a la Fig. 5.26, no se observa una correlación entre los valores de los parámetros adimensionales del flujo y los parámetros que caracterizan las asperezas ( $k_+$  y  $\delta$ ), indicando que, para las experiencias analizadas, no existe una dependencia importante entre el tamaño de las asperezas y la dinámica del flujo. Lo anterior puede ser consecuencia de los bajos valores de  $k_+$  obtenidos, situando a los experimentos en el rango de pared hidrodinámicamente lisa a pared hidrodinámicamente en transición lisa-rugosa. Este resultado indica que el tamaño efectivo de las asperezas es pequeño, tendiendo el fondo a una superficie lisa, lo que se puede explicar debido al desarrollo de la sub-capa viscosa o por la depositación del material arrastrado por el flujo entre los granos del fondo,

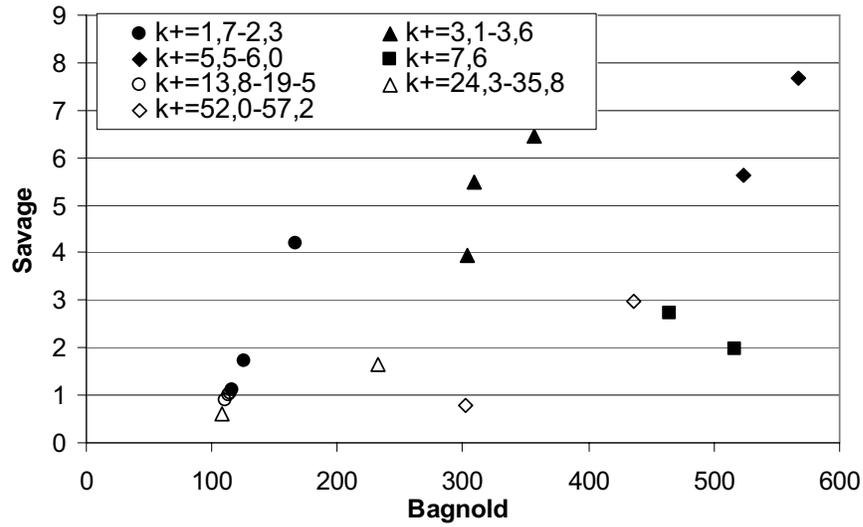
reduciendo así el tamaño efectivo de las asperezas (Fig. 5.22). Hay que tener presente que esta clasificación ha sido obtenida para flujos sin mezclas sólidas, de manera que sus valores sólo son referenciales.



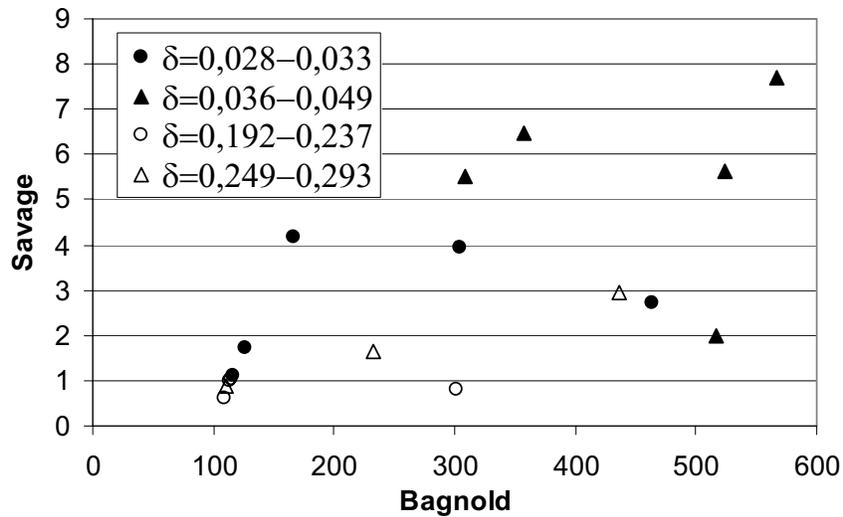
**Fig. 5.23** Gráficos  $F_r$  v/s  $R_e$  en función de  $k_+$ . Símbolos llenos,  $k=0,48$  mm, símbolos vacíos,  $k=4$  mm



**Fig. 5.24** Gráficos  $F_r$  v/s  $R_e$  en función de  $\delta$ . Símbolos llenos,  $k=0,48$  mm, símbolos vacíos,  $k=4$  mm



**Fig. 5.25**  $Sa$  v/s  $Ba$  en función de  $k_+$ . Símbolos llenos,  $k=0,48$  mm, símbolos vacíos,  $k=4$  mm



**Fig. 5.26**  $Sa$  v/s  $Ba$  en función de  $\delta$ . Símbolos llenos,  $k=0,48$  mm, símbolos vacíos,  $k=4$  mm

Sin embargo, la física del movimiento de los flujos detríticos queda mejor representada por los esfuerzos derivados de las colisiones entre partículas, fricción entre partículas y viscosidad de la fase líquida más que por la fricción con el lecho. Por ello, dependiendo de la magnitud de estos esfuerzos y características

de la mezcla agua-sedimento, la rugosidad del lecho podría resultar o no importante. Así se desprende que una ley de resistencia que ligue la resistencia del flujo con la rugosidad del lecho (por ejemplo la ecuación de Manning u otra similar) no representa de buena forma la dinámica de los flujos detríticos.

A pesar de no existir correlación aparente presentada por los números adimensionales en relación a los parámetros escogidos, en el gráfico Bagnold v/s Savage se aprecia que los puntos tienden a agruparse en distintas regiones del gráfico. En particular en el gráfico de la Fig. 5.27 se ve que los datos muestran una dependencia con el cuociente  $u_*/\eta$ .

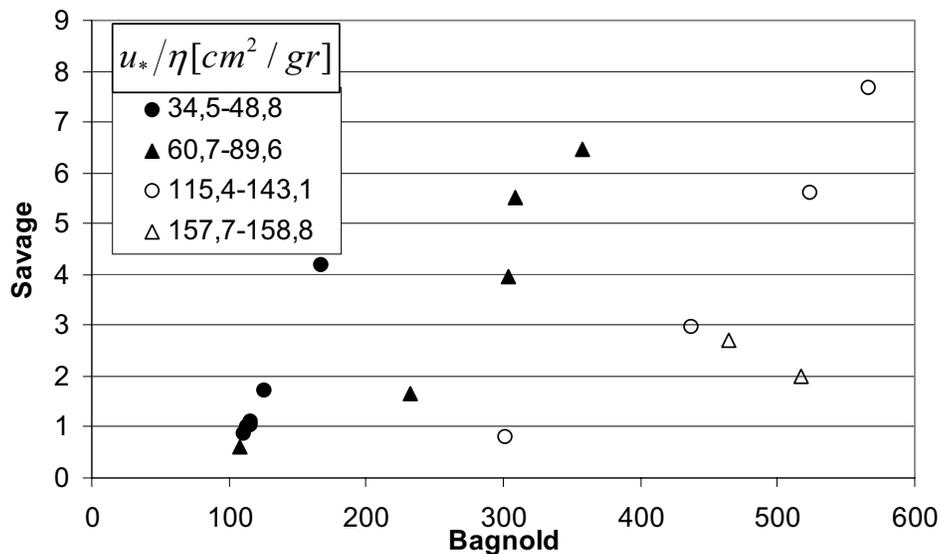


Fig. 5.27 N° Bagnols v/s N° Savage parametrizados en función de  $u_*/\eta$  (cm<sup>2</sup>/gr)

Debido a que el cuociente  $u_*/\eta$  no es un parámetro adimensional, resulta difícil de interpretar y generalizar la validez de la dependencia. Puede formarse un parámetro adimensional multiplicando el cuociente anterior por un tamaño representativo del sedimento en la mezcla. Como en este estudio no se varió la granulometría de la fase sólida, el resultado seguirá siendo igual al mostrado en la Fig. 5.27, no pudiendo verificarse su generalización.

### 5.2.3.2 Efecto de la sedimentación de la mezcla

Un aspecto que debe tenerse en cuenta en un flujo detrítico, es la capacidad que tienen las partículas más grandes para mantenerse suspendidas en el flujo. Este aspecto puede representarse mediante la velocidad de sedimentación de las partículas. En contra de la sedimentación actúan fenómenos asociados a la viscosidad, concentración, interacción entre partículas, etc.

Generalmente, el fenómeno de suspensión se asocia a la velocidad friccional,  $u_*$ . Para el caso de bajas concentraciones de partículas, Rouse (1939) caracterizó la distribución de concentración en términos del parámetro  $z$ , el cual se determina como:

$$z = \frac{\omega_s}{\bar{k}u_*} \quad (5.33)$$

donde  $\omega_s$  corresponde a la velocidad de sedimentación de los sólidos y  $\bar{k}=0,4$  es la constante de von Kármán.

En forma análoga se definió un parámetro que mide el efecto de la sedimentación respecto al de la resuspensión como:

$$z' = \frac{\omega_s}{u_*} \quad (5.34)$$

Este nuevo parámetro no incluye la constante de von Kármán debido a la dependencia que ella tiene con la concentración, aspecto que no fue estudiado en esta tesis. El parámetro  $z'$  es un parámetro clásico en el estudio de partículas en suspensión y mide la capacidad que tiene la turbulencia disponible en el flujo para mantener las partículas suspendidas. Se ha demostrado que en el caso de canales abiertos, la energía turbulenta del sistema escala con  $u_*$ , es decir,  $u_*$  puede ser interpretado como una medida de la turbulencia disponible en el flujo (Bagnold, 1966; Niño et al., 2003). La velocidad de sedimentación que define el parámetro  $z'$  debe ser determinada considerando los efectos que tienen la concentración de sólidos y viscosidad del fluido en su valor.

La velocidad de sedimentación de una partícula de diámetro  $d$ , aislada en un medio infinito ( $\omega_{so}$ ), en un fluido cuya viscosidad aparente es  $\eta$ , puede ser estimada como (Cheng, 1997):

$$R_{epo} = \frac{\omega_{so} d \rho_f}{\eta} = \left( \sqrt{25 + 1,2d_*^2} - 5 \right)^{1,5} \quad (5.35)$$

donde,  $R_{epo}$  corresponde al número de Reynolds de una partícula aislada en un medio infinito,  $d$  es el diámetro de la partícula y  $d_*$  el diámetro adimensional definido como:

$$d_* = \left( \frac{gd^3 \rho_f}{\eta^2} (\rho_s - \rho_f) \right) \quad (5.36)$$

El efecto que tiene la presencia de más partículas puede ser el de aumentar o disminuir la velocidad de sedimentación dependiendo de la concentración de sólidos en la mezcla. Para concentraciones bajas, la estela que producen las partículas tienden a arrastrar a aquellas que la siguen detrás, aumentando de este modo la velocidad del conjunto. Si la concentración es alta, las partículas en su movimiento descendente desplazan líquido induciendo una corriente ascendente. Debido a la cercanía entre partículas, el arrastre generado por el flujo ascendente del fluido domina sobre el de la estela, retardando así el descenso del conjunto.

Con el fin de corregir la velocidad de sedimentación por efectos de la concentración de sólidos, resulta frecuente encontrar en los estudios de transporte hidráulico de sólidos en tuberías la relación empírica obtenida por Richardson y Zaki (1954):

$$\frac{\omega_s}{\omega_{so}} = (1 - c_v)^n \quad (5.37)$$

donde el exponente  $n$  está dado por:

$$n = 4,65 + 19,5 \frac{d}{D} \quad R_{epo} < 0,2 \quad (5.38)$$

$$n = \left( 4,35 + 17,5 \frac{d}{D} \right) R_{epo}^{-0,03} \quad 0,2 < R_{epo} < 1 \quad (5.39)$$

$$n = \left( 4,45 + 18,0 \frac{d}{D} \right) R_{epo}^{-0,1} \quad 1 < R_{epo} < 200 \quad (5.40)$$

$$n = 4,45 R_{epo}^{-0,1} \quad 200 < R_{epo} < 500 \quad (5.41)$$

$$n = 2,39 \quad R_{epo} > 500 \quad (5.42)$$

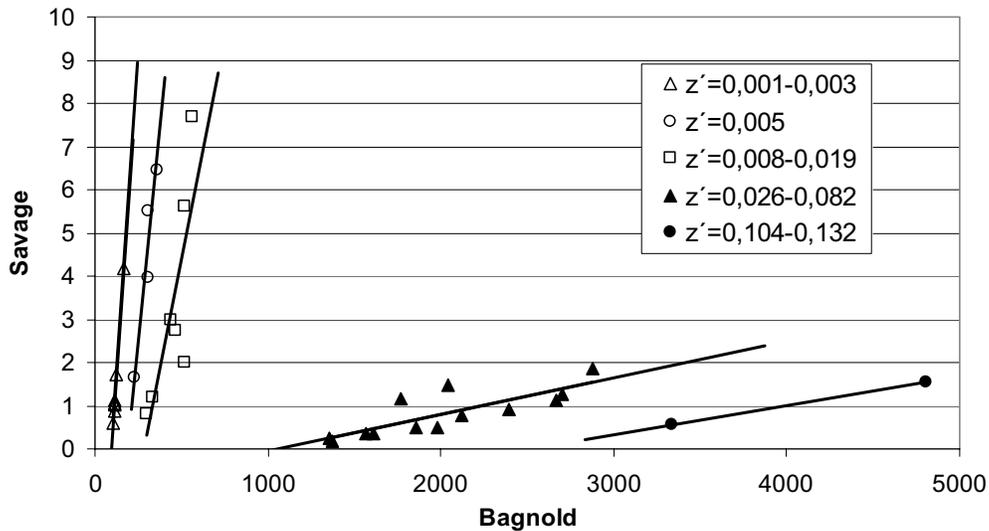
donde  $D$  corresponde al diámetro de la tubería o al tamaño equivalente de la instalación donde se genera la sedimentación.

Para este estudio, se considera que la velocidad de sedimentación queda bien representada por el diámetro medio de las partículas ( $d_{50}=0,48$  mm). Debido a las dimensiones de la instalación y los tamaños de partículas involucrados, el cociente  $d/D$  puede ser despreciado en el cálculo de  $n$  (Ec.( 5.38) a Ec. ( 5.42)).

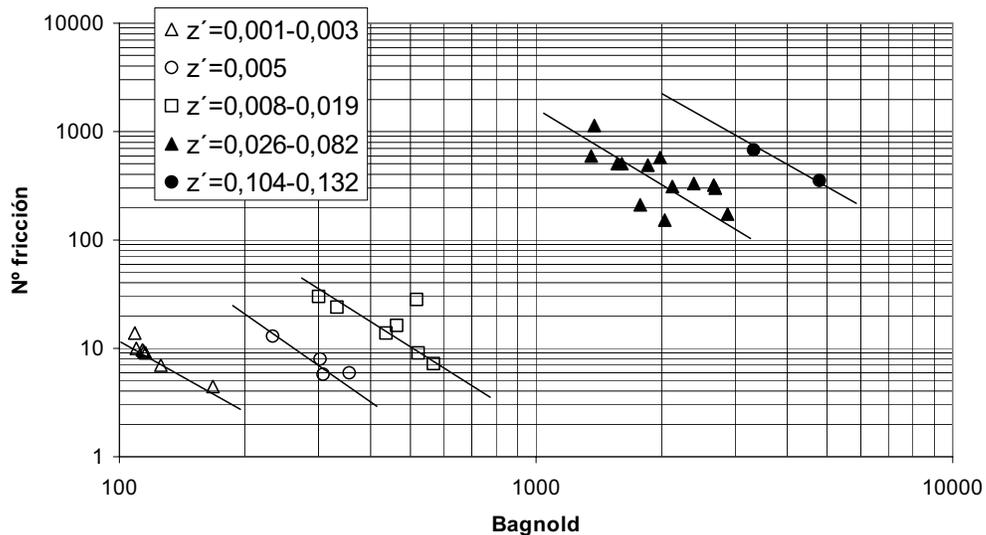
En lo que sigue del análisis, se incluirán sólo las experiencias que presentan  $Sa > 0,1$ , ya que flujos con valores del  $Sa < 0,1$  se encuentran más asociados al movimiento de sólidos que al de mezclas fluidas. El comportamiento de los dos experimentos que presentaron  $Sa < 0,1$  fue discutido anteriormente en este capítulo.

Los resultados de las experiencias en términos de los números adimensionales antes definidos, se presentan en la Fig. 5.28 y Fig. 5.29. En ellos se ha graficado

el número de Savage y de Fricción en función del número de Bagnold parametrizados según valores de  $z'$ . Ambos gráficos son indicativos de la existencia de una relación funcional entre los parámetros adimensionales que definen el flujo y el parámetro adimensional  $z'$ .



**Fig. 5.28** Número de Savage en función del número de Bagnold. Símbolos vacíos: flujos en transición, símbolos llenos: flujos inerciales



**Fig. 5.29** Número de Fricción en función del Bagnold. Símbolos vacíos: flujos en transición, símbolos llenos: flujos inerciales

En la Fig. 5.28 se observa una relación lineal entre el número de Bagnold y el Número de Savage para distintos valores de  $z'$ . Se observa además que los flujos inerciales y flujos en transición se ubican en distintas zonas de los gráficos, mostrando que la resistencia de los flujos ensayados depende fuertemente del valor del número de Bagnold, es decir, del efecto relativo entre los esfuerzos inerciales, asociados a la fase sólida, y esfuerzos viscosos, asociados a la fase líquida.

El parámetro  $z'$  definido para el análisis de los flujos detríticos ensayados puede ser interpretado como una medida de la energía consumida por el flujo para mantener el sedimento en suspensión. Altos valores de  $z'$  indican que gran parte de la energía disponible es utilizada en mantener a los sólidos suspendidos, reduciendo así la cantidad de energía disponible para el movimiento de la mezcla. Es decir, mientras mayor es  $z'$ , mayor es la resistencia del flujo al movimiento. Finalmente se puede mencionar que las relaciones mostradas en la Fig. 5.28 y Fig. 5.29 pueden ser interpretadas como leyes de resistencia, ya que para el resto de los parámetros fijos entregan una relación entre la velocidad y altura del flujo.

### **5.3 INTERACCIÓN ENTRE FLUJOS DETRÍTICOS Y BARRERAS TRANSVERSALES EN EL CAUCE**

#### **5.3.1 Interacción del Flujo con Barreras Impermeables**

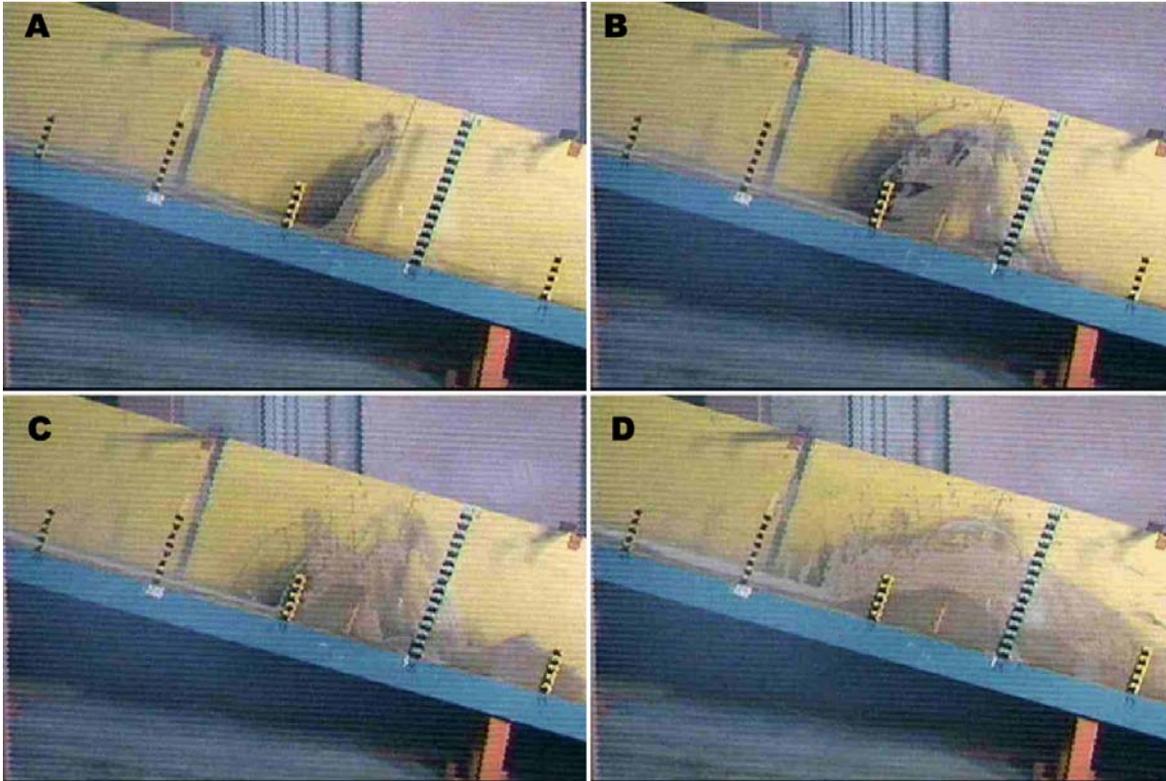
Como se explica en el capítulo 4, las barreras impermeables fueron materializadas como barreras verticales de 8 cm de altura construidas en madera. Las barreras cubrían el ancho completo del canal (Fig. 4.4 A) y fueron ensayadas para distintos espaciamientos.

Al impactar el flujo la primera barrera, éste salta sobre ella, creando un chorro que golpea el lecho del canal a cierta distancia aguas abajo. Una vez pasado el efecto del impacto inicial, gradualmente el flujo se asemeja al típico comportamiento del paso de un flujo sobre un vertedero de pared delgada (Fig. 5.30). Mientras tanto, las siguientes barreras se van llenando con la mezcla sólido – líquida. Sin embargo, el impacto del flujo con estas barreras es menos importante que en el caso de la primera, ya que la energía del flujo es disipada mientras éste pasa por sobre las barreras.

Aguas abajo de cada barrera, el chorro que cae socava los depósitos generados por la barrera de aguas abajo, disminuyendo su capacidad de retención si no se encuentran suficientemente espaciadas entre sí.

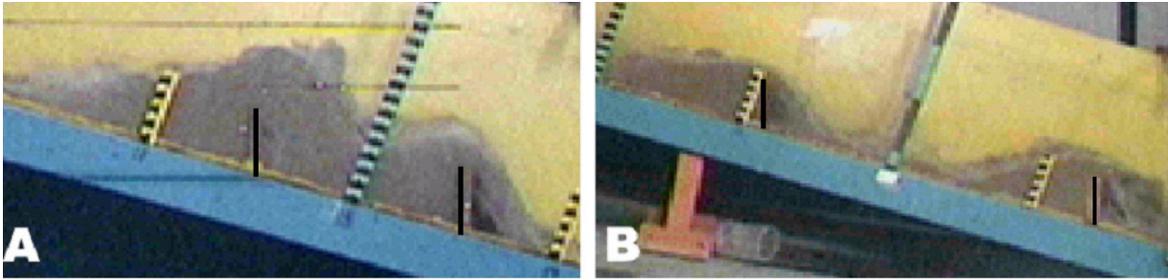
En general, los flujos detríticos ensayados corresponden a flujos supercríticos y turbulentos según la clasificación utilizada para flujos en ausencia de mezclas sólidas. La barrera actúa como una condición de aguas abajo, forzando la

aparición de un flujo subcrítico inmediatamente aguas arriba de la barrera y un resalto hidráulico que compatibiliza ambos regímenes de escurrimiento. La aparición de una condición de remanso inmediatamente aguas arriba de la barrera disminuye la velocidad del flujo y su capacidad de arrastre, permitiendo la depositación de parte de los sólidos transportados.



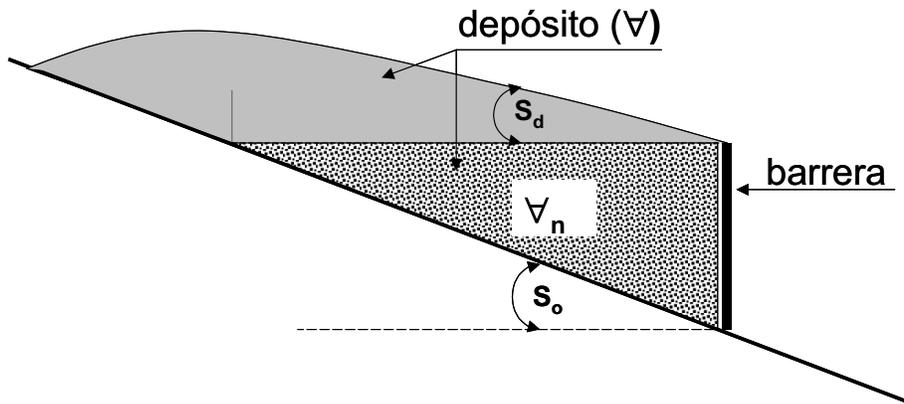
**Fig. 5.30** Paso de un flujo detrítico sobre una barrera impermeable. A) Impacto del flujo con la barrera. B)-C)-D) Paso del flujo en tiempos posteriores al impacto.

Tanto el resalto hidráulico como el paso del flujo por sobre la barrera, hacen que el flujo pierda energía facilitando la depositación de los sedimentos en las barreras de aguas abajo. Sin embargo, y dependiendo del espaciamiento entre barreras, la retención en las barreras de aguas abajo puede ser limitada debido a la socavación producida por el chorro que cae desde la barrera de aguas arriba sobre los depósitos. El efecto de la socavación del chorro de aguas arriba pudo ser eliminado, para ciertas condiciones experimentales, aumentando el espaciamiento entre barreras. De esta forma, el impacto del chorro de la barrera de aguas arriba cae fuera de la zona de depositación, permitiendo el desarrollo completo de la zona de remanso aguas arriba de la barrera (Fig. 5.31).



**Fig. 5.31** A) Depósitos restringidos por el chorro de aguas arriba, B) depósitos sin influencia del chorro de aguas arriba.

Tres características de los depósitos generados por las barreras fueron investigados: i) el volumen retenido,  $\nabla$ , expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $\nabla_n$ , esta última definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal entre la cresta de la barrera y el lecho (Fig. 5.32); ii) la pendiente de los depósitos ( $S_d$ ); y iii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos por las barreras. Las condiciones experimentales y características del flujo, sin influencia de las barreras, en cada uno de los experimentos, pueden ser consultados en la Tabla A.8 del anexo A, donde se encuentran caracterizados por la letra B.



**Fig. 5.32** Esquema del depósito generado aguas arriba de una barrera impermeable.

Para el análisis, los resultados fueron parametrizados según el valor de  $c_f$ , definido como el porcentaje en peso de bentonita del total de sólidos agregados a la mezcla (bentonita, arena y gravilla). La concentración en peso de bentonita,  $c_f$ , se encuentra relacionada con la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ , según la ec.( 5.43).

$$c_b = \frac{\frac{\rho_s}{\rho_b} c_v c_f}{\frac{\rho_s}{\rho_b} c_v c_f + (1 - c_v)} \quad (5.43)$$

donde  $\rho_s$  corresponde a la densidad de la mezcla sólida,  $\rho_b$  es la densidad de bentonita y  $c_v$  la concentración volumétrica de sólidos en la mezcla detrítica.

Los resultados sobre la retención de sedimentos en las barreras se presentan en los gráficos de las Fig. 5.33 a la Fig. 5.36. En la Fig. 5.33 se observa que la mayor retención se produce en la primera barrera de aguas arriba, acusando el efecto que tiene la socavación al pie de las barreras en la capacidad de retención de las siguientes. Lo mismo se observa en los experimentos mostrados en la Fig. 5.34, presentándose los mayores niveles de retención en la primera barrera, sin embargo, y debido a la mayor pendiente del canal ( $S_o=32\%$ ), los niveles de retención se ven disminuidos respecto de los presentados en la Fig. 5.33 ( $S_o=15\%$ ), mostrando el efecto que la pendiente del canal tiene en la capacidad de retención de este tipo de estructuras.

Tanto en la Fig. 5.33 como Fig. 5.34 se aprecia que en la barrera de aguas arriba la retención es mayor para los flujos de mayor concentración de sólidos ( $c_v$ ), sin embargo esta dependencia de la retención con  $c_v$  se pierde en las barreras siguientes, mostrando que la retención producida en éstas está más condicionada por los efectos de la socavación que por las características propias del escurrimiento o la mezcla. Una manera de evitar la socavación de los depósitos al pie de las barreras, y así aumentar el porcentaje de retención en éstas, es colocar las barreras espaciadas por una mayor distancia.

En la Fig. 5.36, donde las barreras se encuentran espaciadas una distancia  $2L$ , ( $L = H/S_o$ ) se observa que para valores pequeños de  $c_f$  la retención en las barreras se mantiene prácticamente constante, sin mayores diferencias entre la retención de la primera barrera y las sucesivas. De este modo, separando las barreras a una distancia igual a  $2L$ , el efecto de la socavación de la barrera precedente fue prácticamente eliminado para esta serie de experimentos. Sin embargo, para los experimentos que presentan una mayor concentración de finos los efectos de la socavación siguen presentes, es decir una mayor cantidad de finos en la mezcla obliga a un mayor espaciamiento entre barreras con el fin de evitar menores retenciones producto de la socavación en los depósitos. Una menor retención para las mezclas de mayor  $c_f$  también puede ser observada en las Fig. 5.33 y Fig. 5.34, demostrando que una mayor concentración de finos en la mezcla disminuye los niveles de depositación y aumenta la socavación al pie de las barreras. Esto se debería a que altos niveles de bentonita aumentan la viscosidad de la mezcla, disminuyendo en forma considerable la velocidad de sedimentación de las partículas, dificultando así la depositación de los sólidos, lo que se traduce en una menor retención.

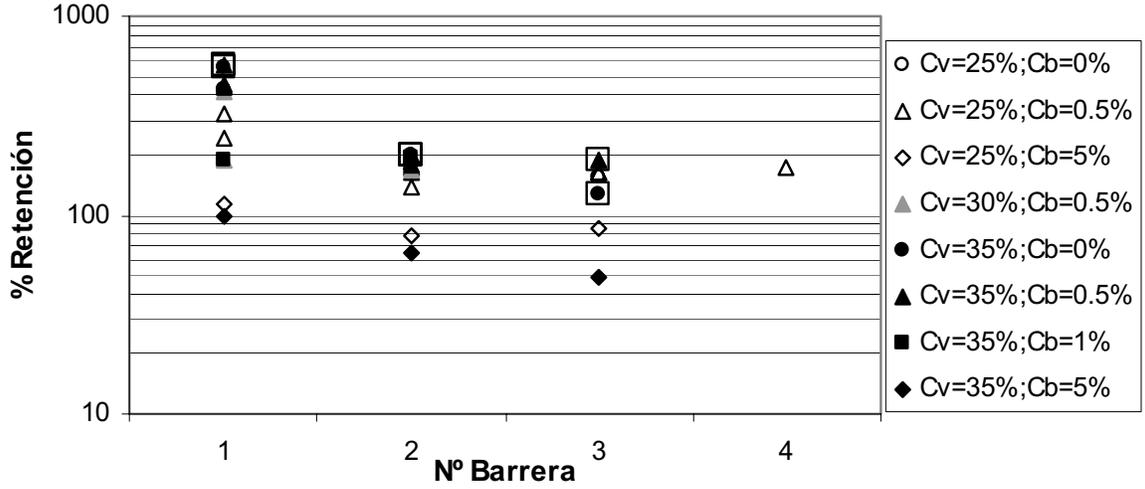


Fig. 5.33 Porcentajes de retención en barreras.  $S_0=15\%$ ;  $a=1\text{cm.}$ ;  $L=H/S_0$ ; □: experiencias con  $Sa < 0,1$ .

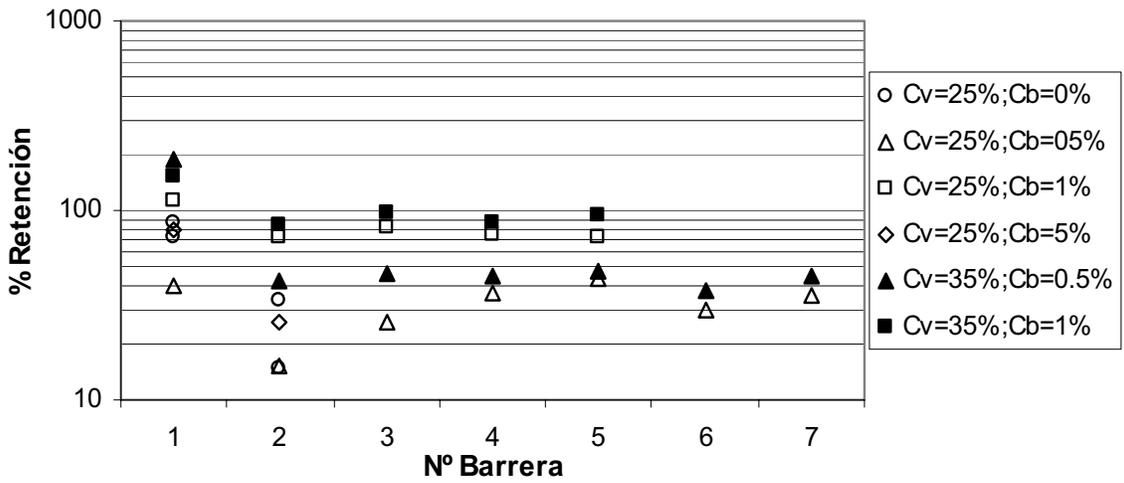


Fig. 5.34 Porcentajes de retención en barreras.  $S_0=32\%$ ;  $a=1\text{cm.}$ ;  $L=H/S_0$ .

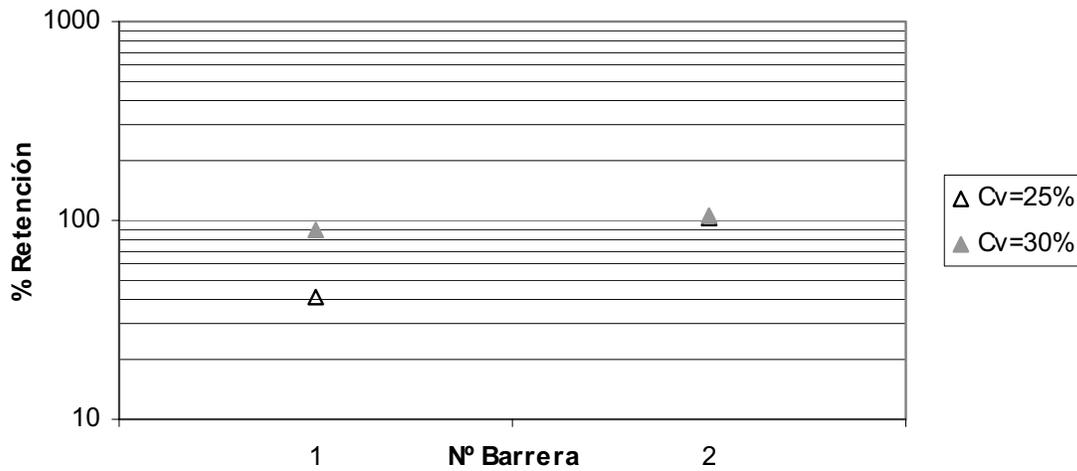


Fig. 5.35 Porcentajes de retención en barreras.  $S_o=15\%$ ;  $a=2\text{cm.}$ ;  $L=H/S_o$ ;  $c_f=0,5\%$

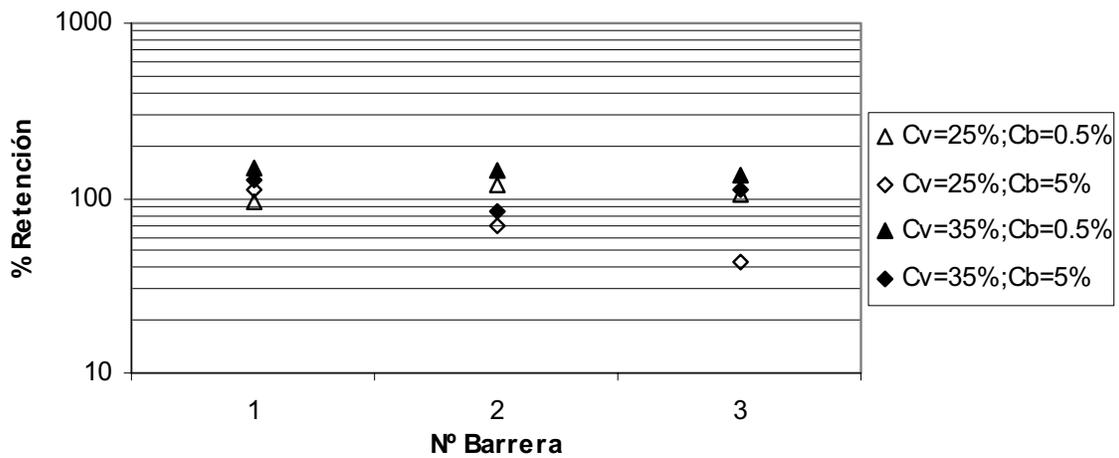


Fig. 5.36 Porcentajes de retención en barreras.  $S_o=32\%$ ;  $a=1\text{cm.}$ ;  $L=2H/S_o$

El efecto que tiene la socavación al pie de las barreras en la retención ocurrida en las barreras siguientes puede ser observado en los videos correspondientes a las exp. B05, exp. B14 y exp. B16 disponibles en el Anexo E (Barreras impermeables). En la exp. B05 y exp. B16 se aprecia la reducción en el porcentaje

de retención producto de la socavación de los depósitos por el chorro que cae de la barrera de aguas arriba y limitación de espacio para el desarrollo completo del eje hidráulico (zona de remanso). En la exp. B14, en cambio, se observa cómo el efecto de la socavación puede ser eliminado al aumentar el espaciamiento entre barreras.

En la Fig. 5.35, se muestran resultados obtenidos con una abertura de la compuerta igual a 2 cm. En este caso, al contrario de lo observado en los experimentos con una abertura de 1 cm, se observa que la menor retención es registrada en la barrera de aguas arriba. Esto se debe a que una mayor apertura de la compuerta genera flujos de mayor caudal y por lo tanto mayor velocidad y altura, lo que finalmente se traduce en que estos flujos poseen un mayor nivel de energía, capaz de arrastrar el eventual material que tiende a ser depositado aguas arriba de la primera barrera. Sin embargo se puede apreciar que el exceso de energía es rápidamente disipado por la primera barrera, obteniéndose en la segunda barrera valores de retención similares a los registrados en los experimentos con menor apertura (Fig. 5.33).

En cuanto al régimen de los flujos ensayados, se puede decir que éstos varían entre flujos en transición (macroviscoso-inercial) e inerciales (Tabla A.8) y que esta variación depende fundamentalmente de la concentración de bentonita (Fig. 5.19). Además, la mayoría de los flujos presentan valores del número de Savage mayores a 0,1, indicando que la dinámica del flujo queda dominada principalmente por las colisiones entre partículas y la viscosidad del fluido intersticial. Sólo dos experimentos presentaron valores del número de Savage menores a 0,1 los que fueron analizados anteriormente. El efecto de estos dos experimentos, en términos de la capacidad de retención, puede ser observado en el gráfico de la Fig. 5.33. Se observa que estos experimentos no presentan mayor diferencia respecto al resto de los experimentos con condiciones similares,  $c_f$  principalmente.

Además de disminuir los niveles de retención en las barreras, altos valores de finos (bentonita) en la mezcla producen una segregación importante en los depósitos. Al aumentar en forma considerable la viscosidad de la mezcla sólido – líquido, disminuye la velocidad de sedimentación de las partículas y los depósitos quedan constituidos en su mayoría por gravilla, ya que la arena y partículas más finas son arrastradas por el flujo debido a que no alcanzan a depositarse mientras pasan por las barreras. Esto queda claramente demostrado en la Fig. 5.37 donde se aprecia que el diámetro medio ( $d_{50}$ ) registrado en los depósitos para las experiencias de mayor concentración de finos es del orden del tamaño de la gravilla, mientras que para experimentos con menor valor de  $c_f$ , el  $d_{50}$  se mantiene en el rango de tamaños de la arena. Es decir, para altas concentraciones de finos, los depósitos son constituidos en su mayoría por gravilla, mientras que para menores concentraciones de  $c_f$ , la granulometría del sedimento se mantiene similar a la granulometría original.

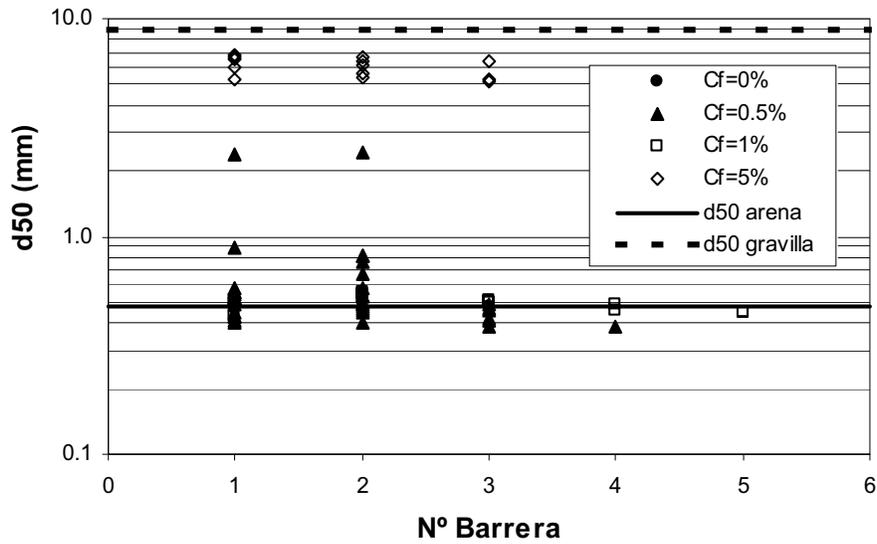


Fig. 5.37 Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos

Respecto a la pendiente del depósito ( $S_d$ ), en las Fig. 5.38 a la Fig. 5.41 se observa que, en general, ésta supera el valor de la horizontal (0), salvo en los experimentos registrados en la Fig. 5.39, donde la mayoría se encuentra por debajo de este valor. Estos resultados concuerdan con los presentados en las Fig. 5.33 a la Fig. 5.36. Valores de  $S_d$  mayores que la horizontal ( $S_d > 0$ ) corresponden a retenciones mayores o cercanas al 100%, mientras que valores de  $S_d$  menores que la horizontal ( $S_d < 0$ ) corresponden a retenciones menores que el 100%.

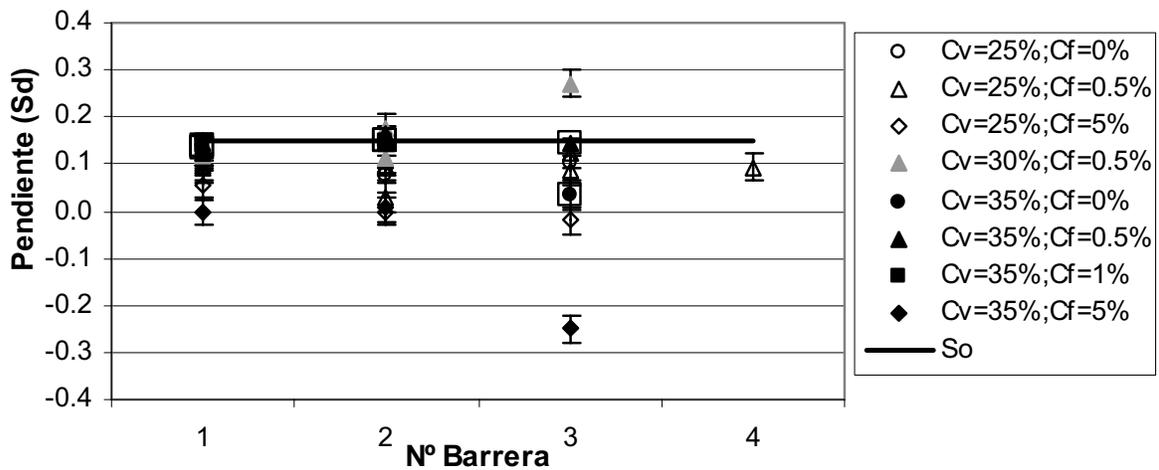


Fig. 5.38 Pendiente de los depósitos generados en las barreras,  $S_d$ .  $S_o=15\%$ ;  $a=1\text{cm}$ .  $L=H/S_o$ ; □: experimentos con  $Sa < 0,1$ .

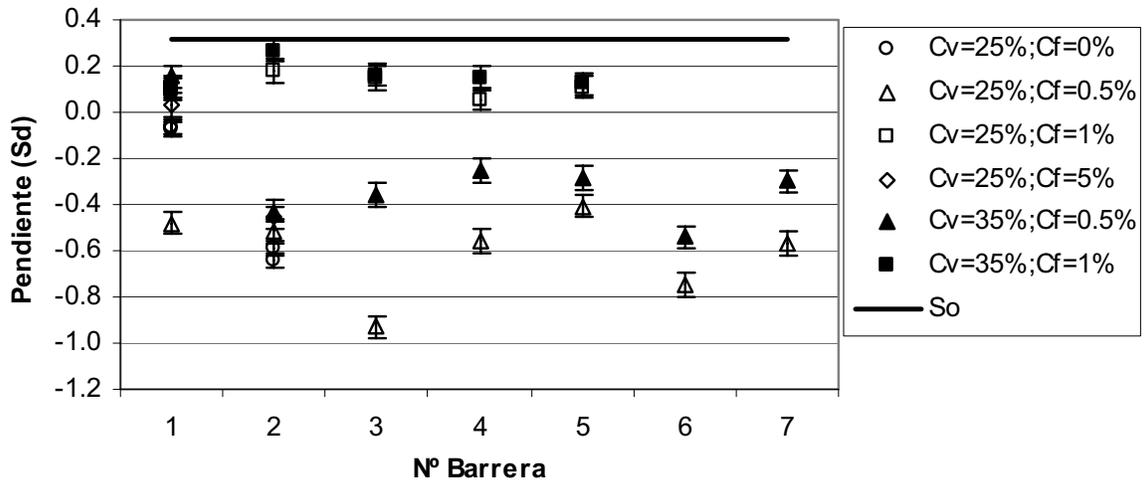


Fig. 5.39 Pendiente de los depósitos generados en las barreras,  $S_d$ .  $S_o=32\%$ ;  $a=1\text{cm.}$ ;  $L=H/S_o$

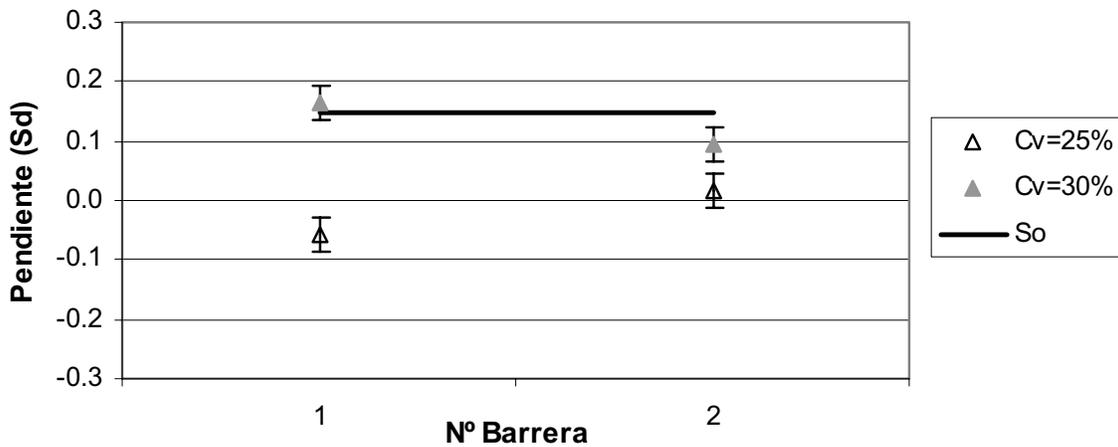
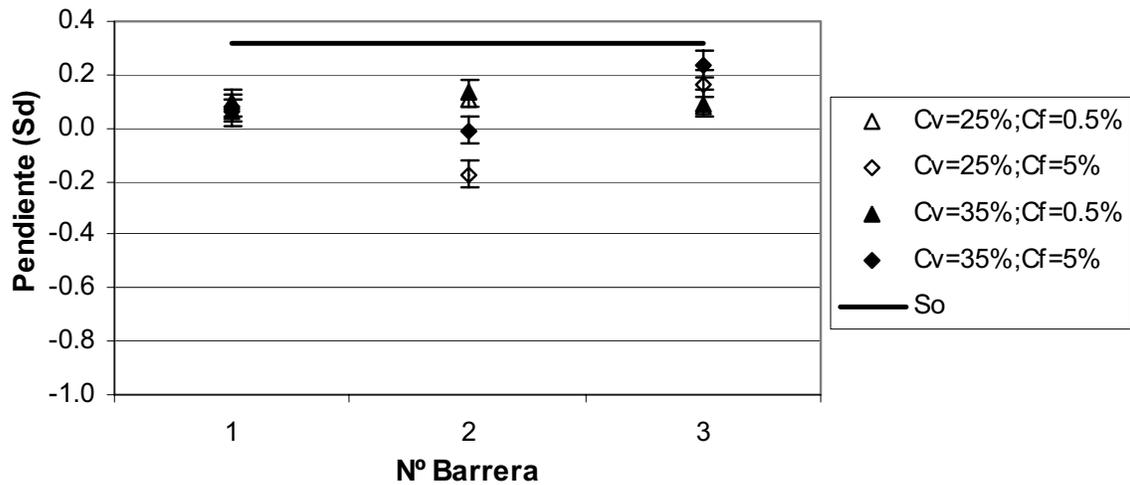
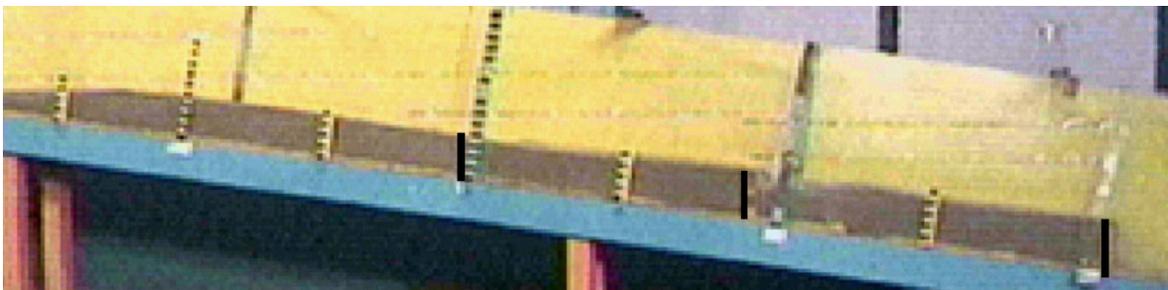


Fig. 5.40 Pendiente de los depósitos generados en las barreras,  $S_d$ .  $S_o=15\%$ ;  $a=2\text{cm.}$ ;  $L=H/S_o$ ;  $c_f=0,5\%$



**Fig. 5.41** Pendiente de los depósitos generados en las barreras,  $S_d$ .  $S_o=32\%$ ;  $a=1\text{cm.}$ ;  $L=2H/S_o$

En el caso de existir retenciones mayores al 100%, se observa que la pendiente en los depósitos se ubica entre el valor de la horizontal y la pendiente del canal,  $S_o$ . Esto muestra la capacidad de los torrentes (escurrimientos supercríticos), para ciertas condiciones de arrastre y de flujo, de retomar la pendiente original del lecho peraltando el fondo por sobre el nivel de las barreras (Fig. 5.42). Este efecto es utilizado en la práctica con el fin de estabilizar las laderas adenañas al cauce y así prevenir la erosión o deslizamientos, evitando la llegada de detritos al cauce principal. Estos trabajos de estabilización de pendientes se realizan regularmente en las partes altas de las cuencas, lugar donde se encuentra la mayor cantidad de material propenso de ser removido en un evento aluvional (Okubo et al, 1997; Fiebiger, 1997). Este efecto puede ser observado en el Anexo D (Presas impermeables), exp B09.



**Fig. 5.42** Elevación del lecho tras la interacción de un flujo detrítico con barreras transversales impermeables.

El detalle del cálculo y valores de retenciones, pendientes y granulometrías pueden ser consultados en el Anexo A.

### 5.3.2 Interacción del flujo con barreras permeables

Las barreras permeables consisten en barreras de madera de 30 cm. de alto, perpendiculares a la dirección de flujo y con una apertura central de 6 cm. por la cual pasa el flujo (Fig. 4.4 B). Las barreras fueron ensayadas en serie con un total de tres. El flujo a través de las barreras permeables se manifiesta como una sucesión de contracciones y ensanches bruscos donde el flujo va perdiendo energía (Fig. 5.43). El diseño de las barreras, en particular su altura, no permite que el flujo vierta sobre ellas. Luego de iniciado el flujo, se genera una situación más o menos estable, donde la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de las barreras pueden superar los 10 ó 15 cm, es decir, la altura de los depósitos pueden incluso superar la altura de las barreras impermeables antes utilizadas.



**Fig. 5.43** Ensanche y contracción del flujo entre barreras permeables (flujo de izquierda a derecha). Ancho del canal, 20 cm.

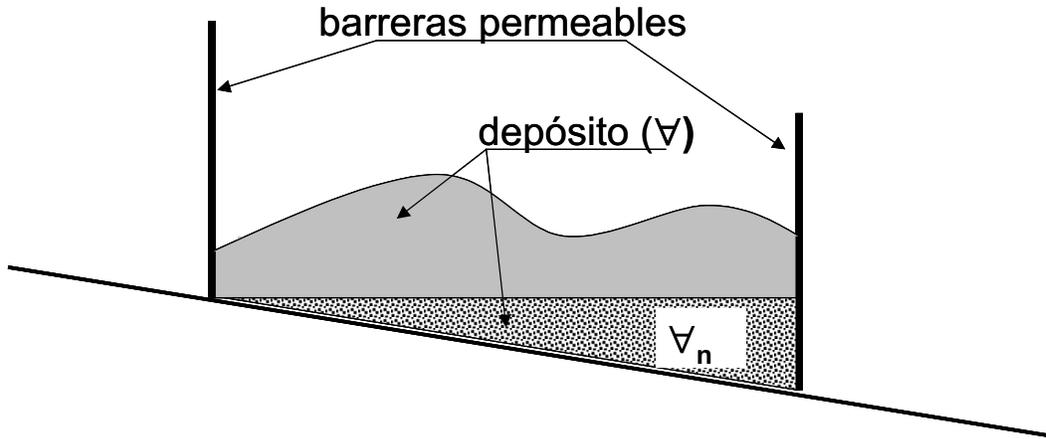
El máximo volumen de acumulación de sedimentos en las barreras se produce durante el transcurso del experimento, donde las pérdidas de energía debido al paso del flujo por las barreras se vuelven más importantes producto de las altas velocidades que presenta el flujo. Una vez que el flujo decae, hacia el final del experimento, los depósitos son arrastrados disminuyendo el volumen de sedimentos retenidos por las barreras en forma considerable (Fig. 5.44). Esto indica que flujos menores y de menor concentración de sólidos podrían lavar los sedimentos depositados durante el evento aluvional y mantener así las obras operativas ante próximos eventos. Las características de los depósitos generados tras las barreras permeables pueden ser observados en los videos disponibles en el Anexo E (Barreras permeables).



**Fig. 5.44** Funcionamiento de las barreras impermeables, A) durante el experimento, B) al final del experimento.

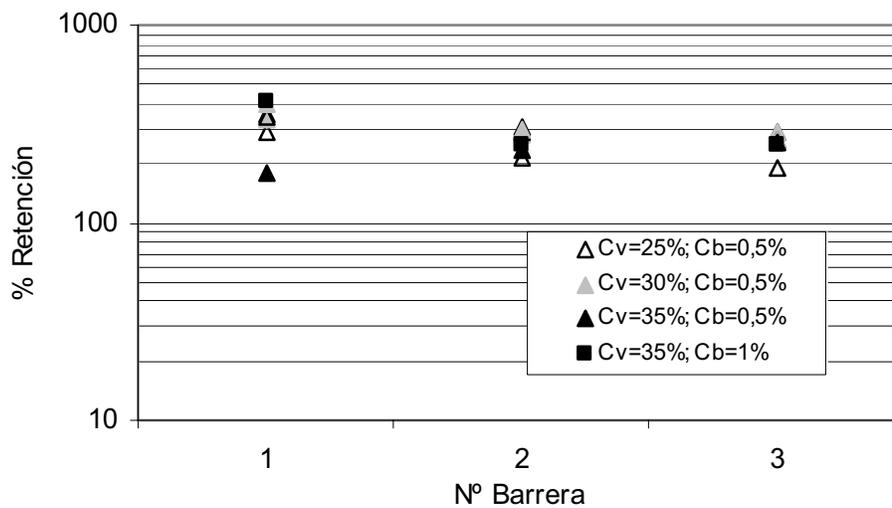
En la Fig. 5.44-A es posible observar que los depósitos son limitados por la barrera de aguas arriba y por la socavación producida por el chorro que sale de esta misma barrera (expansión brusca). Por lo tanto, un mayor espaciamiento entre barreras puede resultar en una mayor capacidad de retención de estas obras. Sin embargo, distintos espaciamientos no fueron ensayados, lo que no permite profundizar en esta apreciación. El espaciamiento entre barreras ensayado corresponde a 48 cm.

Dos características de los depósitos generados en las barreras fueron estudiados: i) el volumen máximo retenido en cada experimento,  $\nabla$ , expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $\nabla_n$ , definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que va desde la barrera hasta la intersección entre el lecho y el pie de la barrera de aguas arriba (Fig. 5.45), y ii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos en cada una de las barreras permeable.



**Fig. 5.45** Esquema del depósito generado entre barreras permeables.

Los resultados sobre la retención de sedimentos en las barreras se presentan en el gráfico de la Fig. 5.46.

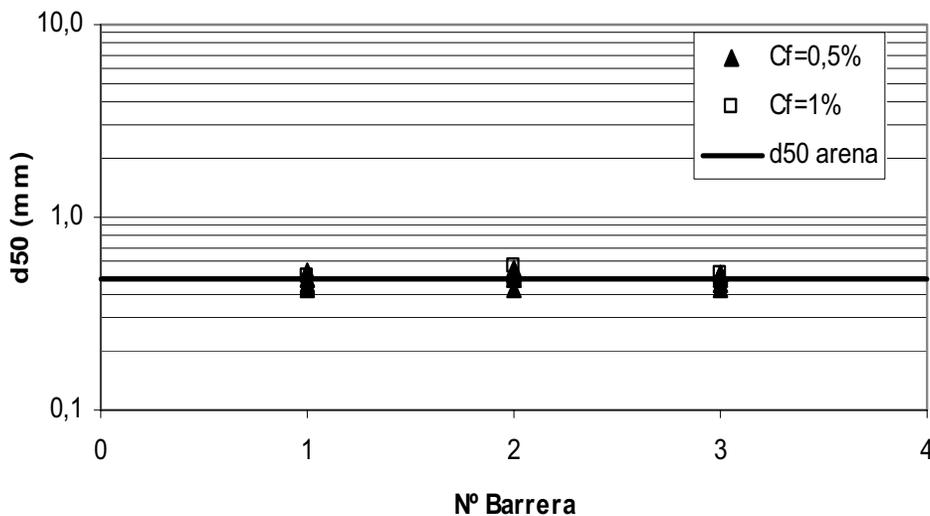


**Fig. 5.46** Porcentaje de retención en barreras permeables ( $S_o=15\%$ ;  $a=1$  cm;  $L=48$  cm).

Los resultados obtenidos resultan similares a los observados en el caso de barreras impermeables. Los porcentajes de retención superan el 100% en todas las barreras y el mayor volumen de retención en general se registra en la primera barrera, demostrando que el espaciamiento entre barreras no es el óptimo, si no que limita el potencial volumen de depositación. En general la altura máxima de los depósitos en las barreras 2 y 3 resultan mayores que los registrados en la primera (Fig. 5.44), de manera que las barreras 2 y 3 podrían almacenar incluso

más que la primera barrera en caso de encontrarse espaciadas en forma adecuada.

En cuanto a la granulometría del material retenido por las barreras luego de acabado el flujo, éste no presenta mayor variación respecto del material original, mostrando que no existe segregación del material en las barreras para las condiciones ensayadas (Fig. 5.47). Estos resultados son similares a los encontrados en barreras impermeables para concentraciones de bentonita de 0,5 y 1%.



**Fig. 5.47** Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos luego de ocurrido el flujo.

El detalle del cálculo y valores de retenciones y granulometrías pueden ser consultados en el Anexo A.

En esta serie de experimentos no se capturaron vistas laterales del flujo aguas arriba de las barreras, por lo que no fue posible obtener un valor representativo de la altura del flujo. Por ello, estos experimentos no son caracterizados según los parámetros adimensionales antes descritos.

Sin embargo, y según las condiciones experimentales y observación del flujo, se puede decir que los flujos ensayados con barreras permeables, presentan características similares al resto de los flujos ensayados. Es decir, los flujos se encuentran entre un régimen en transición a inerciales, donde las colisiones entre partículas y viscosidad de la fase líquida dominan el movimiento del flujo.

## 6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 6.1 REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA – BENTONITA

Como se mencionó, la reología de la mezcla agua bentonita resulta fundamental para la caracterización de los flujos detríticos ensayados. En particular, la reología de la fase líquida resulta ser una medida de la importancia que tienen los esfuerzos viscosos en el intercambio de momentum en el flujo.

Para determinar la reología de la mezcla agua-bentonita fue necesario construir dos instalaciones experimentales: la primera consistente en un viscosímetro de Poiseuille y la segunda en un canal semicircular de pendiente variable.

Con ayuda de la primera instalación se determinó que el fluido presentaba un comportamiento no Newtoniano, ya que no se presentó flujo para ciertas condiciones de carga y concentraciones de bentonita. Esto evidenció la existencia de un esfuerzo de fluencia de la mezcla. Así, fue necesario construir la segunda instalación experimental, la que permitió observar la deformación del elemento de fluido y determinar así la reología de éste.

A partir de los datos experimentales se obtuvo los distintos parámetros característicos de la reología de la mezcla agua-bentonita ( $K$ ,  $n$  y  $\tau_f$ ). Se concluye que la mezcla puede ser modelada de buena forma como un fluido plástico de Bingham para todas las concentraciones de bentonita ensayadas, es decir  $n=1$ . El resto de los parámetros dependen de la concentración de bentonita en la mezcla y fueron ajustados a partir de los resultados experimentales (Figs. 5.6 y 5.8). En el gráfico de la Fig. 5.6, se observa un crecimiento exponencial del factor de viscosidad,  $K$ , con la concentración volumétrica de bentonita en la mezcla,  $c_b$ . El factor de viscosidad aumenta casi dos órdenes de magnitud respecto de la viscosidad del agua pura para una concentración de bentonita cercana al 3%. Esto indica que bajas concentraciones de bentonita influyen significativamente en la reología de la mezcla.

En cuanto al esfuerzo de fluencia (Fig. 5.6), se aprecia que éste se hace importante para concentraciones de bentonita mayores a 1% y que su valor aumenta rápidamente junto con la concentración de bentonita al igual que en el caso del coeficiente de viscosidad.

Así, la mezcla agua-bentonita puede ser modelada como un fluido Newtoniano para concentraciones de bentonita menores que 1% y como un fluido plástico de Bingham para concentraciones mayores. Se debe notar que el modelo Newtoniano y plástico de Bingham son equivalentes para fluidos con esfuerzo de fluencia nulo.

## 6.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS

Una de las principales características de los flujos detríticos consiste en que éstos se desarrollan como una serie de ondas de aparición espontánea similares a las ondas rodantes típicas de flujos supercríticos en canales abiertos.

Estas características pueden ser encontradas en los flujos detríticos ensayados. La irregularidad de los flujos y distintas alturas y velocidades registradas a lo largo del flujo pueden ser observadas en los gráficos del Anexo C. La altura de los frentes de ondas que se generan quedan representados por la serie de alturas máximas, los que alcanzan hasta dos veces la altura media del flujo.

### 6.2.1 Análisis Dimensional

Con el fin de determinar los esfuerzos que controlan el movimiento del flujo: colisiones entre partículas, fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) y viscosidad, se realizó un análisis de los datos en función de tres números adimensionales clásicos: número de Bagnold ( $Ba$ ), número de Savage ( $Sa$ ) y número de fricción ( $N_f$ ).

A partir del análisis se concluye que no existe un tamaño único de partícula capaz de representar la dinámica del flujo. En particular, la inercia asociada a las colisiones entre partículas debe considerar los distintos tamaños que componen la granulometría de la mezcla. Se encontró que ponderando la inercia asociada a cada tamaño de partícula por el porcentaje que representa dicho tamaño en la curva granulométrica, se logra representar de buena forma la dinámica del flujo.

Lo anterior se aprecia en los videos de las experiencias D01, A18 y B11 disponibles en el Anexo E (Caracterización). La experiencia D01 corresponde a una experiencia donde no se agregó grava, por lo que el diámetro característico del flujo puede ser representado por el diámetro medio de la arena ( $d_a$ ). Las condiciones experimentales corresponden a  $S_o=32\%$ ,  $a=1\text{cm}$ ,  $c_v=35\%$  y  $c_f=5\%$ . De acuerdo al valor que toman los parámetros adimensionales, este flujo se encuentra en la región macro-viscosa. Al observar el video, es posible seguir entre cuadros sucesivos el movimiento de pequeños trazadores ubicados en la superficie libre. Además no se aprecia mayor deformación de la superficie libre, asemejándose a un flujo viscoso en régimen laminar. De esta manera se concluye que los adimensionales sí representan la dinámica del flujo observado.

En el caso de flujos en que sí se agregó grava, la granulometría de la mezcla fue caracterizada por el diámetro medio de cada fracción granulométrica, es decir el diámetro medio de la arena ( $d_a$ ) y el diámetro medio de la grava ( $d_G$ ). Al observar los videos de la experiencia A18, la cual presenta el menor  $Ba$ , se observa que éste se desarrolla alternadamente entre frentes de características más turbulentas o desordenadas, seguido de un flujo un poco más ordenado y viscoso. De esta

manera se concluye que un régimen en transición representa de buena forma la dinámica del flujo.

De la misma forma, al observar el video de la experiencia B11, la cual presenta el mayor  $Ba$ , se ve que el flujo es altamente turbulento y desordenado, en el que no es posible seguir con facilidad el movimiento de los trazadores en la superficie libre, ya que estos aparecen y desaparecen debido a la turbulencia del flujo. Así, se concluye que el régimen inercial es el que mejor representa al flujo.

Todas éstas características observadas en los flujos quedan bien representadas por el esquema de cálculo del  $Ba$  y  $Sa$  propuesto, es decir, ponderando la inercia por los distintos tamaños de partículas. Sin embargo, en las experiencias realizadas siempre se utilizó la misma granulometría, por lo que no se puede generalizar en ésta conclusión.

Sólo es posible concluir que un diámetro único no representa la dinámica del flujo en mezclas con granulometrías extendidas y que la inercia asociada a las partículas más grandes puede ser determinante en el comportamiento de los flujos detríticos. El efecto de las partículas más grandes en el flujo es presentado por Iverson (1997). Experiencias realizadas en el canal del USGS muestran que esfuerzos medidos en la base de los flujos escalan con el tamaño de las partículas más grandes y que éstos son tanto o más grandes que el esfuerzo medio del flujo detrítico.

De esta manera, la forma de ponderar la inercia asociada a las partículas en mezclas de granulometrías extendidas no resulta evidente, por lo que se propone continuar esta investigación en el futuro, en la que se deberá probar distintas formas de ponderación comparando el régimen obtenido con el régimen esperado u observado. Nuevas experiencias deberán ser realizadas con distintas granulometrías de manera de estudiar el cómo cuantificar la inercia asociada al choque entre partículas y así intentar predecir el comportamiento de los flujos detríticos a partir de mediciones de terreno.

En cuanto al número de Savage ( $Sa$ ), se obtiene que la mayoría de los flujos aquí estudiados sobrepasa el umbral de 0,1, indicando que la difusividad de la presión de poros es lo suficientemente pequeña como para mantener niveles de licuefacción adecuados e inhibir la fricción entre partículas. Además, la difusividad de la presión de poros depende de la viscosidad de la fase líquida, altos valores de viscosidad aumentan la escala de tiempo de la difusión del exceso de presión de poros.

El número de fricción por su parte ( $N_f$ ) permanece bajo el umbral de 2.000 para la mayoría de los flujos, indicando que los esfuerzos viscosos dominan por sobre la fricción, incluso en aquellos flujos con bajas o nulas concentraciones de bentonita. Sin embargo, flujos con bajas concentraciones de bentonita poseen los más altos valores del  $Ba$ , dentro del régimen inercial, indicando que para estos flujos las colisiones dominan por sobre los esfuerzos viscosos. A medida que aumenta la

concentración de bentonita, y por ello el factor de viscosidad de la mezcla, los esfuerzos viscosos se vuelven cada vez más importantes hasta ubicar al flujo en el régimen de transición (Fig. 5.19).

A pesar que altos valores de viscosidad disminuyen la rigidez de la mezcla, también inhibe las colisiones entre partículas ya que limita el movimiento de éstas. Es decir, altos valores de viscosidad aumentan el tiempo de difusión de la presión de poros, pero disminuyen la intensidad de las fluctuaciones de las partículas, es decir, disminuyen la “temperatura granular (T)”.

Sólo dos flujos escapan a las características mencionadas (exp. B08 y B09). Ambos presentan valores de  $Sa$  menores a 0,1, alta concentración de sólidos (35%) y baja o nula concentración de bentonita. Se observa que estos flujos se desarrollan en dos capas, una capa inferior de movimiento lento por sobre el cual pasa un flujo más rápido que se desarrolla como una serie de ondas de características inerciales. Como la velocidad es obtenida en la superficie libre del flujo, el  $Ba$  es sólo representativo de la capa superficial, lo que explica sus altos valores. Por su parte, el valor del  $Sa$  obtenido es representativo de la capa inferior, donde domina la fricción entre granos.

Finalmente se concluye que la mayoría de los flujos ensayados fluctúan desde el régimen inercial pleno hasta el rango de transición. Para flujos con bajas concentraciones de bentonita dominan las colisiones entre partículas, pero a medida que la concentración de bentonita aumenta, los esfuerzos viscosos se vuelven tan importantes como los esfuerzos inerciales. En general, los esfuerzos de Coulomb no son importantes en los flujos ensayados, salvo en las exp. B08 y B09, donde este efecto se vuelve importante.

### 6.2.2 Ley de Resistencia

En primer lugar se intentó determinar la importancia de la rugosidad del fondo del canal en la resistencia del flujo. Según lo que se conoce de la mecánica de fluidos en ausencia de mezclas sólidas, se pensó que los flujos deberían guardar cierta relación con los parámetros  $k_+$ , el tamaño de las asperezas en unidades de la pared, y  $\delta$ , el cociente entre el tamaño de las asperezas y la altura de escurrimiento. No se observa una correlación clara entre los adimensionales característicos del flujo y los parámetros característicos de las asperezas ( $k_+$  y  $\delta$ ) (Figs. 5.23-5.26). Sin embargo, las experiencias analizadas tienden a mostrar cierta correlación de  $k_+$  y  $\delta$  con el parámetro  $u_*/\eta$ , donde  $u_*$  es una medida del esfuerzo de corte actuando sobre el fondo. Se ha demostrado que en el caso de canales abiertos,  $u_*$  escala con la energía turbulenta del sistema, es decir,  $u_*$  puede ser interpretado como la turbulencia disponible en el flujo para mantener las partículas en suspensión. Por otro lado,  $\eta$  puede ser interpretado como el esfuerzo que se opone al movimiento relativo de las partículas en el medio.

De esta manera, se decidió crear un nuevo parámetro adimensional,  $z'$ , similar al parámetro de Rouse, definido como la razón entre la velocidad de sedimentación de las partículas de diámetro medio ( $w_s$ ) y la velocidad de corte ( $u_*$ ). La velocidad de sedimentación se encuentra corregida por concentración y viscosidad de la fase líquida, de manera que es una medida de la habilidad que tienen las partículas de moverse en el medio. Así,  $z'$  representa la razón entre la habilidad que tienen las partículas para moverse en el medio fluido y la turbulencia disponible en el sistema capaz de mantener la agitación de la mezcla.

Al parametrizar las distintas experiencias usando el valor del parámetro  $z'$ , se observa cierta correlación entre los adimensionales característicos del flujo. En particular es posible encontrar una relación lineal entre el  $Sa$  y  $Ba$  para distintos valores de  $z'$  (Fig. 5.28). También es posible observar una relación funcional entre  $N_f$  y  $Ba$ .

La dinámica de los flujos detríticos ensayados está dominada por colisiones entre partículas y/o viscosidad, por lo que estos esfuerzos pueden ser mucho más relevantes que la interacción del flujo con el lecho. Es decir, una ley de resistencia expresada sólo en función de la rugosidad del lecho no representa de buena forma la dinámica del flujo, por lo que leyes de resistencia utilizadas en flujos sin mezclas sólidas (ej. ec. de Manning) no pueden ser aplicadas directamente al caso de flujos detríticos.

## 6.3 INTERACCIÓN ENTRE FLUJOS DETRÍTICOS Y BARRERAS TRANSVERSALES

### 6.3.1 Barreras Impermeables

Tanto el resalto hidráulico que ocurre aguas arriba de cada una de las barreras impermeables, como el paso del flujo por sobre ellas, semejante al típico paso de un flujo sobre un vertedero de pared intermedia, hacen que el flujo detrítico pierda energía, facilitando la depositación de los sedimentos en las barreras de aguas abajo. Sin embargo, y dependiendo del espaciamiento entre barreras, la retención en las barreras de aguas abajo puede ser limitada debido a la socavación producida por el chorro que cae desde la barrera de aguas arriba sobre los depósitos. Este efecto pudo ser eliminado, para ciertas condiciones experimentales, realizadas con una pendiente del lecho  $S_o=32\%$ , al aumentar el espaciamiento entre barreras a  $2L$  ( $L=H/S_o$ ). De esta manera se obtienen valores de depositación constantes en todas las barreras para flujos de alta concentración ( $c_v=35\%$ ), o flujos de menor concentración volumétrica y baja concentración de bentonita ( $c_v=25\%$ ,  $c_f=0,5\%$ ). Los valores de retención medidos bajo esta configuración, que fluctúan entre 100 y 200%, son comparables a los valores de retención estimados en la primera barrera para las mismas condiciones experimentales pero con un espaciamiento entre barreras igual a  $L$ . Nuevos experimentos deberían ser realizados con el fin de determinar el espaciamiento

óptimo de las barreras si se quiere maximizar el volumen de retención. Además, el efecto del chorro que cae desde la barrera puede ser distinto si se considera lecho erosionable en lugar del lecho fijo utilizado en este estudio.

En los experimentos se aprecia que la retención es mayor a medida que aumenta la concentración de sólidos. Sin embargo, la presencia de finos juega un rol opuesto debido a que altera la viscosidad del fluido intersticial, ya que a mayor viscosidad disminuye la velocidad de sedimentación de las partículas, dificultando su deposición aguas arriba de las barreras.

La concentración de finos en la mezcla incide, además, en la segregación del material depositado en las barreras. Una mayor concentración de bentonita en la mezcla ( $c_f \sim 5\%$ ) produce un aumento en el tamaño medio del material depositado ( $d_{50} \sim d_G$ ), ya que dificulta la sedimentación de las fracciones granulométricas más finas (arena). Altos valores de bentonita aumentan la escala de tiempo de deposición por lo que gran parte de las partículas más pequeñas (arenas) no alcanza a depositar en la zona de remanso que se produce sobre las barreras.

En cuanto a la pendiente de los depósitos, se aprecia que ésta, en general, se mantiene en valores positivos, excepto para los experimentos de mayor pendiente del lecho ( $S_o=32\%$ ). La pendiente de los depósitos se mantiene entre la horizontal y la pendiente del lecho, indicando que para ciertas condiciones ( $S_o=15\%$  y bajas concentraciones de bentonita), los depósitos pueden peraltar el lecho manteniendo su pendiente original, o escalonar el lecho reduciendo así la pendiente media del cauce y su capacidad de arrastre. Se observa además, que la capacidad de peraltamiento del lecho depende principalmente de la concentración de finos, pendiente del lecho y espaciamiento entre barreras. El peraltamiento o escalonamiento del lecho pueden ser útiles dependiendo de la estrategia de control aluvional. Peraltar el lecho es una técnica muy utilizada en zonas de inicio de flujos detríticos, particularmente en zonas propensas a los deslizamientos producto de la deforestación, erosión sufrida por los terrenos aledaños al cauce o erosión del lecho.

### **6.3.2 Barreras Permeables**

La manera en que ocurren los depósitos en el caso de las barreras permeables ensayadas resulta similar al caso de las barreras impermeables. El estrechamiento del flujo en la barrera constituye una condición de borde suficiente como para generar un flujo subcrítico inmediatamente aguas arriba de la barrera. La condición de remanso aguas arriba de la presa facilita la deposición de los sedimentos.

La sucesión de resaltos, contracciones y ensanches, debido al paso del flujo por las barreras, hace que éste pierda energía gradualmente a medida que pasa entre éstas. La mayor retención en las barreras no ocurre al final del experimento, sino

durante su desarrollo, cuando las pérdidas de energía son máximas. Los valores de retención alcanzados fluctúan entre un 200 y un 400%, registrándose los mayores valores (~300-400%) en la primera barrera. Hacia el término del experimento, durante el receso de la onda detritica, gran parte de los depósitos son lavados de las barreras, recuperando así gran parte de su capacidad de retención.

Al igual que en el caso de barreras impermeables, los depósitos son influenciados por el chorro que sale de la barrera de aguas arriba, el cual desplaza al resalto producto de la barrera siguiente hacia aguas abajo. Este efecto queda claro al observar que la retención en la primera barrera es mayor que en las siguientes. Aunque el flujo pierde energía hacia aguas abajo, el chorro que sale de la barrera ubicada inmediatamente aguas arriba tiene un efecto erosivo importante en el depósito generado por la barrera que sigue. Nuevas experiencias deberán ser realizadas con el fin de determinar el espaciamiento adecuado de este tipo de soluciones estructurales.



## 7 CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan resultados experimentales sobre la dinámica de flujos detríticos y su interacción con barreras transversales interpuestas en el cauce. En general, los flujos experimentados pueden ser clasificados como flujos inerciales o en transición macroviscoso-inercial, en los que dominan los esfuerzos debido a la colisión entre partículas y viscosidad del fluido intersticial.

En cuanto a la resistencia del flujo al movimiento, se demostró que no existe relación entre la dinámica del flujo y el material constitutivo del lecho, por lo que el intercambio de momentum queda condicionado principalmente por la interacción entre partículas y su interacción con la fase líquida. De esta manera se concluye que una ley de resistencia típica de flujos en ausencia de mezclas sólidas, la cual relaciona el intercambio de momentum del flujo con el esfuerzo de corte actuando sobre el lecho, no describe adecuadamente la física del movimiento. Así, este tipo de leyes de resistencia deberán ser debidamente calibradas y su utilización quedará restringida al caso específico para el cual fueron calibrados sus coeficientes.

Según sea la estrategia de control aluvional y las condiciones del flujo y del terreno donde éste se desarrolla, obras tipo barreras transversales al flujo pueden resultar herramientas efectivas. Las barreras impermeables pueden ser trampas de sedimento efectivas en terrenos de pendientes no muy pronunciadas. Además, tienen la capacidad de retener material, peraltando el lecho del cauce lo que contribuye a evitar deslizamientos desde laderas adedañas. El espaciamiento óptimo entre barreras es un tema complejo que depende tanto de la estrategia de control como de las condiciones de flujo, características de la mezcla, terreno, etc. Por su parte, las barreras permeables actúan como volúmenes de acumulación temporales, capaces de reducir y retardar el máximo de la descarga. Además consisten en efectivos mecanismos de disipación de energía del flujo. En el caso de retención temporal, barreras permeables pueden resultar tanto o más efectivas que barreras impermeables.

Presas permeables deberían ser utilizadas en la zona intermedia del cauce con el fin de retener temporalmente parte de los sedimentos, reduciendo el máximo y energía del flujo detrítico. Presas impermeables pueden ser utilizadas en zonas de inicio de flujos detríticos, con el fin de estabilizar pendientes y evitar deslizamientos de laderas, o hacia el final del recorrido del flujo, constituyendo grandes trampas de sedimentos.

Se debe destacar la importancia de conocer la reología del fluido intersticial, ya que ésta afecta tanto el comportamiento dinámico del flujo como la efectividad de las obras de control. Según la dinámica del flujo, un aumento en la viscosidad del fluido aumenta los esfuerzos viscosos en la mezcla, inhibe la fricción entre granos

y disminuye la intensidad de las fluctuaciones de las partículas (temperatura granular). Según la interacción del flujo con las barreras, una mayor viscosidad del fluido intersticial disminuye la retención y aumenta la segregación de las partículas en los depósitos.

La reología de la fase líquida está directamente condicionada por la concentración y características químicas del material fino presente en la mezcla. De esta manera, las fracciones más finas deberán ser identificadas y analizadas para ver cómo afectan la reología del fluido intersticial. Para el caso particular de la bentonita, pequeñas concentraciones de este tipo de sedimento cohesivo alteran en forma considerable la reología del fluido intersticial.

El problema de la escalabilidad de los flujos detríticos resulta de gran importancia pero a su vez de gran complejidad. A partir de Bagnold (1954), una gran cantidad de parámetros adimensionales relevantes en la dinámica de los flujos detríticos han sido propuestos, los que toman en cuenta distintos procesos físicos relevantes en el movimiento y dinámica de estos flujos. Sin embargo, la multiplicidad de parámetros y fenómenos relevantes en el comportamiento de los flujos detríticos revelan la complejidad de escalar, a tamaños de laboratorio, flujos de mezclas detríticas (Iverson, 1997).

Por ello, es importante referirse a la complejidad de escalar resultados obtenidos en estudios de laboratorio a situaciones que ocurren en la naturaleza, en particular cuando se aborde el problema de estudiar en modelos físicos estructuras de control aluvional o determinado efecto del flujo. Un adecuado escalamiento del fenómeno requiere preservar la totalidad de los parámetros adimensionales relevantes, es decir,  $R_e$ ,  $F_r$ ,  $Ba$ ,  $Sa$ ,  $N_f$ ,  $N_{mas}$ , etc., lo que resulta casi imposible de conseguir en la práctica. De este modo, es probable que para una obra o flujo en particular sea necesario realizar varios modelos diferentes, preservando distintos parámetros adimensionales en cada uno de ellos, dependiendo del fenómeno particular que se desee estudiar. Por ejemplo, erosión al pie de la obra, volumen del depósito, interacción entre obras, características del flujo sobre las obras, efecto de la obra en el comportamiento hidráulico del flujo, dinámica del flujo, etc.

Una variable difícil de controlar al realizar modelos a escalas de laboratorio es el sedimento. En general el sedimento no es escalable en todas sus fracciones. Sin embargo, la fracción gruesa puede ser fundamental si se quiere ensayar flujos en regímenes inerciales, mientras que los finos son esenciales para representar las características del fluido intersticial. Por esto, la granulometría utilizada en los experimentos deberá ser elegida cuidadosamente con el fin de preservar la interacción entre las distintas fracciones granulométricas y la inercia asociada al choque de los distintos tamaños de partículas. Por ejemplo en el caso de este estudio, la inercia asociada a los sedimentos de mayor tamaño es la responsable del comportamiento inercial de los flujos ensayados.

Esta tesis constituye un primer estudio relacionado con el tema de obras de protección de flujos detríticos, y muestra la complejidad asociada tanto a la

mecánica del flujo como al diseño mismo de las obras. Los resultados indican la importancia que tienen algunas propiedades de la mezcla, tales como la reología del fluido intersticial y la fracción gruesa de la curva granulométrica, sobre el comportamiento mecánico del flujo. En cuanto a las obras de protección, se concluye que el funcionamiento de éstas depende fuertemente de las características del flujo y de la mezcla, como también del espaciamiento y diseño de las obras. Por ello, para acotar los resultados de esta tesis si se busca establecer pautas y criterios en la modelación de flujos detríticos y diseño de obras de control aluvional, es necesario continuar esta investigación con más estudios. Desde el punto de vista de la mecánica del flujo, un aspecto importante que estos estudios deberían abordar corresponde a la adecuada consideración de las distintas fracciones granulométricas, particularmente cuando se tienen distribuciones bimodales. En esta tesis, este efecto se consideró mediante una ponderación de los parámetros adimensionales que caracterizan al flujo, pero es necesario profundizar en el estudio del rol que juegan los distintos tamaños de partículas en la dinámica de los flujos detríticos. Desde el punto de vista de las obras de control, y limitados al tipo de barreras acá estudiadas, es necesario profundizar sobre el espaciamiento de las obras de control y el efecto de la socavación al pie de las barreras en el caso de cauces con lecho móvil.



## 8 BIBLIOGRAFÍA

ARMANINI, A. 1997. Control Measures for Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin.

ARMANINI, A. DELLAGIACOMA and F. FERRARI, L. 1991. From the check dam to the development of functional check dams. Fluvial Hydraulics of Mountain Regions. Lecture notes in earth sciences, n.37, Springer-Verlag, pp. 331-344.

ARMANINI, A. and LARCHER, M. 2001. Rational Criterion for Designing Opening of Slit-Check Dam. Journal of Hydraulic Engineering. V. 127-2. pp. 94-104

ARMANINI, A., LARCHER, M., MAJONE, B., RIGON, R., BENEDETTI, G. and HIDEAKI, M. 2000. Restoration of the Basisns Quebrada San José de Galipán and Quebrada el Cojo. International Workshop on the Debris Flow Disaster of December 1999 in Venezuela.

ARMANINI, A. and SCOTTON, P. 1993. On the Dynamic Impact of a Debris Flow on Structures. Proceedings of XXV Congress of International Association for Hydraulic Research. Tokyo, Japan. pp. 203-210.

AYALA, L. 1996. Hidráulica de los Fenómenos de Remoción en Masa: Corrientes de Detritos y Flujos de Barro. Curso Pre- XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayaquil, Ecuador.

BAGNLOD, R. 1954. Experiments on Gravity-Free Dispersion of Large Solid spheres in a Newtonian Fluid Under Shear. Royal Society of London Proceeding, ser. A, V. 225, pp.49-63.

BAGNOLD, R. 1966. An Approach to the Sediment Transport Problem of General Physics. Geological Survey Professional Paper 422-I. Geological Survey, Washington, DC.

BUSNELLI, M., STELLING, G. and LARCHER, M. 2001. Numerical Morphological Modelling of Open-Check Dams. Journal of Hydraulic Engineering. V. 127-2. pp. 105-114.

CHANSON, H. 2001. Sabo Check Dams: Mountain protection systems in Japan. <http://www.uq.edu.au/~e2hchans/sabo.html>.

CHEN, R. and HO, M. 1997. The Effect of Open Dams on Debris Flows. En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. Pp. 626-635

CHENG, N. 1997. Simplified settling velocity formula for sediment particle. J. Hydr. Engr. Div., ASCE, 123 (2), pp 149-152.

CENTRO DE RECURSOS HIDRÁULICOS, UNIVERSIDAD DE CHILE (CRH). 1993. Crecidas Súbitas y Corrientes de Detritos Ocurridos el 18 de Junio de 1991 en Antofagasta, Dirección General de Aguas, Ministerio de Obras Públicas.

DAIDO, A. 1993. Impact Force of Mud-Debris Flows on Structures. Proceedings of XXV Congress of International Association for Hydraulic Research. Tokyo, Japan. pp. 211-220.

DENLINGER, R. and IVERSON, R. 2001. Flow of Variably Fluidized Granular Masses Across Three-Dimensional Terrain 2. Numerical Predictions and Experimental Tests. J. Geoph. Res., 106(B1), pp.553-566.

ELECTROWATT, INGENIEROS CONSULTORES. 1995. Diagnóstico de sistemas alternativos de disipación de energía en las Quebradas de Antofagasta. Dirección General de Aguas, Ministerio de Obras Públicas.

FIEBIGER, G. 1997. Structures of Debris Flow Countermeasures, En: Debris – Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. pp .596-605

FIEBIGER, G. 2003. Comunicación personal

HAUSER, A. 2000. Remociones en Masa en Chile. Subdirección Nacional de Geología. Boletín N° 59. SERNAGEOMIN, Chile.

HAUSER, A. 2002. Rock avalanche and Resulting Debris Flow in Estero Parraguirre and Río Colorado, Región Metropolitana, Chile. In Evans, S. and DeGraff, J. Catastrophic landslides: Effects, occurrence, and mechanisms: Boulder, Colorado, Geological Society of America Reviews in Engineering Geology, V. XV, pp. 135-148.

HAUSER, A. 2004. Los Flujos Aluvionales en Chile: Causas, Efectos y Medidas de Mitigación. Servicio Nacional de Geología y Minería. Subdirección Nacional de Geología. En prensa.

HUNGR, O., MORGAN, G. and KELLERHALS, R. 1984. Quantitative Analysis of Debris Torrents Hazards for Design of Remedial Measures. Canadian Geotechnical Journal. V.21, pp. 663-677.

HÜRLIMANN, M., RICKENMANN, D. and GRAF. C. 2003. Field and Monitoring Data of Debris-Flow Events in the Swiss Alps. Can. Geotech. J. 40: pp.161-175.

IVERSON, R. 1997. The Physics of Debris Flows, Review of Geophysics, (35)3: pp. 245-296.

IVERSON, R. 2003. The Debris-Flow Rheology Myth. Third International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment. Davos, Switzerland.

IVERSON, R.M. and DENLINGER, R.P. 2001. Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain 1. Coulomb mixture theory. J. Geoph. Res., 106(B1), pp.537-552.

IVERSON, R., REID, M. and LAHUSEN, R. 1997. Debris-Flow Mobilization from Landslides. Annu. Rev. Earth Planet. Sci. pp.25:85-138.

IVERSON, R. and VALLANCE, J. 2001. New Views of Granular Mass Flows. Geology, 29 (2): pp.115-118

JAEGGI, M. and PELLANDINI, S. 1997. Torrent Check Dams as a Control Measure for Debris Flows. En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. pp 186-207.

JOHNSON, P. and MCCUEN, R. 1989. Slit Dams Design for Debris Flow Mitigation. Journal of Hydraulic Engineering. V. 115. pp. 1293-1296.

JULIEN, P and O'BRIEN, J. 1997. Selected Notes on Debris Flow Dynamics. En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. pp 144-162

LANGHAAR, H. 1942. Steady Flow in the Transition Length of a Straight Tube. Journal of Applied Mechanics pp. A55-A58

LARCHER, M. and ARMANINI, A. 2000. Design Criteria of Slit Check Dams and Downstream Channels for Debris Flows. International Workshop on the Debris Flow Disaster of December 1999 in Venezuela.

LARSEN, M., WIECZOREK, G., EATON, L., MORGAN, B. and TORRES-SIERRA, H. 2002. Natural Hazards on Alluvial fans; The Venezuela Debris Flow and Flash Flood Disaster. U.S. Department of Interior, U.S Geological Survey. <http://pubs.er.usgs.gov/pubs/fs/fs10301>.

LIN, P., CHANG, W. and LIU, K. 1997. Retaining Function of Open-Type Sabo Dams, En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, San Francisco, California. pp 636-645

MAJOR, J. and IVERSON, R. 1999. Debris-Flow Deposition: Effect of Pore-Fluid Pressure and Friction Concentrated at Flow Margins. Geological Society of America Bulletin, V. 111, p p. 1424-1434

MIZUYAMA, T. 1993. Structural and Non-Structural Debris-Flow Countermeasures. Proceedings of the 1993 Conference. Hydraulic Engineering, V.2. pp. 1914-1919

MIZUYAMA, T. 2003. Comunicación Personal.

MIZUYAMA, T. and MIZUNO, H. 1997. Prediction of Debris flow Hydrographs Passing Through Grid Type Control Structures. En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. pp 74-82

MIZUYAMA, T. KOBASHI, S. and MIZUNO, H. 1996. Development and Improvement of Open Dams. Proc. Int. Symp. Interpraevent, Garmisch-Partenkirchen, Alemania, V. 5, pp. 59-65

MONTSERRAT, S., TAMBURRINO, A. and NIÑO, Y. 2005. Estudio Experimental de la Presencia de Barreras en Flujos Detríticos. Revista Ingeniería del Agua. V 12. N°3.

NIÑO, Y., LOPEZ, F and GARCIA, M. 2003. Threshold for Particle Entrainment Into Suspension. Sedimentology, V. 50, pp.247-263.

OKUBO, S. IKEYA, H., ISHIKAWA, Y. and YAMADA T. 1997 Development of New Methods for Countermeasures against Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. pp 166-185

PARSON, J. WHIPPLE, K. and SIMONI, A. 2001. Experimental Study of the Grain-Flow, Fluid-Mud Transition in Debris Flows. The Journal of Geology, 109: pp.427-447.

RICHARDSON and ZAKI, 1954. Sedimentation and Fluidisation, Part 1. Transactions of the Institution of Chemical Engineers, V.32, p.35-53.

ROUSE, H. 1939. Experiments on the Mechanics of Sediment Transport. In Proceedings of 5th International Congress of Applied Mechanics, pp. 550-554. Cambridge, Massachusetts.

SAVAGE, S. 1984. The Mechanics of Rapid Granular Flows. Adv. Appl. Mech. 24, pp. 289-366

SAVAGE, S. and HUTTER, K. 1989. The Motion of a Finite Mass of Granular Materil Down a Rough Incline. J. Fluid Mech., 199, pp. 177-215.

SEMINARA, G. and TUBINO, M. 1993. Debris Flows: Meccanica, Contollo e Previsione. Monografia delle Unità Operativa del Guppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Istituto di Idraulica, Universidad de Genova.

SENOO, K. and MIZUYAMA, T. 1984. Function of Structures against Debris Flow. Proc. Int. Symp. Interpraevent, Villach, Austria, Vol. 3, pp 113-120.

SHIMOKAWA, E. 1997. Observation and Measurement for Debris Flow. En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. pp 1-6

TAKAHASHI, T. 1981. Debris Flow. Ann. Rev. Fluid Mech. 13: pp. 57-77.

TAKAHASHI, T. 1991. Debris Flow. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 165 p.

VANDINE, D. Debris Flow Control Structures for Forest Engineering. British Columbia. 1996.

WANG, Y., FEI, X. and CHEN, R. 2000. A Modified Rheological Model of Natural Debris Flow. Chinese Science Bulletin. V.45 N°8 pp.743-748

YAMAGISHI, M., MIZUYAMA, T., SATOFUKA, Y. and MIZUNO, H. 2003. Behavior of big boulders in debris flow containing sand and gravel. Third International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment. Davos, Switzerland.



# **ANEXOS**



# ANEXO A. MEMORIAS DE CÁLCULO Y ADQUISICIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES.

## A.1 REOLOGÍA DE LA MEZCLA AGUA - BENTONITA

### A.1.1 Flujos Newtonianos

#### A.1.1.1 Esquema de Cálculo

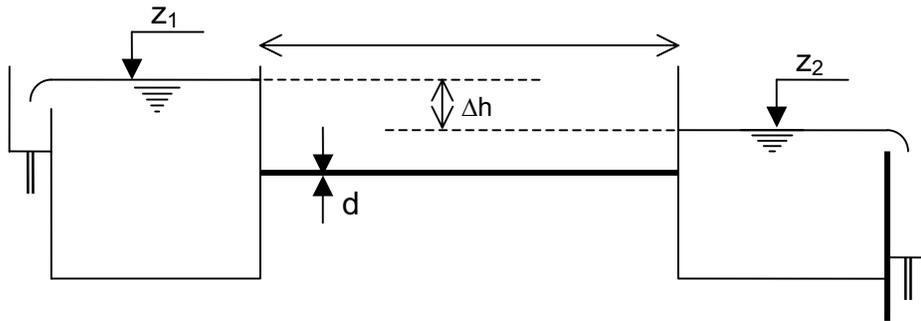


Fig. A. 1 Esquema de la instalación experimental.

Aplicando la ecuación de Bernoulli al sistema mostrado Fig. A. 1, en la superficie libre de ambos estanques, se obtiene:

$$B_1 + \Delta E = B_2 + \Delta E + \Lambda_s + \Lambda_f \quad (\text{A. 1})$$

donde  $B_1$  corresponde al Bernoulli calculado en la superficie libre del estanque de aguas arriba,  $B_2$  al Bernoulli calculado en la superficie libre del estanque de aguas abajo,  $\Delta E$  corresponde al exceso de energía entregado por los agitadores (igual a ambos lados del estanque),  $\Lambda_s$  el total de pérdidas singulares y  $\Lambda_f$  el total de pérdidas friccionales.

El Bernoulli ( $B$ ) en cualquier punto del estanque puede ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$B_i = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha \frac{u_i^2}{2g} \quad (\text{A. 2})$$

donde el subíndice  $i$  denota el punto donde se calcula  $B$ ,  $z$  corresponde a la cota,  $p$  es la presión,  $u$  la velocidad en el punto,  $\gamma$  es el peso específico,  $g$  la aceleración de gravedad y  $\alpha$  el coeficiente de Coriolis. Dado las grandes dimensiones que

poseen los estanque, en comparación a los caudales registrados en los experimentos, la altura de velocidad en éstos puede ser despreciada. De la misma forma, y también debido a los pequeños caudales registrados dentro de la tubería, tanto la pérdida singular de entrada como de salida pueden ser despreciadas en el análisis. La presión sobre la superficie libre corresponde a la presión atmosférica. De esta forma es posible obtener la siguiente ecuación:

$$\Delta h = z_1 - z_2 = \Lambda_f \quad (\text{A. 3})$$

donde  $\Lambda_f$  puede ser escrito como:

$$\Lambda_f = f_e \frac{L_e}{d} \frac{u^2}{2g} + f \frac{L - L_e}{d} \frac{u^2}{2g} \quad (\text{A. 4})$$

siendo  $L_e$  el tramo de entrada a la tubería donde se desarrolla la capa límite,  $f_e$  corresponde al valor del factor de fricción promedio en este tramo y  $f$  el factor de fricción en la tubería una vez que el perfil de velocidades se encuentra plenamente desarrollado.

En el caso de flujo laminar y siempre que la capa límite se encuentre plenamente desarrollada,  $f$  puede ser calculado mediante la siguiente relación:

$$f = \frac{64}{R_e} \quad (\text{A. 5})$$

siendo  $R_e$  el número de Reynolds,

$$R_e = \frac{vd}{\nu_f} \quad (\text{A. 6})$$

donde  $\nu_f$  corresponde a la viscosidad cinemática del fluido. Para que el flujo sea laminar se debe cumplir que  $R_e < 2.000$ .

El largo del tramo donde se desarrolla la capa límite para flujos Newtonianos y régimen laminar puede ser estimado como (Langhaar, 1942):

$$L_e = 0,06 R_e d \quad (\text{A. 7})$$

Dentro del tramo de desarrollo de la capa límite, de longitud  $L_e$ , el factor de fricción varía desde un valor nulo a la entrada (flujo potencial) hasta el valor de  $f$  una vez que el perfil de velocidades se encuentra plenamente desarrollado. El factor de fricción promedio está dado por:

$$f_e = \frac{1}{L_e} \int_0^{L_e} f' dx \quad (\text{A. 8})$$

donde  $f'(x)$  es el valor del factor de fricción en la zona de desarrollo de la capa límite. Es posible escribir:

$$f_e = \alpha f \quad (\text{A. 9})$$

donde,

$$\alpha = \frac{1}{f L_e} \int_0^{L_e} f' dx \quad (\text{A. 10})$$

Para determinar el valor correcto de  $\alpha$ , es necesario conocer la dependencia de  $f'$  con  $x$ . Para los efectos del análisis que aquí se hace, se considera  $\alpha=1/2$ , es decir, se supone una variación lineal de  $f'$  entre cero (flujo potencial) y  $f$  en el tramo de desarrollo de la capa límite. La discrepancia con el valor correcto será considerada dentro del análisis de error (Anexo B).

Finalmente, es posible obtener una ecuación para estimar la viscosidad del fluido en condiciones de régimen laminar y suponiendo un comportamiento reológico Newtoniano:

$$v_f = \frac{\mu_f}{\rho_f} = \frac{\pi g d^4}{128 Q \left( L - \frac{L_e}{2} \right)} \Delta h \quad (\text{A. 11})$$

donde  $\mu_f$  corresponde a la viscosidad dinámica del fluido,  $\rho_f$  es la densidad de la mezcla sólida – líquida y  $Q$  corresponde al caudal aforado ( $Q=UA$ , siendo  $A$  el área de la tubería).

### A.1.1.2 Adquisición de Datos

Con el fin de determinar la viscosidad de las mezclas, varias mediciones fueron realizadas para cada condición experimental. Una condición experimental es determinada por la concentración de bentonita, el nivel del vertedero de aguas abajo y el diámetro de la tubería utilizada. El tiempo que dura cada medición queda determinado por el tiempo necesario para el aforo volumétrico del caudal circulante por la tubería. Por ello, las distintas variables experimentales relevantes para el cálculo de la viscosidad fueron observadas tanto al inicio como al final de cada aforo, obteniéndose de esta manera un valor medio de cada variable.

Las variables obtenidas en forma experimental corresponden a los niveles del fluido en ambos estanques ( $z_1$  y  $z_2$ ), temperatura del fluido ( $T$ ), volumen aforado ( $\nabla$ )

y tiempo de aforo ( $t$ ). De esta forma es posible determinar el caudal ( $Q = \forall/t$ ), y el desnivel ( $\Delta h = z_1 - z_2$ ), datos necesarios para obtener la viscosidad a partir de la ec. (A. 11).

### A.1.1.3 Resultados

A continuación, en la Tabla A.1 se presentan los resultados y errores obtenidos para cada condición experimental. El detalle del análisis de error se presenta en el Anexo B.

**Tabla A. 1** Valores de la viscosidad cinemática y variables relevantes para cada condición experimental.  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

Exp	1							
T °C	Cb(%)	d (mm)	$\Delta h$ (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\nu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\nu_f)$	Re	Le (cm)
13,5	0	2,85	2,5	0,309	0,0130	0,0005	106,4	1,8
14,4	0	2,85	2,5	0,334	0,0120	0,0005	124,4	2,1
15,1	0	2,85	2,5	0,334	0,0120	0,0005	124,3	2,1
<b>Promedios</b>			<b>2,5</b>	<b>0,326</b>	<b>0,0123</b>	<b>0,0003</b>		

Exp	2							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\nu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\nu_f)$	Re	Le (cm)
18,0	0	2,85	2,5	0,339	0,0118	0,0005	127,7	2,2
18,8	0	2,85	2,5	0,354	0,0114	0,0005	139,1	2,4
19,3	0	2,85	2,5	0,362	0,0111	0,0005	145,8	2,5
<b>Promedios</b>			<b>2,5</b>	<b>0,351</b>	<b>0,0114</b>	<b>0,0003</b>		

Exp	3							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\nu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\nu_f)$	Re	Le (cm)
12,35	0,12	4,4	2,4	1,388	0,0161	0,0007	249,1	6,6
12,60	0,12	4,4	2,4	1,392	0,0161	0,0007	250,5	6,6
14,90	0,12	4,4	2,5	1,517	0,0153	0,0007	287,2	7,6
15,25	0,12	4,4	2,5	1,483	0,0158	0,0007	272,1	7,2
15,65	0,12	4,4	2,5	1,580	0,0149	0,0006	307,7	8,1
15,90	0,12	4,4	2,5	1,546	0,0152	0,0006	294,8	7,8
<b>Promedios</b>			<b>2,5</b>	<b>1,484</b>	<b>0,0155</b>	<b>0,0003</b>		

Exp	4							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\nu_f$ (cm <sup>2</sup> /s)	$\varepsilon(\nu_f)$	Re	Le (cm)
11,8	0,29	4,4	2,575	0,989	0,0239	0,0010	120,0	3,2
11,9	0,29	4,4	2,6	1,036	0,0230	0,0009	130,2	3,4
12,1	0,29	4,4	2,6	1,062	0,0225	0,0009	136,7	3,6
12,3	0,29	4,4	2,6	1,092	0,0219	0,0009	144,3	3,8
12,6	0,29	4,4	2,6	1,104	0,0216	0,0009	147,6	3,9
12,9	0,29	4,4	2,6	1,080	0,0221	0,0009	141,2	3,7
<b>Promedios</b>			<b>2,6</b>	<b>1,060</b>	<b>0,0225</b>	<b>0,0004</b>		

Exp	5							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
15,3	0,41	4,4	2,65	0,795	0,0304	0,0012	75,7	2,0
15,6	0,41	4,4	2,65	0,808	0,0299	0,0012	78,3	2,1
15,7	0,41	4,4	2,65	0,814	0,0297	0,0012	79,5	2,1
15,8	0,41	4,4	2,65	0,837	0,0289	0,0012	83,9	2,2
15,8	0,41	4,4	2,65	0,869	0,0278	0,0011	90,4	2,4
15,9	0,41	4,4	2,65	0,886	0,0273	0,0011	93,9	2,5
<b>Promedios</b>			<b>2,7</b>	<b>0,8</b>	<b>0,0290</b>	<b>0,0005</b>		

Exp	6							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
13,5	0,83	4,4	2,6	0,315	0,0744	0,0033	12,3	0,3
13,9	0,83	4,4	2,6	0,337	0,0697	0,0031	14,0	0,4
14,2	0,83	4,4	2,6	0,374	0,0627	0,0028	17,3	0,5
14,8	0,83	4,4	2,6	0,397	0,0592	0,0026	19,4	0,5
15,0	0,83	4,4	2,6	0,399	0,0588	0,0026	19,6	0,5
15,3	0,83	4,4	2,6	0,429	0,0548	0,0023	22,7	0,6
<b>Promedios</b>			<b>2,6</b>	<b>0,4</b>	<b>0,0633</b>	<b>0,0011</b>		

Exp	7							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
20,5	0,83	7,6	2,45	4,369	0,0467	0,0020	156,9	7,2
20,7	0,83	7,6	2,45	4,479	0,0456	0,0020	164,5	7,5
20,9	0,83	7,6	2,45	4,533	0,0451	0,0020	168,4	7,7
21,0	0,83	7,6	2,45	4,527	0,0452	0,0019	168,0	7,7
21,2	0,83	7,6	2,45	4,705	0,0436	0,0019	180,9	8,2
21,3	0,83	7,6	2,45	4,692	0,0437	0,0019	179,9	8,2
<b>Promedios</b>			<b>2,5</b>	<b>4,6</b>	<b>0,0450</b>	<b>0,0008</b>		

Exp	8							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
23,8	1,65	7,6	14,7	8,858	0,1365	0,0021	108,7	5,0
24,0	1,65	7,6	14,7	8,638	0,1399	0,0020	103,5	4,7
24,4	1,65	7,6	14,7	8,478	0,1424	0,0020	99,8	4,5
24,4	1,65	7,6	14,7	8,438	0,1430	0,0023	98,8	4,5
24,5	1,65	7,6	14,7	8,560	0,1411	0,0021	101,6	4,6
24,5	1,65	7,6	14,7	8,647	0,1397	0,0020	103,7	4,7
<b>Promedios</b>			<b>14,7</b>	<b>8,6</b>	<b>0,1404</b>	<b>0,0009</b>		

Exp	9							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
26,2	1,65	10,65	9,1	18,158	0,1620	0,0033	134,0	8,6
26,2	1,65	10,65	9,1	17,966	0,1636	0,0033	131,3	8,4
26,3	1,65	10,65	9,1	17,897	0,1642	0,0035	130,3	8,3
26,3	1,65	10,65	9,1	17,505	0,1675	0,0035	124,9	8,0
26,3	1,65	10,65	9,1	16,586	0,1761	0,0038	112,6	7,2
26,3	1,65	10,65	9,1	18,901	0,1562	0,0032	144,7	9,2
<b>Promedios</b>			<b>9,1</b>	<b>17,8</b>	<b>0,1649</b>	<b>0,0014</b>		

Exp	10							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
20,8	2,06	10,65	14,5	15,133	0,3023	0,0052	59,9	3,8
21,0	2,06	10,65	14,5	14,607	0,3127	0,0055	55,8	3,6
21,0	2,06	10,65	14,5	14,663	0,3116	0,0055	56,3	3,6
21,5	2,06	10,65	14,5	14,781	0,3092	0,0052	57,2	3,7
21,5	2,06	10,65	14,5	14,522	0,3145	0,0055	55,2	3,5
22,0	2,06	10,65	14,5	14,463	0,3158	0,0057	54,8	3,5
<b>Promedios</b>			<b>14,5</b>	<b>14,7</b>	<b>0,3110</b>	<b>0,0022</b>		

Exp	11							
T °C	Cb(%)	D (mm)	Dh (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	Re	Le (cm)
22,5	2,06	10,65	10	2,214	1,3987	0,0254	1,9	0,1
22,5	2,06	10,65	10	2,050	1,5101	0,0269	1,6	0,1
22,5	2,06	10,65	10	1,932	1,6025	0,0277	1,4	0,1
22,5	2,06	10,65	10	2,310	1,3403	0,0215	2,1	0,1
22,8	2,06	10,65	10	2,292	1,3512	0,0230	2,0	0,1
23,0	2,06	10,65	10	2,081	1,4875	0,0252	1,7	0,1
<b>Promedios</b>			<b>10,0</b>	<b>2,1</b>	<b>1,4484</b>	<b>0,0102</b>		

Nota: El error promedio registrado en la tablas anteriores se refiere al error obtenido producto de promediar el valor de la variable y realizar el análisis de error correspondiente.

Un resumen de los valores medios, juntos con los valores medios obtenidos para la viscosidad dinámica se presentan en la Tabla A.2.

**Tabla A. 2** Valores medios de la viscosidad.  $\epsilon(x)$  denota el error asociado a la variable x.

Exp	Cb (%)	ε(Cb)	ρf (gr/cm <sup>3</sup> )	Δh (cm)	vf(cm <sup>2</sup> /s)	ε(vf)	μf(gr/cm/s)	ε(μf)	Re	Le (cm)
1	0,00	0,00	1,000	2,50	0,0123	0,0003	0,0123	0,0003	118	2,0
2	0,00	0,00	1,000	2,50	0,0114	0,0003	0,0114	0,0003	138	2,4
3	0,12	0,01	1,002	2,50	0,0155	0,0003	0,0156	0,0003	277	7,3
4	0,29	0,01	1,004	2,60	0,0225	0,0004	0,0226	0,0004	137	3,6
5	0,41	0,02	1,006	2,65	0,0290	0,0005	0,0292	0,0005	84	2,2
6	0,83	0,04	1,012	2,60	0,0633	0,0011	0,0640	0,0012	18	0,5
7	0,83	0,04	1,012	2,45	0,0450	0,0008	0,0455	0,0008	170	7,7
8	1,65	0,08	1,023	14,70	0,1404	0,0009	0,1437	0,0009	103	4,7
9	1,65	0,08	1,023	9,10	0,1649	0,0014	0,1688	0,0015	130	8,3
10	2,06	0,10	1,029	14,50	0,3110	0,0022	0,3201	0,0025	57	3,6
11	2,06	0,10	1,029	10,00	1,4484	0,0102	1,4909	0,0113	2	0,1

## A.1.2 Flujos de mezclas no Newtonianas. Por aplicación del método de integración del perfil de velocidades

### A.1.2.1 Esquema de cálculo

A partir de la visualización de la deformación del elemento de fluido y la geometría de la instalación (Fig. A. 2), es posible obtener el valor de  $R$ ,  $R_f$ ,  $\tau_f$  y  $\tau_b$ , quedando aún 3 incógnitas en la ecuación para el caudal, utilizada para determinar la reología del flujo (ec. (A. 12)): el caudal,  $Q$ , el coeficiente de viscosidad,  $K$ , y el exponente característico de la reología,  $n$ .

$$Q = \pi R^3 \frac{\left(\frac{\tau_b}{K}\right)^{\frac{1}{n}}}{1 + \frac{1}{n}} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1 + \frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2 + \frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{3 + \frac{1}{n}}}{\left(2 + \frac{1}{n}\right)\left(3 + \frac{1}{n}\right)} \right] \quad (\text{A. 12})$$

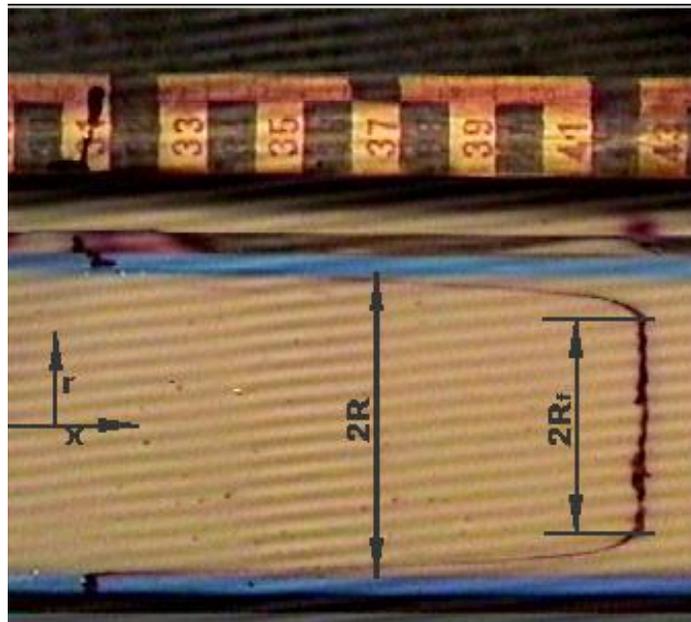
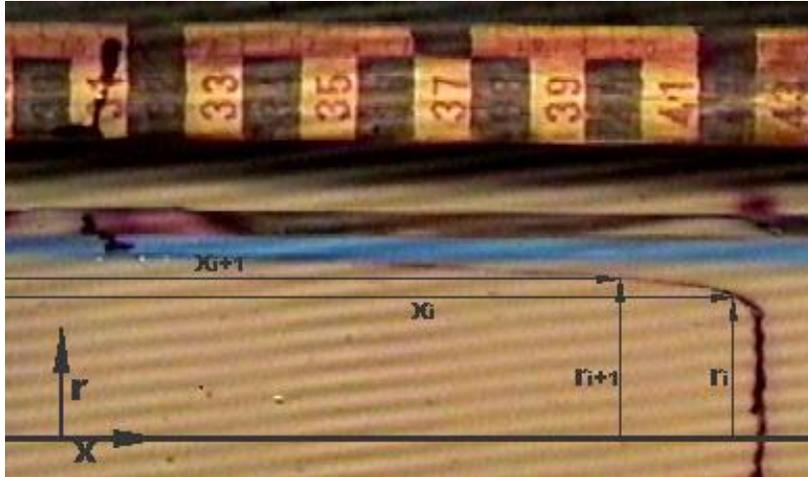


Fig. A. 2 Visualización de la deformación del elemento de fluido.

El caudal que escurre por el canal puede ser estimado mediante la integración del perfil de velocidades según la siguiente metodología (Fig. A. 3):



**Fig. A. 3** Extracción de puntos sobre la línea de colorante

Integrando el perfil de velocidades sobre el área del flujo, y suponiendo además simetría axial, el caudal puede ser expresado como:

$$Q = \int_S u \, ds = \int_0^R \int_0^\pi u r \, d\theta \, dr = \pi \int_0^R u r \, dr \quad (\text{A. 13})$$

donde  $u$  corresponde a la velocidad en cada punto de la sección transversal del flujo.

Realizando el siguiente cambio de variables:

$$\eta = r^2 \quad d\eta = 2r \, dr \quad (\text{A. 14})$$

se tiene:

$$Q = \frac{\pi}{2} \int_0^{R^2} u \, d\eta \quad (\text{A. 15})$$

$Q$  puede ser aproximado como:

$$Q \approx \frac{\pi}{2} \sum \left( \frac{(u_{i+1} + u_i)}{2} (\eta_{i+1} - \eta_i) \right) \quad (\text{A. 16})$$

donde  $u_i$  puede ser estimado como:

$$u_i \approx \frac{x_i^{t+1} - x_i^t}{\Delta t} \quad (\text{A. 17})$$

Donde  $x_i^t$  y  $x_i^{t+1}$  corresponden a un punto de la línea de colorante situado a una distancia  $r_i$  del eje del canal en dos instantes de tiempo sucesivos (Fig. A. 3).

Finalmente, es posible obtener la siguiente expresión para el cálculo del caudal:

$$Q \approx \frac{\pi}{4\Delta t} \left[ \sum (x_{i+1} + x_i)^{t+1} (r_{i+1}^2 - r_i^2) - \sum (x_{i+1} + x_i)^t (r_{i+1}^2 - r_i^2) \right] \quad (\text{A. 18})$$

donde la sumatoria se realiza sólo en la mitad del área del flujo (entre  $\theta$  y  $R$ ). De esta forma es posible obtener dos valores del caudal, uno por cada mitad de flujo observado, los que son promediados. La cantidad de puntos extraídos de las imágenes para el cálculo del caudal debe ser un número suficiente de manera de representar adecuadamente la forma de la línea de colorante.

Una vez obtenido el caudal, y para un valor de  $n$  fijo, el coeficiente de viscosidad,  $K$ , puede ser obtenido como:

$$K = \tau_b \left( \frac{\pi R^3}{Q \left(1 + \frac{1}{n}\right)} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1+\frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2+\frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{3+\frac{1}{n}}}{\left(2 + \frac{1}{n}\right)\left(3 + \frac{1}{n}\right)} \right] \right)^n \quad (\text{A. 19})$$

Los parámetros  $K$ ,  $n$  y  $\tau_f$ , son parámetros reológicos característicos del fluido. Es decir, para una concentración dada de bentonita, los valores de estos parámetros deben ser constantes e independientes de las condiciones experimentales. De esta manera, escogiendo un valor de  $n$  es posible obtener un valor de  $K$  y  $\tau_f$  promediando los valores obtenidos para una misma concentración y distintas condiciones experimentales. Con este valor promedio de  $K$  y el valor de  $n$  escogido, se recalcula el caudal utilizando la ec. (A. 19). El valor del caudal así calculado es comparado con el valor del caudal observado (estimado mediante integración del perfil de velocidades). Esta metodología se repite hasta encontrar los valores de  $n$  y  $K$  que mejor ajustan los caudales calculados con los observados.

### A.1.2.2 Adquisición de Datos

Los datos experimentales necesarios de obtener en cada experimento corresponden al seno del ángulo de inclinación del canal ( $\theta$ ), densidad del fluido

$(\rho_f)$ , ancho del elemento de fluido donde el esfuerzo de corte no supera el esfuerzo de fluencia ( $2 \times R_f$ ), y la deformación temporal del elemento de fluido.

La pendiente del canal se obtiene midiendo el desplazamiento del borde del canal respecto de su posición horizontal, en 2 reglas verticales espaciadas 336,8 cm ubicadas cerca de los extremos del canal. De esta manera se tiene:

$$\tan(\theta) = \frac{(H_2 - H_{02}) - (H_1 - H_{01})}{L} \quad (\text{A. 20})$$

donde  $H_1$  y  $H_2$  corresponden a la lectura en la regla de aguas arriba y aguas abajo respectivamente,  $H_{01}$  y  $H_{02}$ , a la medida correspondiente a la posición horizontal del canal aguas arriba y aguas abajo, y  $L$  corresponde al espaciamiento entre las reglas verticales. Dado que los ángulos de inclinación que presenta el canal en los distintos experimentos resultan pequeños, se tiene:

$$\text{sen}(\theta) \approx \tan(\theta) \quad (\text{A. 21})$$

En cuanto a la densidad del fluido, ésta se fija a priori ya que depende de la cantidad de bentonita agregada a la mezcla, es decir,  $\rho_f$  depende de la concentración de bentonita en la mezcla ( $c_b$ ), la que es conocida en cada experimento. La densidad se calcula como:

$$\rho_f = \rho_b c_b + (1 - c_b) \rho_a \quad (\text{A. 22})$$

donde  $\rho_b$  corresponde a la densidad de la bentonita ( $2,422 \text{ gr/cm}^3$ ) y  $\rho_a$  es la densidad del agua pura ( $1 \text{ gr/cm}^3$ ).

El resto de los parámetros son obtenidos mediante el análisis de imágenes de video de la deformación en el tiempo de una línea de colorante trazada sobre la superficie del flujo. La cámara es ubicada sobre el canal capturando vistas planas de la superficie libre a una frecuencia de 30 Hz. Las películas así generadas son traspasadas a cintas de películas de video en formato VHS. Una vez que las películas se encuentran en formato VHS, y con la ayuda de un reproductor de videos, algunos cuadros son capturados registrando el intervalo de tiempo entre uno y otro cuadro. Las imágenes así generadas son analizadas con el programa ImageJ, el cual permite escalar la imagen y obtener de esta forma la posición de la línea de colorante en el instante de captura de la imagen (Fig. A. 2 y Fig. A. 3).

### A.1.2.3 Resultados

En primer lugar se probó un valor del coeficiente  $n$  igual a 1, con lo que se obtuvo el valor de  $K$  y  $\tau_f$  en cada experimento para luego calcular un promedio para cada concentración (Tabla A. 3)

**Tabla A. 3** Valores del coeficiente de viscosidad  $K$  y  $\tau_f$ .  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	Sen ( $\theta$ )	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\varepsilon(Q)$	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re
1,24	0,063	0,0028	1,018	112,9	3,1	3,94	0,84	2,04	0,51	0,100	0,064	169,6
1,24	0,063	0,0028	1,018	116,5	2,3	3,94	0,84	2,02	0,51	0,099	0,062	180,7
1,24	0,063	0,0058	1,018	174,3	2,5	8,08	0,88	3,87	0,70	0,152	0,053	198,2
<b>Promedios</b>								<b>2,64</b>	<b>0,34</b>	<b>0,117</b>	<b>0,035</b>	

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	Sen ( $\theta$ )	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\varepsilon(Q)$	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re
1,65	0,084	0,0042	1,023	34,5	0,5	5,84	0,86	3,78	0,68	0,284	0,220	10,4
1,65	0,084	0,0042	1,023	34,4	0,8	5,84	0,86	3,89	0,69	0,260	0,217	10,3
1,65	0,084	0,0082	1,023	135,8	6,6	11,47	0,93	5,94	0,93	0,243	0,084	84,8
1,65	0,084	0,0082	1,023	140,6	2,5	11,47	0,93	6,14	0,93	0,220	0,079	90,5
<b>Promedios</b>								<b>4,94</b>	<b>0,41</b>	<b>0,252</b>	<b>0,082</b>	

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	Sen ( $\theta$ )	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\varepsilon(Q)$	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re
2,06	0,105	0,0128	1,029	62,0	1,2	18,03	1,06	11,62	1,40	0,497	0,220	10,9
2,06	0,105	0,0128	1,029	62,9	1,7	18,03	1,06	11,75	1,40	0,473	0,215	11,2
2,06	0,105	0,0154	1,029	189,4	2,8	21,80	1,15	13,67	1,64	0,214	0,086	85,0
2,06	0,105	0,0154	1,029	184,1	5,5	21,80	1,15	13,74	1,65	0,217	0,088	80,2
<b>Promedios</b>								<b>12,70</b>	<b>0,76</b>	<b>0,350</b>	<b>0,08</b>	

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	Sen ( $\theta$ )	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\varepsilon(Q)$	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re
2,48	0,126	0,0267	1,035	49,4	1,5	37,95	1,60	29,82	2,79	0,526	0,372	3,1
2,48	0,126	0,0267	1,035	49,5	1,1	37,95	1,60	30,50	2,80	0,446	0,348	3,1
2,48	0,126	0,0318	1,035	89,6	2,6	45,12	1,83	33,04	3,28	0,519	0,283	8,9
2,48	0,126	0,0318	1,035	89,5	2,0	45,12	1,83	33,84	3,29	0,458	0,270	8,8
<b>Promedios</b>								<b>31,80</b>	<b>1,53</b>	<b>0,487</b>	<b>0,16</b>	

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	Sen ( $\theta$ )	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$Q$ (cm <sup>3</sup> /s)	$\varepsilon(Q)$	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re
2,89	0,147	0,0514	1,041	84,8	2,2	73,37	2,77	56,34	5,29	0,687	0,430	4,8
2,89	0,147	0,0514	1,041	90,0	2,2	73,37	2,77	57,65	5,29	0,558	0,382	5,4
<b>Promedios</b>								<b>56,99</b>	<b>3,74</b>	<b>0,622</b>	<b>0,29</b>	

Nota: El error promedio registrado en la tablas anteriores se refiere al error obtenido producto de promediar el valor de la variable y realizar el análisis de error correspondiente.

Obtenidos los valores medios de  $K$  y  $\tau_f$ , se recalcula el valor del caudal utilizando dichos valores. Los resultados se presentan en la Tabla A. 4.

**Tabla A. 4** Comparación entre valores de caudales observados y calculados a partir de de los valores medios de  $K$  y  $\tau_f$  obtenidos para cada concentración.  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

		Caudales (cm <sup>3</sup> /s)			
C <sub>b</sub> (%)	$\varepsilon(C_b)$	Observado	$\varepsilon(Q_{obs})$	Calculado	$\varepsilon(Q_{calc})$
1,24	0,063	112,9	3,1	96,8	67,8
1,24	0,063	116,5	2,3	98,6	68,0
1,24	0,063	174,3	2,5	226,0	103,6

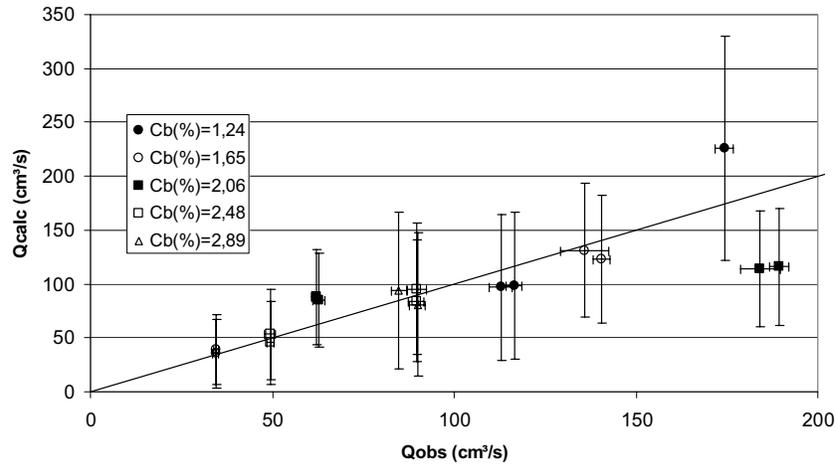
		Caudales (cm <sup>3</sup> /s)			
C <sub>b</sub> (%)	$\varepsilon(C_b)$	Observado	$\varepsilon(Q_{obs})$	Calculado	$\varepsilon(Q_{calc})$
1,65	0,084	34,5	0,5	38,9	32,7
1,65	0,105	34,4	0,8	35,5	31,9
1,65	0,126	135,8	6,6	131,0	62,0
1,65	0,147	140,6	2,5	123,0	59,8

		Caudales (cm <sup>3</sup> /s)			
C <sub>b</sub> (%)	$\varepsilon(C_b)$	Observado	$\varepsilon(Q_{obs})$	Calculado	$\varepsilon(Q_{calc})$
2,06	0,105	62,0	1,2	87,9	44,1
2,06	0,105	62,9	1,7	84,9	43,4
2,06	0,105	189,4	2,8	115,9	54,0
2,06	0,105	184,1	5,5	113,9	53,5

		Caudales (cm <sup>3</sup> /s)			
C <sub>b</sub> (%)	$\varepsilon(C_b)$	Observado	$\varepsilon(Q_{obs})$	Calculado	$\varepsilon(Q_{calc})$
2,48	0,126	49,4	1,5	53,3	41,6
2,48	0,126	49,5	1,1	45,4	38,4
2,48	0,126	89,6	2,6	95,5	60,8
2,48	0,126	89,5	2,0	84,2	56,7

		Caudales (cm <sup>3</sup> /s)			
C <sub>b</sub> (%)	$\varepsilon(C_b)$	Observado	$\varepsilon(Q_{obs})$	Calculado	$\varepsilon(Q_{calc})$
2,89	0,147	84,8	2,2	93,6	72,8
2,89	0,147	90,0	2,2	80,7	66,6

Una comparación gráfica entre los caudales observados y calculados se presenta en la Fig. A. 4.



**Fig. A. 4** Ajuste entre caudales medidos y calculados para un modelo reológico plástico de Bingham.  $Q_{calc}$ : Caudal calculado según ec.(A. 19).  $Q_{obs}$ : Caudal medido mediante integración del perfil de velocidades.

Se aprecia que en general un valor de  $n$  igual a 1 ajusta de manera aceptable los valores de los caudales observados y calculados, de manera que representa de buena forma la reología del fluido para todas las concentraciones consideradas. Es decir, un modelo reológico plástico de Bingham resulta un buen modelo para caracterizar las mezclas agua-bentonita. A continuación se presenta un resumen con los valores definitivos de las características más importantes de cada fluido.

**Tabla A. 5** Valores definitivos de los parámetros reológicos de cada fluido ( $n=1$ ).  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

$C_b$ (%)	$\varepsilon(C_b)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\varepsilon(\rho_f)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$
1,24	0,063	1,018	0,002	2,64	0,34	0,117	0,035
1,65	0,084	1,023	0,002	4,94	0,41	0,252	0,082
2,06	0,105	1,029	0,003	12,70	0,76	0,350	0,083
2,48	0,126	1,035	0,003	31,80	1,53	0,487	0,160
2,89	0,147	1,041	0,004	56,99	3,74	0,622	0,288

### A.1.3 Flujos de mezclas no Newtonianas. Por aplicación directa del modelo de ley de potencia.

#### A.1.3.1 Esquema de cálculo

Como se mencionó anteriormente, la reología de un fluido no Newtoniano puede ser expresada según el modelo de ley de potencia, el cual aplicado en la pared del canal resulta en la siguiente ecuación:

$$\tau_b = \tau_f + K \left( \frac{du}{dr} \right)_R^n \quad (\text{A. 23})$$

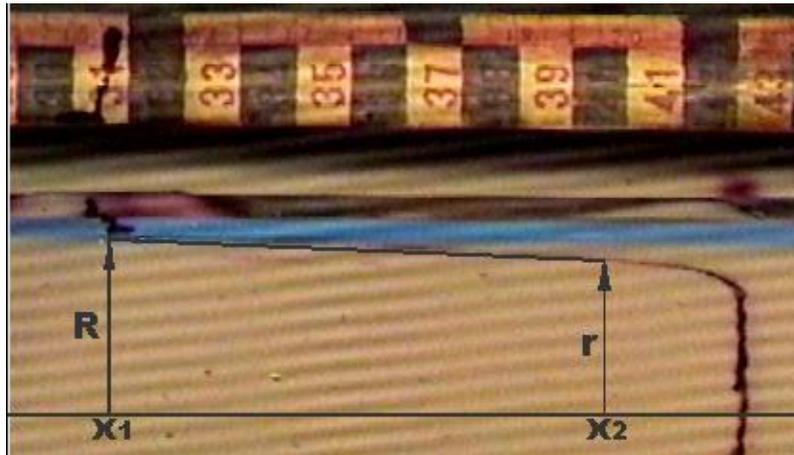
donde  $\tau_b$  se evalúa de la misma forma que en el caso anterior. El subíndice  $R$  denota que la derivada debe ser evaluada en los bordes del canal ( $r=R$ ). El valor de  $n$ , según lo visto en el caso anterior, se considera igual a 1. Es decir, se supone que el fluido tiene un comportamiento reológico plástico de Bingham.

Se tiene:

$$\frac{du}{dr} = \frac{d}{dr} \left( \frac{dx}{dt} \right) = \frac{d}{dt} \left( \frac{dx}{dr} \right) \quad (\text{A. 24})$$

donde  $t$  denota el tiempo,  $x$  el desplazamiento en el sentido del escurrimiento, y  $r$  el radio del canal semi circular (Fig. A. 5). La ecuación anterior puede ser aproximada como:

$$\frac{du}{dr} = \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{\Delta x}{\Delta r} \right) = \frac{1}{\Delta t} \left( \frac{x_2 - x_1}{R - r} \right) \quad (\text{A. 25})$$



**Fig. A. 5** Ejemplo de la obtención de datos a partir de imágenes de video.

Los valores de  $K$  y  $\tau_f$  pueden ser calculados al estimar los valores de  $\gamma = du/dr$  y  $\tau_b$  para un mismo fluido, es decir, para una misma concentración de bentonita, y distintas condiciones de escurrimiento, es decir distintas pendientes, ya que  $K$  y  $\tau_f$  son propiedades del fluido y no dependen de las condiciones de escurrimiento. La manera de calcular estos parámetros es resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}\tau_{b1} &= \tau_f + K\gamma_1 \\ \tau_{b2} &= \tau_f + K\gamma_2\end{aligned}\tag{A. 26}$$

donde los subíndices 1 y 2 denotan distintas condiciones de escurrimiento para una misma mezcla.

### A.1.3.2 Adquisición de Datos

Los datos necesarios para la aplicación del método consisten básicamente en determinar el desplazamiento de un punto de la línea de colorante cercana a la pared en dos tiempos sucesivos, y la distancia de este punto a la pared del canal. Estos datos son obtenidos mediante el análisis de imágenes de video al igual que en el caso anterior (Fig. A. 5).

### A.1.3.3 Resultados

A partir de las imágenes de video se estima el parámetro  $du/dr$  en cada experimento. Dado que por cada imagen se pueden obtener dos valores de  $du/dr$ , uno en cada orilla del canal, el valor presentado en la tabla corresponde al valor promedio entre las dos estimaciones realizadas.

**Tabla A. 6** Resultados de  $K$  y  $\tau_f$  obtenidos al suponer un comportamiento reológico plástico de Bingham.  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

Exp	Cb (%)	Sen ( $\theta$ )	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$du/dr$	$\varepsilon(du/dr)$	$K$ (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$
1	1,65	0,00416	5,84	0,61	7,1	0,4	0,254	0,046	4,044	0,695
2	1,65	0,00817	11,47	0,66	29,3	1,8				
3	2,06	0,01277	18,03	0,75	12,2	0,6	0,134	0,041	16,393	0,908
4	2,06	0,01544	21,80	0,81	40,4	2,8				
5	2,48	0,02672	37,95	1,13	11,0	0,9	0,640	0,184	30,899	2,398
6	2,48	0,03177	45,12	1,29	22,2	1,5				

## A.1.4 Corrección a los resultados obtenidos al suponer comportamiento Newtoniano de la mezcla.

### A.1.4.1 Esquema de Cálculo

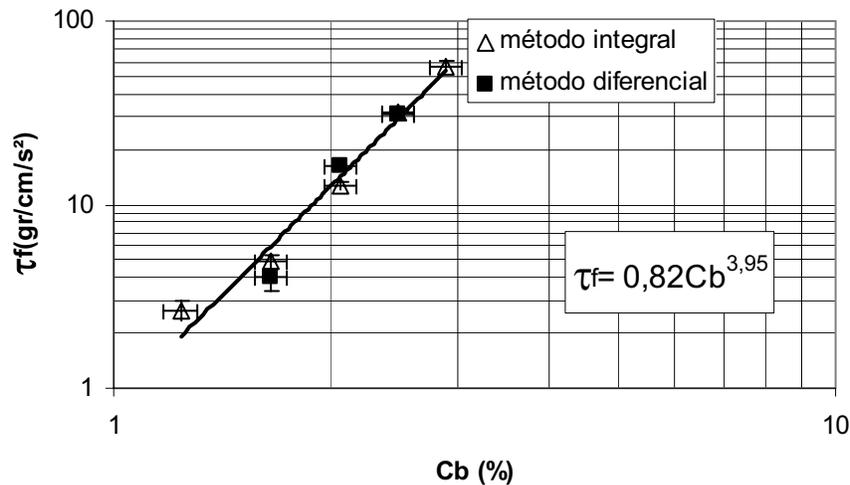
Integrando la ec. (A. 23) sobre el área del flujo (tubería), es posible obtener la siguiente expresión para el caudal circulante:

$$Q = 2\pi R^3 \frac{\left(\frac{\tau_b}{K}\right)^{\frac{1}{n}}}{1 + \frac{1}{n}} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1+\frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2+\frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{3+\frac{1}{n}}}{\left(2 + \frac{1}{n}\right)\left(3 + \frac{1}{n}\right)} \right] \quad (\text{A. 27})$$

Considerando un comportamiento reológico plástico de Bingham, y a partir de la ecuación anterior,  $K$  puede ser determinado como:

$$K = \frac{\pi R^3 \tau_b}{Q} \left[ \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^2}{2} - \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^3}{3} + \frac{\left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^4}{12} \right] \quad (\text{A. 28})$$

donde el valor de  $\tau_f$  se obtiene del ajuste realizado con los valores obtenidos en los métodos anteriores (Fig. A. 6).

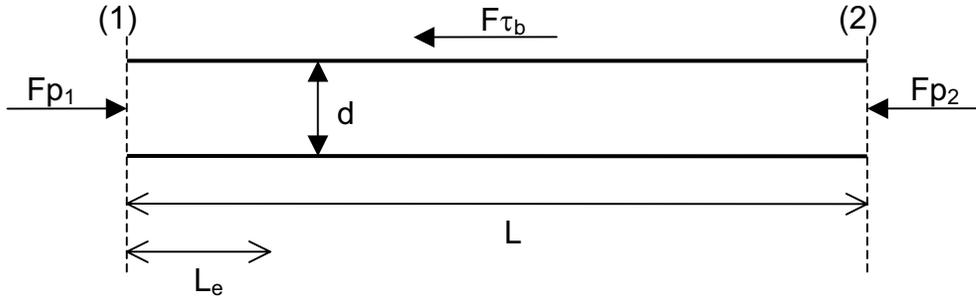


**Fig. A. 6** Ajuste exponencial de  $\tau_f$

Los resultados experimentales muestran que el valor de  $\tau_f$  se hace importante para valores de  $c_b$  mayores al 1%, por lo que para concentraciones menores se considera un valor nulo del esfuerzo de fluencia :

$$\begin{cases} c_b < 1\% & \tau_f = 0 \\ c_b > 1\% & \tau_f = 0,8174c_b^{3,9493} \end{cases} \quad (\text{A. 29})$$

El valor de  $\tau_b$  se obtiene aplicando el Teorema de cantidad de movimiento (TCM) en la tubería (Fig. A. 7).



**Fig. A. 7** Esquema de la aplicación del TCM en la tubería.

Aplicando T.C.M. entre las secciones (1) y (2) de la Fig. A. 7 se tiene:

$$Fp_1 - Fp_2 - F\tau_b = \frac{4\rho_f Q^2}{\pi d^2} (\beta_1 - \beta_2) \quad (\text{A. 30})$$

donde  $Fp_1$  y  $Fp_2$  corresponden a las fuerzas de presión en las secciones (1) y (2) respectivamente,  $F\tau_b$  es la fuerza de fricción total actuando sobre la tubería y  $\beta_1$  y  $\beta_2$  son los coeficiente de Boussinesq en las secciones (1) y (2) respectivamente ( $\beta_1=1,5$ ; flujo potencial y  $\beta_2=1$ , perfil parabólico de velocidades). Las fuerzas de presión pueden ser estimadas considerando válida la ley hidrostática de presiones dentro de los estanques. La fuerza de fricción puede ser escrita en función del esfuerzo de corte medio que actúa sobre la pared de la tubería,  $\bar{\tau}_b$ ,

$$F\tau_b = \bar{\tau}_b L \pi d \quad (\text{A. 31})$$

El esfuerzo de corte dentro de la tubería varía desde un valor nulo a la entrada de ésta (flujo potencial) hasta un valor constante al final del tramo de desarrollo de la capa límite,  $\tau_b$ . De esta forma, el esfuerzo de corte medio puede ser calculado como:

$$\bar{\tau}_b = \frac{1}{L} [(\tau_{be} L_e) + \tau_b (L - L_e)] \quad (\text{A. 32})$$

donde  $L_e$  corresponde al largo del tramo de desarrollo de la capa límite y  $\tau_{be}$  al valor promedio del esfuerzo de corte actuando en el tramo  $L_e$ .  $L_e$  puede ser estimado como (Langhaar, 1942) :

$$L_e = 0,06R_{eb}d \quad (\text{A. 33})$$

donde  $R_{eb}$  corresponde al número de Reynolds definido para reologías de fluidos plásticos de Bingham con esfuerzo de fluencia.

El valor promedio del esfuerzo de corte que actúa en el tramo de desarrollo de la capa límite está dado por:

$$\tau_{be} = \frac{1}{L_e} \int_0^{L_e} \tau'(x) dx \quad (\text{A. 34})$$

donde  $\tau'(x)$  es el valor del factor de fricción en la zona de desarrollo de la capa límite. De una forma simple,  $\tau_{be}$  puede ser escrito como:

$$\tau_{be} = \alpha \tau_b \quad (\text{A. 35})$$

siendo,

$$\alpha = \frac{1}{\tau_b L_e} \int_0^{L_e} \tau'(x) dx \quad (\text{A. 36})$$

De esta forma, el valor del esfuerzo de corte en la tubería, fuera del tramo de desarrollo de la capa, límite puede ser escrito como:

$$\tau_b = \frac{1}{\pi d L} \left( \frac{\rho_f g \pi d^2}{4} \Delta h - \frac{4 \rho_f Q^2}{\pi d^2} (\beta_1 - \beta_2) \right) - \frac{L_e}{L} [\tau_b (\alpha - 1)] \quad (\text{A. 37})$$

El valor correcto de  $\alpha$  depende de como varía  $\tau'$  a lo largo del tramo  $L_e$ . Como una aproximación, para efectos del cálculo, se considerará una variación lineal del perfil de velocidades, es decir,  $\alpha=1/2$ . El último término de la derecha de la ecuación (A. 37), resulta pequeño en comparación al valor del otro término que compone la ecuación. Por esta razón se desprecia la variación del esfuerzo de corte en la longitud de desarrollo del flujo y se incorpora como un error adicional en el análisis de errores que se presenta en el Anexo B. Finalmente, el esfuerzo de corte,  $\tau_b$ , es calculado como:

$$\tau_b = \frac{1}{\pi d L} \left( \frac{\rho_f g \pi d^2}{4} \Delta h - \frac{4 \rho_f Q^2}{\pi d^2} (\beta_1 - \beta_2) \right) \quad (\text{A. 38})$$

Así, con los valores de  $\tau_b$ ,  $\tau_f$  y  $Q$ , el que se obtiene de aforar el caudal de salida del estanque de aguas abajo, es posible calcular el valor de  $K$  para cada condición experimental.

La metodología propuesta supone un comportamiento reológico plástico de Bingham para flujos cuya concentración de bentonita supere el 1%, el resto de los flujos se comportan como fluidos Newtonianos. Es decir, los resultados antes obtenidos al utilizar el viscosímetro de Poiseuille, y bajo el supuesto de fluidos Newtonianos, siguen siendo válidos para fluidos de concentración menor que 1%. El resto de los resultados, cuya concentración de bentonita supera el 1%, deben ser corregidos con esta metodología (Exp.8 – Exp.11).

Los datos necesarios para los cálculos corresponden a los mismos utilizados en la metodología propuesta al suponer que el flujo tenía un comportamiento Newtoniano.

#### A.1.4.2 Resultados

La metodología propuesta fue aplicada a los valores medios de las variables experimentales recogidas en cada experimento con  $c_b > 1\%$ , realizado en la instalación de flujos de Poiseuille cuando se supuso un comportamiento Newtoniano de las mezclas. Cada experimento corresponde a una misma condición experimental. Los resultados se presentan en la Tabla A. 7.

**Tabla A. 7** Resultados obtenidos a partir de las experiencias de Poiseuille suponiendo un comportamiento reológico plástico de Bingham.  $\varepsilon(x)$  denota el error asociado a la variable  $x$ .

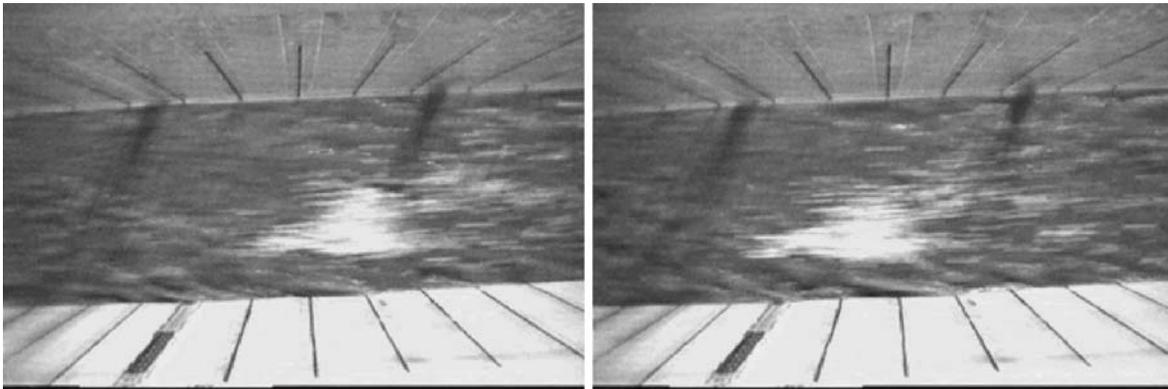
Exp	Cb (%)	$\varepsilon(Cb)$	$\rho_f$ (gr/cm <sup>3</sup> )	d(cm)	$\Delta h$ (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	$\tau_b$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_b)$	$\tau_f$ (gr/cm/s <sup>2</sup> )	$\varepsilon(\tau_f)$	K (gr/cm/s)	$\varepsilon(K)$	Re	Le (cm)
1	0,00	0,00	1,000	0,285	2,50	0,326	1,7	0,1	0,0	0,0	0,012	0,0003	118	2,0
2	0,00	0,00	1,000	0,285	2,50	0,351	1,7	0,1	0,0	0,0	0,011	0,0003	137	2,3
3	0,12	0,01	1,002	0,440	2,50	1,484	2,6	0,2	0,0	0,0	0,016	0,0003	276	7,3
4	0,29	0,01	1,004	0,440	2,60	1,060	2,8	0,2	0,0	0,0	0,023	0,0004	136	3,6
5	0,41	0,02	1,006	0,440	2,65	0,835	2,9	0,2	0,0	0,0	0,029	0,0005	83	2,2
6	0,83	0,04	1,012	0,440	2,60	0,375	2,8	0,2	0,0	0,0	0,064	0,0012	17	0,5
7	0,83	0,04	1,012	0,760	2,45	4,551	4,5	0,3	0,0	0,0	0,045	0,0008	170	7,7
8	1,65	0,08	1,023	0,760	14,70	8,603	27,7	1,2	5,9	1,8	0,099	0,0128	106	4,9
9	1,65	0,08	1,023	1,065	9,10	17,836	23,8	1,1	5,9	1,8	0,106	0,0165	138	8,8
10	2,06	0,10	1,029	1,065	14,50	14,695	38,6	1,7	14,2	4,3	0,160	0,0446	58	3,7
11	2,06	0,10	1,029	1,065	10,00	2,146	26,9	1,2	14,2	4,3	0,477	0,2713	2	0,1

## A.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS FLUJOS DETRÍTICOS ENSAYADOS

### A.2.1 Determinación de la velocidad media superficial (u).

La velocidad superficial de cada uno de los flujos fue estimada a partir del análisis de imágenes de video obtenidas por la cámara 2 (Capítulo 2). Las imágenes

permiten ver la posición que toman trazadores ubicados en la superficie libre del flujo en cuadros sucesivos (Fig. A. 8). La cámara utilizada tiene una velocidad de captura de 30 cuadros por segundo (30 Hz).

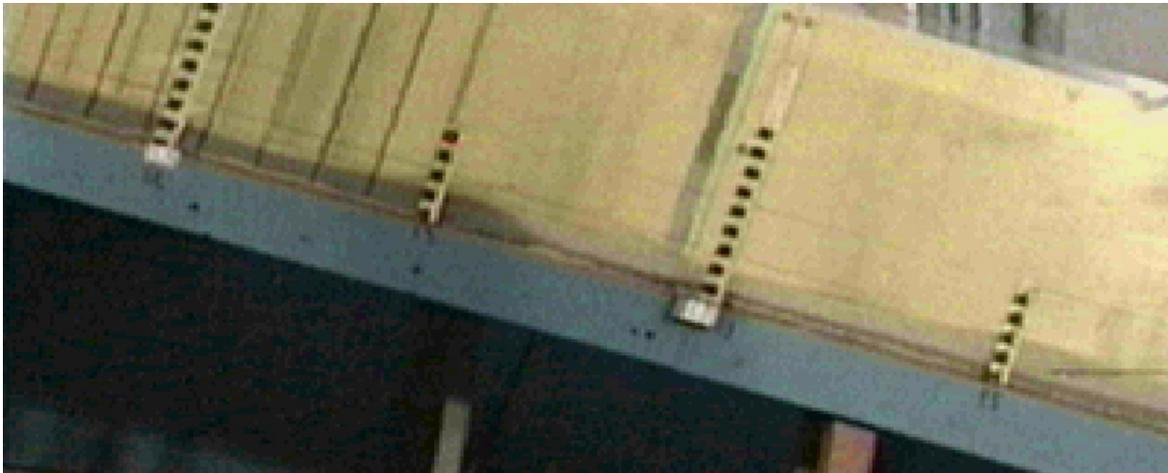


**Fig. A. 8** Vista plana de trazadores en la superficie libre del flujo en tiempos sucesivos.  $\Delta t=1/30$  s. Separación entre líneas verticales: 5 cm.

Para el análisis de las imágenes de video, se utilizó el programa computacional ImageJ, el que permite escalar las imágenes y así medir el desplazamiento de los trazadores entre cuadros sucesivos. ImageJ consiste en un programa utilizado para el análisis y procesamiento de imágenes, el cual puede ser obtenido gratuitamente a través de internet (<http://rsb.info.nih.gov/ij/>). La velocidad superficial del flujo fue medida en cada instante como el promedio de 2 ó 3 velocidades estimadas entre 3 ó 4 cuadros sucesivos. Lo anterior se repite una serie de veces a lo largo de cada experimento, obteniendo de esta forma una serie temporal de velocidades superficiales instantáneas. La serie de velocidades, finalmente es promediada para obtener un valor medio único representativo de cada experimento. Los resultados en términos de velocidades instantáneas obtenidas se presentan en forma gráfica en el Anexo C. Se estima un error de un 20% en el cálculo de cada una de estas velocidades.

### **A.2.2 Determinación de la altura media del flujo (h)**

De manera similar al caso de la velocidad, la altura media de los flujos detríticos experimentados se obtuvo mediante el análisis de imágenes de video obtenidas por la cámara 3A (Fig. A. 9). Las imágenes de video son analizadas con ayuda del programa computacional ImageJ.



**Fig. A. 9** Vista lateral del flujo. Distancia entre reglas: 25 cm.

Las alturas de cada flujo detrítico fueron estimadas a lo largo de cada experimento con una frecuencia de 1 ó 1/2 Hz, dependiendo de la duración del experimento. De esta manera se obtienen valores instantáneos de altura del flujo a lo largo del tiempo. Este valor es estimado como un promedio de las alturas registradas en un tramo de canal, del orden de 1 m, en un mismo instante (mismo cuadro). Además se registra la altura máxima del flujo en ese instante. De esta manera, es posible obtener una serie temporal de valores medios instantáneos y valores máximos de alturas en el flujo. A partir de las series temporales de valores instantáneos medios, se calcula un valor medio de la altura representativo de todo el experimento ( $h$ ). Los resultados de las series temporales de alturas medias instantáneas y alturas máximas, se presentan en forma gráfica en el Anexo C. Se estima que el error asociado al medir una altura puntual del flujo en la imagen de video es de 7 mm.

### **A.2.3 Valores de los parámetros y adimensionales relevante en la caracterización de los flujos detríticos.**

La caracterización de los flujos detríticos se realizó mediante el análisis de una serie de números adimensionales y parámetros relevantes en su comportamiento. Los valores de cada uno de los adimensionales y parámetros utilizados en el análisis se presentan en la Tabla A. 8.

**Tabla A. 8** Adimensionales y parámetros relevantes en la caracterización de los flujos detriticos ensayados.

Exp	k (cm)	So (%)	a (cm)	Cv (%)	Cb (%)	u (m/s)	h (cm)	p( gr/cm <sup>3</sup> )	η (gr/cm <sup>2</sup> /s)	Fr	Re	Nmas	Nf	Arena			Gravilla			Ponderado			k+	z'
														Ba	Sa	η <sub>a</sub>	Ba	Sa	η <sub>a</sub>	Ba	Sa	η <sub>a</sub>		
A01	4,00	15	2	25	0,179	2,16	2,63	1,003	0,019	4,3	30101	0,86	510,2	44,7	0,01	15722	3,45	1612	0,35	19,7	1040,1	416,1	0,081	
A02	4,00	15	2	25	0,179	2,06	2,58	1,003	0,019	4,1	28202	0,86	514,3	43,5	0,01	15302	3,33	1569	0,34	19,5	1030,3	412,1	0,081	
A03	4,00	15	2	35	0,288	2,08	2,33	1,004	0,022	4,4	22063	1,39	572,5	54,9	0,01	19286	4,65	1978	0,48	18,5	838,6	335,4	0,046	
A04	4,00	15	2	35	0,288	2,00	3,21	1,004	0,022	3,6	29249	1,39	1134,8	38,2	0,00	13427	1,63	1377	0,17	21,7	985,1	394,0	0,039	
A05	0,48	32	1	25	1,758	3,30	0,99	1,025	0,153	7,4	1531	0,85	7,2	15,7	0,21	5526	74,91	567	7,68	17,6	115,4	5,5	0,014	
A06	0,48	32	2	25	1,758	3,18	1,73	1,025	0,147	7,7	3838	0,85	16,1	12,9	0,08	4526	26,56	464	2,72	23,3	158,8	7,6	0,011	
A07	0,48	32	1	25	1,758	2,37	1,12	1,025	0,150	7,2	1810	0,85	9,0	14,5	0,16	5102	54,87	523	5,63	18,7	124,5	6,0	0,013	
A09	0,48	32	2	30	2,249	2,93	1,45	1,032	0,281	7,8	1555	1,08	7,9	8,4	0,11	2963	38,51	304	3,95	21,3	75,8	3,6	0,005	
A10	0,48	32	1	30	2,249	2,25	1,09	1,032	0,283	6,9	893	1,08	5,8	8,6	0,15	3016	53,65	309	5,50	18,5	65,3	3,1	0,005	
A11	0,48	32	2	30	2,249	3,30	1,33	1,032	0,294	9,1	1548	1,08	5,9	9,9	0,18	3484	63,02	357	6,46	20,5	69,7	3,3	0,005	
A12	4,00	32	1	30	2,249	2,21	1,60	1,032	0,250	5,6	1459	1,08	12,8	6,5	0,05	2269	16,14	233	1,66	22,4	89,6	35,8	0,005	
A13	0,48	32	1	35	1,705	1,81	1,32	1,024	0,129	5,0	1895	1,37	28,6	14,3	0,06	5042	19,40	517	1,99	20,3	157,7	7,6	0,008	
A14	0,48	32	2	35	2,809	1,95	1,69	1,040	0,485	4,8	706	1,35	9,1	3,2	0,03	1128	10,84	116	1,11	23,0	47,4	2,3	0,002	
A15	0,48	32	2	35	2,809	3,12	1,49	1,040	0,611	8,2	788	1,35	4,4	4,6	0,12	1630	40,82	167	4,19	21,6	35,3	1,7	0,001	
A16	0,48	32	1	35	2,809	2,07	1,52	1,040	0,529	5,4	621	1,35	6,9	3,5	0,05	1226	16,87	126	1,73	21,8	41,3	2,0	0,002	
A17	4,00	32	1	35	2,809	1,97	1,74	1,040	0,481	4,8	740	1,35	9,5	3,2	0,03	1120	10,21	115	1,05	23,3	48,5	19,4	0,002	
A18	4,00	32	1	35	2,809	1,95	2,08	1,040	0,421	4,3	1003	1,35	13,8	3,0	0,02	1057	5,82	108	0,60	25,5	60,7	24,3	0,002	
B01	4,00	15	1	25	0,000	1,80	2,00	1,000	0,010	4,1	36076	0,87	672,0	92,6	0,02	32538	5,42	3337	0,56	17,2	1715,8	686,3	0,132	
B02	4,00	15	1	25	0,179	1,75	2,64	1,003	0,019	3,5	23610	0,86	588,4	37,5	0,01	13185	2,51	1352	0,26	19,3	1022,9	409,1	0,082	
B03	4,00	15	1	25	1,758	1,78	1,77	1,025	0,124	4,3	2605	0,85	29,9	8,4	0,02	2940	7,85	302	0,81	16,1	129,9	52,0	0,019	
B06	4,00	15	2	30	0,230	2,04	2,30	1,003	0,020	4,3	23178	1,11	493,1	51,4	0,01	18081	4,63	1854	0,47	18,4	905,2	362,1	0,064	
B07	4,00	15	2	30	0,230	2,31	2,01	1,003	0,020	5,2	22978	1,11	335,2	66,3	0,02	23317	8,77	2391	0,90	17,2	847,6	339,0	0,069	
B08	4,00	15	1	35	0,000	1,31	3,66	1,000	0,015	2,2	32684	1,40	3370,9	33,0	0,00	11612	0,48	1191	0,05	23,2	1576,9	630,8	0,049	
B09	4,00	15	1	35	0,288	1,44	3,75	1,004	0,022	2,4	24650	1,39	2150,2	23,6	0,00	8283	0,53	849	0,05	23,5	1065,0	426,0	0,036	
B10	4,00	15	1	35	2,809	1,62	1,61	1,040	0,445	4,1	607	1,35	9,9	3,1	0,02	1075	8,70	110	0,89	15,4	34,5	13,8	0,003	
B11	4,00	32	1	25	0,000	1,96	1,51	1,000	0,010	5,1	29549	0,87	351,7	133,3	0,04	46872	14,93	4807	1,53	21,8	2176,2	870,5	0,104	
B13	4,00	32	1	25	0,179	2,25	2,08	1,003	0,019	5,0	24884	0,86	307,3	58,8	0,02	20688	7,54	2122	0,77	25,6	1352,5	541,0	0,062	
B14	4,00	32	1	25	0,179	2,35	1,61	1,003	0,019	5,9	20029	0,86	174,8	79,7	0,05	28037	17,97	2875	1,84	22,4	1187,4	474,9	0,071	
B15	4,00	32	1	25	0,357	2,22	1,67	1,005	0,024	5,5	15338	0,86	154,7	56,6	0,04	19839	14,40	2040	1,48	22,9	941,7	376,7	0,058	
B16	4,00	32	1	25	1,758	1,91	1,63	1,025	0,131	4,8	2431	0,85	23,7	9,2	0,03	3235	11,52	332	1,18	22,6	172,3	68,9	0,013	
B17	4,00	32	1	25	1,758	2,32	1,36	1,025	0,145	6,3	2240	0,85	13,7	12,1	0,08	4256	28,93	436	2,97	20,7	143,1	57,2	0,013	
B18	4,00	32	1	35	0,288	2,14	1,78	1,004	0,022	5,1	17336	1,39	324,1	74,0	0,03	26004	11,06	2667	1,13	23,6	1070,2	428,1	0,036	
B19	4,00	32	1	35	0,288	2,01	1,64	1,004	0,022	5,0	15034	1,39	296,4	74,9	0,03	26320	12,25	2699	1,26	22,7	1029,6	411,8	0,038	
B20	4,00	32	1	35	0,575	2,07	1,72	1,008	0,033	5,0	10922	1,39	211,0	49,2	0,03	17289	11,30	1773	1,16	23,3	704,9	282,0	0,026	
B21	4,00	32	1	35	2,809	1,85	1,69	1,040	0,471	4,5	687	1,35	9,6	3,1	0,03	1105	9,81	113	1,01	23,0	48,8	19,5	0,002	

Arena Valores de Ba y Sa calculados a partir del diámetro medio de la arena ( $d_a=0,48$  mm)

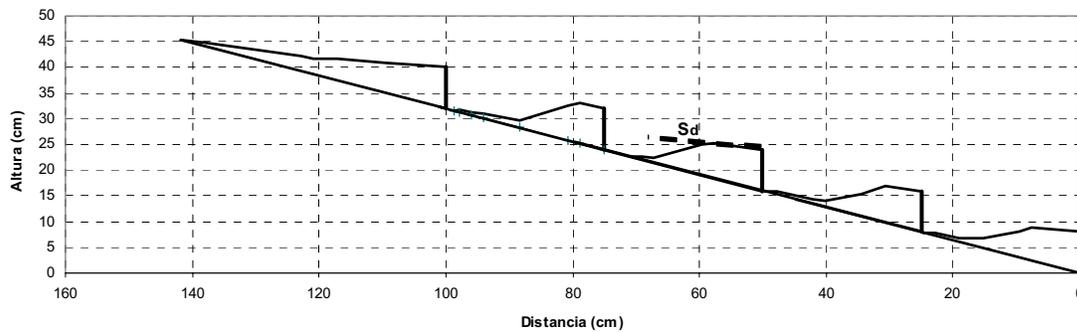
Gravilla Valores de Ba y Sa calculados a partir del diámetro medio de la gravilla ( $d_g=9$ mm)

Ponderado Valores de Ba y Sa ponderados según porcentajes de arena y grava presentes en la mezcla.

## A.3 INTERACCIÓN ENTRE FLUJOS DETRÍTICOS Y BARRERAS TRANSVERSALES EN EL CAUCE

### A.3.1 Interacción del Flujo con Barreras Impermeables

Tanto el volumen final de retención como la pendiente de los depósitos fueron estimados a partir de un levantamiento de la topografía del lecho realizado al finalizar cada experimento. Con el levantamiento es posible obtener un perfil longitudinal de los depósitos en cada barrera (Fig. A. 10), lo que permite calcular el área longitudinal ( $A_L$ ) cubierta por los depósitos tras la barrera y la pendiente de éstos inmediatamente aguas arriba de ellas ( $S_d$ ).



**Fig. A. 10** Perfil longitudinal de los depósitos generados tras 5 barreras impermeables.

El volumen retenido en cada barrera se obtiene como:

$$\nabla_R = A_L B \quad (\text{A. 39})$$

donde  $B$  corresponde al ancho del canal.

Como se mencionó en la Capítulo 4, los resultados se presentan en función de un volumen nominal ( $\nabla_n$ ) definido como el volumen comprendido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que une la cresta de la barrera y el lecho. De esta manera se obtiene el porcentaje de retención en cada barrera como:

$$\nabla_{R\%} = \frac{\nabla_R}{\nabla_n} \times 100 \quad (\text{A. 40})$$

La pendiente de los depósitos se estima a partir de la cota que alcanzan los depósitos en dos puntos aguas arriba de la pared representativos de ésta (Fig. A. 10).

Tanto los resultados de la retención, en términos del porcentaje retenido, como las pendientes registradas en los depósitos se presentan en la Tabla A. 9.

**Tabla A. 9** Porcentaje retenido y pendiente de los depósitos originados en cada barrera. Barreras numeradas desde aguas arriba.

Exp	Condiciones experimentales					% retenido $\bar{Y}_R\%$							Pendiente de los depósitos ( $S_d$ )						
	i (%)	a (cm)	Cv (%)	Cr (%)	$\nabla_n$ (cm <sup>3</sup> )	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
B01	15	1	25	0	42,7	432,1	170,3	154,0					0,13	0,08	0,10				
B02	15	1	25	0,5	42,7	447,4	140,2	162,6					0,13	0,03	0,09				
B03	15	1	25	5	42,7	112,5	78,1	85,4					0,05	0,00	-0,02				
B04	15	1	30	0,5	42,7	188,5	200,8	189,6					0,12	0,18	0,27				
B05	15	1	30	0,5	42,7	412,9	169,6						0,12	0,11					
B06	15	2	25	0,5	42,7	40,8	102,6						-0,06	0,02					
B07	15	2	30	0,5	42,7	90,3	106,8						0,16	0,10					
B08	15	1	35	0	42,7	550,1	199,9	128,2					0,14	0,15	0,03				
B09	15	1	35	0,5	42,7	575,7	199,9	190,8					0,14	0,15	0,14				
B10	15	1	35	5	42,7	99,9	65,2	48,6					0,00	0,01	-0,25				
B11	32	1	25	0	20,0	87,1	33,2						-0,06	-0,64					
B12	32	1	25	0	20,0	73,1	14,8						-0,08	-0,59					
B13	32	1	25	0,5	20,0	40,0	15,0	25,6	36,4	44,0	30,0	36,0	-0,48	-0,51	-0,93	-0,56	-0,41	-0,75	-0,57
B14	32	1	25	0,5	20,0	94,2	117,6	103,5					0,06	0,10	0,08				
B15	32	1	25	1	20,0	114,0	71,3	81,4	73,4	71,8			0,11	0,18	0,15	0,06	0,11		
B16	32	1	25	5	20,0	79,7	25,5						0,03	-0,46					
B17	32	1	25	5	20,0	111,2	68,9	43,7					0,08	-0,17	0,16				
B18	32	1	35	0,5	20,0	185,1	42,8	47,0	44,6	47,5	37,2	45,2	0,15	-0,43	-0,36	-0,25	-0,28	-0,54	-0,30
B19	32	1	35	0,5	20,0	147,3	145,3	137,1					0,10	0,13	0,09				
B20	32	1	35	1	20,0	152,3	84,1	96,7	85,9	94,5			0,10	0,27	0,16	0,15	0,123		
B21	32	1	35	5	20,0	128,1	82,9	113,5					0,06	-0,01	0,24				
B22	15	1	25	0,5	42,7	245,1	163,7						0,09	0,11					
B23	15	1	35	0,5	42,7	443,4	191,6						0,12	0,17					
B24	15	1	35	0,5	42,7	438,8	179,4						0,14	0,14					
B25	15	1	25	0,5	42,7	320,7	174,4	162,9	171,9				0,10	0,10	0,12	0,09			
B26	15	1	35	1	42,7		188,7	193,4						0,15	0,15				

\*: Barreras espaciadas  $2L=H/S_0$

+: Experiencias donde no fue posible determinar u o h. Sin embargo existe información respecto a la deposición

En cuanto a la granulometría de los depósitos, ésta se obtuvo mediante un muestreo del material retenido luego de finalizado el experimento. Los resultados en términos de sus diámetros característicos ( $d_{90}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{16}$ ) se presentan en la Tabla A. 10.

**Tabla A. 10** Granulometría del material depositado en las barreras.

Exp	Cond. Experimentales				Barera 1			Barrera2			Barrera 3			Barrera 4			Barrea 5		
	i (%)	a (cm)	Cv (%)	Cf (%)	d <sub>16</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>	d <sub>16</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>	d <sub>16</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>	d <sub>16</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>	d <sub>16</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>90</sub>
B01	15	1	35	0,0	0,3	0,5	6,9	0,3	0,5	6,5									
B02	15	1	35	0,5	0,3	0,5	7,4	0,4	0,5	8,0	0,3	0,5	5,6						
B03	15	1	35	5,0	0,4	5,2	10,1	0,4	5,4	10,2	0,3	0,5	5,2						
B04	15	1	35	0,5	0,4	2,4	10,2	0,4	2,4	10,6	0,2	0,4	0,6						
B05	15	1	35	0,5	0,4	0,5	9,0	0,3	0,7	9,7									
B06	15	2	35	0,5	0,3	0,4	1,2	0,3	0,5	4,6									
B07	15	2	35	0,5	0,3	0,4	2,2	0,3	0,5	3,9									
B08	15	1	35	0,0	0,3	0,5	8,6	0,3	0,5	9,4	0,3	0,5	7,1						
B09	15	1	35	0,5	0,4	0,5	7,4	0,3	0,5	8,2	0,3	0,5	6,0						
B10	15	1	35	5,0	0,4	6,0	10,2	0,5	6,3	10,6	0,4	5,3	9,9						
* B14	32	1	35	0,5	0,4	0,6	9,5	0,3	0,5	7,8	0,3	0,5	7,5						
B15	32	1	35	1,0				0,3	0,5	8,6	0,3	0,5	7,9	0,3	0,5	7,6	0,3	0,4	6,0
* B17	32	1	35	5,0	0,6	6,5	10,5	0,4	5,6	9,6	0,4	5,1	10,1						
* B19	32	1	35	0,5	0,3	0,5	5,8	0,3	0,5	7,4	0,3	0,5	6,0						
B20	32	1	35	1,0	0,3	0,4	5,9	0,3	0,5	9,6	0,3	0,5	8,5	0,3	0,5	7,2	0,3	0,4	7,1
* B21	32	1	35	5,0	0,5	6,8	10,9	0,5	6,7	10,7	0,4	6,4	10,6						
+ B22	15	1	35	0,5	0,2	0,4	4,6	0,2	0,4	4,4									
+ B23	15	1	35	0,5	0,3	0,5	9,4	0,3	0,5	3,2	0,3	0,4	0,8						
+ B24	15	1	35	0,5	0,3	0,4	1,1	0,3	0,4	1,0									
+ B25	15	1	35	0,5	0,3	0,5	9,5	0,3	0,5	8,7	0,3	0,4	0,8	0,2	0,4	0,6			
+ B26	15	1	35	1,0	0,3	0,5	7,8	0,4	0,5	9,7	0,3	0,5	8,6						

\*: Barreras espaciadas  $2L=H/S_0$

+: Experiencias donde no fue posible determinar u o h. Sin embargo existe información respecto a la depositación

### A.3.2 Interacción del flujo con barreras permeables.

El volumen máximo de retención en las barreras se obtuvo de un levantamiento realizado a partir de imágenes de video (Cámara 1). Con el levantamiento se obtiene el perfil longitudinal de los depósitos tras cada barrera con lo que se calcula el área longitudinal cubierta por los depósitos ( $A_L$ ). El volumen de retención puede ser obtenido de la misma forma que para el caso de barreras impermeables (ec. (A. 39)).

Al igual que en el caso de barreras impermeables, los resultados se expresan en función de un volumen de retención nominal ( $\nabla_n$ ) expresado como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que va desde la barrera hasta la intersección entre el lecho y el pie de la barrera de aguas arriba. De esta forma, los valores del porcentaje de retención pueden ser estimados a partir de la ec. (A. 40). Los resultados de retención obtenidos se presentan en la Tabla A. 11.

**Tabla A. 11** Porcentaje retenido en cada barrera. Barreras numeradas desde aguas arriba.

Exp	i (%)	a (cm)	C <sub>v</sub> (%)	C <sub>r</sub> (%)	u (m/s)	% retenido $\Psi_R\%$		
						1	2	3
C01	15	1	25	0,5	1,65	289	215	190
C02	15	1	35	0,5	1,78	353	303	285
C03	15	1	35	0,5	1,90	348	290	265
C04	15	1	35	0,5	1,58	329	282	289
C05	15	1	35	0,5	1,55	398	294	260
C06	15	1	35	0,5	1,60	176	233	258
C07	15	1	35	1,0	1,70	414	251	250

La granulometría de los depósitos, ésta se obtuvo mediante un muestreo del material retenido luego de finalizado el experimento. Los resultados en términos de sus diámetros característicos ( $d_{90}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{16}$ ) se presentan en la Tabla A. 12.

**Tabla A. 12** Granulometría del material depositado en las barreras.

Exp	i (%)	a (cm)	C <sub>v</sub> (%)	C <sub>r</sub> (%)	Barera 1			Barrera2			Barrera 3		
					d16	d50	d90	d16	d50	d90	d16	d50	d90
C02	15	1	35	0,5	0,3	0,4	1,0	0,4	0,5	1,0	0,3	0,5	1,1
C03	15	1	35	0,5	0,3	0,4	0,7	0,4	0,5	7,6	0,3	0,5	6,6
C04	15	1	35	0,5	0,3	0,5	1,1	0,4	0,5	4,6	0,3	0,5	4,0
C05	15	1	35	0,5	0,3	0,4	0,7	0,3	0,5	6,5	0,3	0,4	4,9
C06	15	1	35	0,5				0,3	0,4	0,5	0,3	0,5	1,1
C07	15	1	35	1,0	0,3	0,5	7,3	0,4	0,6	8,7	0,4	0,5	7,6

## ANEXO B. FUENTES Y PROPAGACIÓN DE ERRORES

### B.1 ANTECEDENTES GENERALES

Sea  $F$  una función dependiente de un determinado número de variables  $x_i$ , donde cada una de la cuales posee errores aleatorios conocidos. El error aleatorio de  $F$ ,  $\varepsilon_F$ , puede ser expresado como:

$$\varepsilon_F = \sqrt{\sum \left( \frac{\partial F}{\partial x_i} \varepsilon_{x_i} \right)^2} \quad (\text{B. 1})$$

donde  $\varepsilon_{x_i}$  corresponde a los errores aleatorios de la variable  $x_i$ .

### B.2 ERROR ASOCIADO AL CÁLCULO DE LA CONCENTRACIÓN Y DENSIDAD DEL FLUIDO.

#### B.2.1 Fuentes de Error

El error asociado al cálculo de la concentración de bentonita y densidad de la mezcla resultante, se debe principalmente al error cometido cada vez que se pesa bentonita ( $W_o$ ) en la balanza y al error en la medición del volumen de agua en donde se disuelve la bentonita ( $V_o$ ). Además se debe agregar el error asociado al valor de la densidad de la bentonita ( $\rho_b$ ). El error asociado a cada uno de los parámetros considerados se presentan en la Tabla B. 1.

**Tabla B. 1** Errores aleatorios asociados al cálculo de la densidad y concentración de la mezcla agua-bentonita.

Parámetro	Unidad	Error ( $\pm\varepsilon_i$ )
Masa bentonita ( $W_o$ )	gr	1
Volumen de agua	cm <sup>3</sup>	500
densidad bentonita ( $\rho_b$ )	%	5

#### B.2.2 Propagación del Error

La concentración de bentonita puede ser calculada como:

$$c_b = \frac{W}{V_m} \quad (\text{B. 2})$$

siendo  $W$  la masa total de una cantidad determinada de bentonita y  $V_m$  el volumen de la mezcla. Dados los grandes volúmenes de agua en donde se realizaron las mezclas agua-bentonita (50 y 190 lts), el volumen de la mezcla no presenta una variación significativa respecto del volumen del agua pura ( $V_o$ ). De esta manera y sin cometer un error significativo, la ec. B.2 puede ser aproximada a:

$$c_b = \frac{W}{V_o} \quad (\text{B. 3})$$

donde  $W$  corresponde al peso total de bentonita agregado a la mezcla. Dada las limitaciones de la balanza utilizada, y la metodología escogida al realizar los experimentos, el peso total era incorporado a la mezcla en pequeñas porciones las cuales eran pesadas de una a la vez, es decir:

$$W = nW_o \quad (\text{B. 4})$$

siendo  $n$  el número de veces que se incorporó bentonita al agua, y  $W_o$  el peso asociado a esa cantidad. De esta forma el error en el peso del total de bentonita agregado a la mezcla se obtiene como:

$$\varepsilon_W = \varepsilon_{W_o} \sqrt{n} \quad (\text{B. 5})$$

y el error asociado a la concentración:

$$\varepsilon_{Cb} = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_W}{V_o}\right)^2 + \left(\frac{W}{V_o^2} \varepsilon_{V_o}\right)^2} \quad (\text{B. 6})$$

Finalmente, el error cometido al calcular la densidad de la mezcla ( $\rho_f$ ) puede ser estimado como:

$$\varepsilon_{\rho_f} = \sqrt{(c_b \varepsilon_{\rho_b})^2 + ((\rho_b - \rho_a) \varepsilon_{Cb})^2} \quad (\text{B. 7})$$

## B.3 ERROR ASOCIADO AL CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD PARA MEZCLAS NEWTONIANAS

### B.3.1 Fuentes de Error

El cálculo de la viscosidad cinemática a partir de la metodología propuesta posee fuentes de errores aleatorios asociados a la obtención de los parámetros experimentales relevantes para el cálculo. Dentro de estos se encuentra el volumen aforado ( $V$ ), el tiempo de aforo ( $t$ ), niveles de fluido en los estanques ( $z$ ), largo de la tubería ( $L$ ) y el diámetro de la misma ( $d$ ). En caso de calcular la

viscosidad dinámica, se agrega como variable la densidad de la mezcla, cuyo error ya fue discutido. El error asociado a cada uno de estos parámetros se presentan en la Tabla B. 2.

**Tabla B. 2** Errores aleatorios asociados al cálculo de la Viscosidad en mezclas Newtonianas.

Parámetro	Unidad	Error ( $\pm \varepsilon_i$ )
Volumen aforado ( $\triangleright$ )	cm <sup>3</sup>	5
Tiempo aforo ( $t$ )	seg	0,5
Niveles de estanque ( $z$ )	mm	1
Largo tubería ( $L$ )	mm	5
Diámetro tubería ( $d$ )	mm	0,05

### B.3.2 Propagación del Error

Siguiendo la metodología presentada en el Anexo A, es posible escribir la viscosidad cinemática del fluido como:

$$v_f = \frac{\pi g}{128} \frac{d^4 \Delta h}{Q(L - L_e + x)} \quad (\text{B. 8})$$

siendo,

$$x = f_e L_e \frac{R_e}{64} \quad (\text{B. 9})$$

$$L_e = 0,06 R_e d \quad (\text{B. 10})$$

y

$$R_e = \frac{4Q}{\pi d v_f} \quad (\text{B. 11})$$

Al derivar la ecuación (B. 8) por cada una de las variables involucradas resulta:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v_f}{\partial d} &= \frac{4}{d} v_f & \frac{\partial v_f}{\partial \Delta h} &= \frac{1}{\Delta h} v_f & \frac{\partial v_f}{\partial Q} &= -\frac{1}{Q} v_f & \frac{\partial v_f}{\partial L} &= -\frac{1}{(L - L_e + x)} v_f \\ \frac{\partial v_f}{\partial L_e} &= \frac{1}{(L - L_e + x)} v_f & \frac{\partial v_f}{\partial x} &= -\frac{1}{(L - L_e + x)} v_f \end{aligned} \quad (\text{B. 12})$$

de esta manera el error asociado a la viscosidad cinemática,  $v_f$ , puede ser calculado como:

$$\varepsilon_v = \sqrt{\left(\frac{4}{d} v_f \varepsilon_d\right)^2 + \left(\frac{1}{\Delta h} v_f \varepsilon_{\Delta h}\right)^2 + \left(\frac{-1}{Q} v_f \varepsilon_Q\right)^2 + \left(\frac{-1}{y} v_f \varepsilon_L\right)^2 + \left(\frac{-1}{y} v_f \varepsilon_x\right)^2 + \left(\frac{1}{y} v_f \varepsilon_{Le}\right)^2} \quad (\text{B. 13})$$

donde

$$\varepsilon_x = \frac{1}{64} \sqrt{(L_e R_e \varepsilon_{f_e})^2 + (f_e R_e \varepsilon_{Le})^2 + (f_e L_e \varepsilon_{Re})^2} \quad (\text{B. 14})$$

$$\varepsilon_{Re} = \frac{4}{\pi} \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_Q}{dv_f}\right)^2 + \left(\frac{-Q}{d^2 v_f} \varepsilon_d\right)^2 + \left(\frac{-Q}{dv_f^2} \varepsilon_v\right)^2} \quad (\text{B. 15})$$

$$\varepsilon_{Le} = 0,06 \sqrt{(d \varepsilon_{Re})^2 + (R_e \varepsilon_d)^2} \quad (\text{B. 16})$$

El valor asociado al error de  $f_e$  se estima en un 10% de su valor.

El caudal es calculado a partir del volumen aforado y el tiempo de aforo, es decir:

$$Q = \frac{\nabla}{t} \quad (\text{B. 17})$$

de esta manera el error asociado al caudal queda determinado por la ecuación:

$$\varepsilon_Q = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{\nabla}}{t}\right)^2 + \left(\frac{\nabla}{t^2} \varepsilon_t\right)^2} \quad (\text{B. 18})$$

Con la ecuaciones planteadas y en forma numérica, es posible determinar el error asociado a la viscosidad cinemática del fluido. En cuanto a la viscosidad cinemática, ésta se puede determinar como:

$$\mu_f = v_f \rho_f \quad (\text{B. 19})$$

y el error asociado a la misma,

$$\varepsilon_{\mu_f} = \sqrt{(\rho_f \varepsilon_v)^2 + (v_f \varepsilon_{\rho_f})^2} \quad (\text{B. 20})$$

## B.4 ERROR ASOCIADO AL CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD PARA MEZCLAS NO NEWTONIANAS, MÉDIANTE INTEGRACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES.

### B.4.1 Fuentes de Error

Los errores relevantes en el cálculo de la viscosidad según este método provienen de mediciones necesarias para determinar la geometría de la instalación (pendiente y radio) y de la extracción de datos de las imágenes de video.

En relación a la geometría de la instalación, las fuentes principales de error corresponden al radio del canal ( $R$ ), lectura en las reglas que determinan la posición horizontal del canal ( $H_o$ ), lectura de las reglas que miden el desplazamiento del canal respecto a la posición horizontal ( $H$ ), y el espaciamiento entre ambas reglas ( $L$ ).

A partir de las imágenes de video es posible obtener la posición de la línea de colorante en un instante de tiempo determinado, registrando su deformación. La posición y forma de la línea se obtiene extrayendo una serie de puntos con coordenadas conocidas ( $x_i, r_i$ ). Además de las coordenadas de la línea, la imagen de video permite estimar un valor para el radio del elemento de fluido que no tiene deformación ( $R_f$ ).

El error asociado a cada uno de los parámetros descritos se presentan en la Tabla B. 3.

**Tabla B. 3** Errores aleatorios asociados al cálculo de la Viscosidad en flujos no Newtonianos, mediante integración del perfil de velocidades.

Parámetro	Unidad	Error ( $\pm \epsilon_i$ )
Radio canal ( $R$ )	mm	1
Posc. horizontal ( $H_o$ )	mm	1
Desplazamiento canal ( $H$ )	mm	1
espaciamiento reglas ( $L$ )	mm	5
Pto. en dirección del escurrimiento ( $x_i$ )	mm	2
Pto. en dirección transversal al esc. ( $r_i$ )	mm	1
Radio elemento sin deformación ( $R_f$ )	mm	2

### B.4.2 Propagación del Error.

Se tiene que el factor de viscosidad  $K$  depende de 4 variables, cada una de ellas con un error asociado, el cual debe ser determinado. Las variables involucradas en el cálculo de  $K$  son  $\tau_b$ ,  $\tau_f$ ,  $Q$  y  $R$ .

Los errores asociados al cálculo de los esfuerzos de corte  $\tau_b$ ,  $\tau_f$  pueden ser estimados como:

$$\varepsilon_{\tau_b} = \frac{g}{2} \sqrt{(R \operatorname{sen} \theta \varepsilon_{\rho_f})^2 + (\rho_f \operatorname{sen} \theta \varepsilon_R)^2 + (\rho_f R \varepsilon_{\operatorname{sen} \theta})^2} \quad (\text{B. 21})$$

$$\varepsilon_{\tau_f} = \frac{g}{2} \sqrt{(R_f \operatorname{sen} \theta \varepsilon_{\rho_f})^2 + (\rho_f \operatorname{sen} \theta \varepsilon_{R_f})^2 + (\rho_f R_f \varepsilon_{\operatorname{sen} \theta})^2} \quad (\text{B. 22})$$

donde el error asociado al  $\operatorname{sen}(\theta)$  se obtiene de:

$$\varepsilon_{\operatorname{sen} \theta} = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{\Delta h}}{L}\right)^2 + \left(\frac{\Delta h}{L^2} \varepsilon_L\right)^2} \quad (\text{B. 23})$$

siendo  $\Delta h$ :

$$\Delta h = (H_2 - H_{02}) - (H_1 - H_{01}) \quad (\text{B. 24})$$

y el error asociado a dicha cantidad:

$$\varepsilon_{\Delta h} = \sqrt{(2\varepsilon_H)^2 + (2\varepsilon_{H_0})^2} \quad (\text{B. 25})$$

En cuanto al error asociado al caudal, se tiene:

$$Q \approx \frac{\pi}{4\Delta t} \sqrt{V^{t+1} - V^t} \quad (\text{B. 26})$$

donde:

$$V^j = \sum p^j \quad (\text{B. 27})$$

siendo:

$$p^j = (x_{i+1} + x_i)^{j+1} (r_{i+1}^2 - r_i^2) \quad (\text{B. 28})$$

El error asociado a  $p^j$  puede ser escrito como:

$$\varepsilon_{p^j} = \sqrt{\left[ (r_{i+1}^2 - r_i^2) \sqrt{2} \varepsilon_{x_i} \right]^2 + \left[ (x_{i+1} + x_i)^j 2 \varepsilon_{r_i} \sqrt{r_{i+1}^2 + r_i^2} \right]^2} \quad (\text{B. 29})$$

Como el valor de  $V^j$  se obtiene a partir de la sumatoria de varios  $p^j$ , el error asociado a su estimación viene dado por:

$$\varepsilon_{V^j} = \sqrt{\frac{\sum \varepsilon_{p^j}^2}{n-1}} \quad (\text{B. 30})$$

donde  $n$  denota el número de parámetros  $\varepsilon_{p^j}$  que integran la sumatoria. De esta manera, y como es de esperar, queda explícito que un mayor número de puntos considerados para representar la forma de la línea de colorante introduce un menor error en el valor final del caudal.

De esta forma, se está en condiciones de obtener el valor del error del caudal  $\varepsilon_Q$ , como:

$$\varepsilon_Q = \frac{\pi}{4\Delta t} \sqrt{\varepsilon_{V^{t+1}}^2 + \varepsilon_{V^t}^2} \quad (\text{B. 31})$$

Ya conocidos los errores asociados a las variables involucradas en el cálculo de  $K$ , es posible determinar el error de esta variable. Con el objeto de simplificar el análisis se determina el valor de  $K$  como:

$$K = \tau_b \left( \frac{\pi R^3 A}{Q \left( 1 + \frac{1}{n} \right)} \right)^n \quad (\text{B. 32})$$

siendo A:

$$A = \frac{\left( 1 - \frac{\tau_f}{\tau_b} \right)^{1+\frac{1}{n}}}{2} - \frac{\left( 1 - \frac{\tau_f}{\tau_b} \right)^{2+\frac{1}{n}}}{2 + \frac{1}{n}} + \frac{\left( 1 - \frac{\tau_f}{\tau_b} \right)^{3+\frac{1}{n}}}{\left( 2 + \frac{1}{n} \right) \left( 3 + \frac{1}{n} \right)} \quad (\text{B. 33})$$

El error de  $A$  puede ser estimado como

$$\varepsilon_A = \sqrt{\left( \frac{\partial A}{\partial \tau_b} \varepsilon_{g_b} \right)^2 + \left( \frac{\partial A}{\partial \tau_f} \varepsilon_{g_f} \right)^2} \quad (\text{B. 34})$$

donde:

$$\frac{\partial A}{\partial \tau_f} = -\frac{1}{2} \frac{\left(1 + \frac{1}{n}\right) \left(1 + \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1/n}}{\tau_b} + \frac{\left(1 + \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{1+1/n} \left(1 + \frac{\tau_f}{\tau_b}\right)^{2+1/n}}{\tau_b \left(2 + \frac{1}{n}\right)} \quad (\text{B. 35})$$

y

$$\frac{\partial A}{\partial \tau_b} = -\frac{\partial A}{\partial \tau_f} \frac{\tau_f}{\tau_b} \quad (\text{B. 36})$$

Derivando parcialmente la ec. (B. 32), se obtiene:

$$\frac{\partial K}{\partial \tau_b} = \left[ \frac{\pi R^3 A}{Q \left(1 + \frac{1}{n}\right)} \right]^n; \quad \frac{\partial K}{\partial R} = \frac{3n\tau_b}{R} \frac{\partial K}{\partial \tau_b}; \quad \frac{\partial K}{\partial Q} = \frac{-n\tau_b}{Q} \frac{\partial K}{\partial \tau_b}; \quad \frac{\partial K}{\partial A} = \frac{n\tau_b}{A} \frac{\partial K}{\partial \tau_b} \quad (\text{B. 37})$$

Con estos resultados es posible obtener, finalmente, el valor del error del factor de viscosidad  $K$ , para cada condición experimental.

$$\varepsilon_K = \sqrt{\left(\frac{\partial K}{\partial \tau_b} \varepsilon_{\tau_b}\right)^2 + \left(\frac{3n\tau_b}{R} \frac{\partial K}{\partial \tau_b} \varepsilon_R\right)^2 + \left(\frac{-n\tau_b}{Q} \frac{\partial K}{\partial \tau_b} \varepsilon_Q\right)^2 + \left(\frac{n\tau_b}{A} \frac{\partial K}{\partial \tau_b} \varepsilon_A\right)^2} \quad (\text{B. 38})$$

## B.5 ERROR ASOCIADO AL CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD PARA MEZCLAS NO NEWTONIANAS POR APLICACION DIRECTA DEL MODELO DE LEY DE POTENCIA.

### B.5.1 Fuentes de Error

Los errores relevantes para el cálculo del factor de viscosidad según este método, provienen de los datos extraídos de las imágenes de video. Los datos obtenidos de las imágenes corresponden a la posición  $(x_i, r_i)$  de un punto de la línea de colorante cercano a la pared en dos instantes de tiempo consecutivos. El valor de los errores de cada una de las variables se estiman en:  $\varepsilon_x = \pm 0,2$  mm y  $\varepsilon_r = \pm 0,4$  mm.

### B.5.2 Propagación del Error.

Se tiene que el error en el desplazamiento  $\Delta x = x_1 - x_2$  se expresa como:

$$\varepsilon_{\Delta x} = \varepsilon_x \sqrt{2} \quad (\text{B. 39})$$

de la misma forma el error de  $\Delta r=R-r$  se calcula como:

$$\varepsilon_{\Delta r} = \varepsilon_r \sqrt{2} \quad (\text{B. 40})$$

El error de  $\gamma = \dot{\omega} r$  se expresa como:

$$\varepsilon_{\gamma} = \frac{1}{\Delta t} \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{\Delta x}}{\Delta r}\right)^2 + \left(\frac{\Delta x}{\Delta r^2} \varepsilon_{\Delta r}\right)^2} \quad (\text{B. 41})$$

obteniendo de esta forma el error para el factor de viscosidad  $K$ :

$$\varepsilon_K = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_{\tau_{b1}}}{\gamma_1 - \gamma_2}\right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_{\tau_{b2}}}{\gamma_1 - \gamma_2}\right)^2 + \left(-\frac{\tau_{b1} - \tau_{b2}}{(\gamma_1 - \gamma_2)^2} \varepsilon_{\gamma_1}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{b1} - \tau_{b2}}{(\gamma_1 - \gamma_2)^2} \varepsilon_{\gamma_2}\right)^2} \quad (\text{B. 42})$$

y el error para el esfuerzo de fluencia  $\tau_f$ :

$$\varepsilon_{\tau_f} = \sqrt{\varepsilon_{\tau_{b1}}^2 + (-\gamma_1 \varepsilon_K)^2 + (-K \varepsilon_{\gamma_1})^2} \quad (\text{B. 43})$$

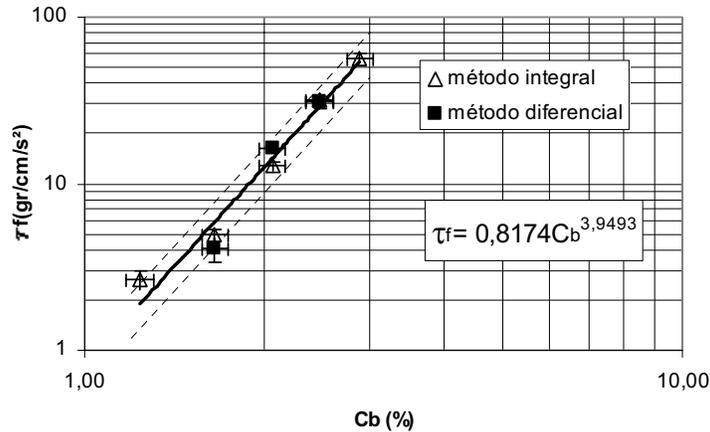
donde tanto el valor como los errores asociados al esfuerzo de corte basal se obtienen de la misma forma que en el método anterior.

## **B.6 ERROR ASOCIADO A LA CORRECCIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS AL SUPONER UN COMPORTAMIENTO NEWTONIANO DE LA MEZCA.**

### **B.6.1 Fuentes de Error**

Las variables experimentales utilizadas para esta metodología corresponden a las mismas variables utilizadas en el método propuesto al suponer un comportamiento Newtoniano del flujo. Los errores aleatorios asociados a dichas variables ya fueron discutidos.

Las únicas variables nuevas introducidas en esta metodología corresponden a  $\tau_b$  y  $\tau_f$ , siendo esta última determinada a partir del ajuste realizado con los métodos anteriores propuestos para flujos de características reológicas no Newtonianas. A partir del ajuste, se estima un error asociado a esta variable de  $\pm 30\%$  (Fig. B.1). El valor de  $\tau_b$  es determinado a partir de las variables experimentales medidas, por lo que es posible determinar su error aleatorio.



**Fig.B 1** Ajuste exponencial del esfuerzo de fluencia  $\tau_f$  y bandas de error (líneas segmentadas). Método Integral: por integración del perfil de velocidades, método diferencial: por aplicación directa de la ecuación para reologías tipo ley de potencia.

Además del error aleatorio asociado al cálculo de  $\tau_b$ , y como se expuso en el Anexo A, se debe incorporar el error asociado al tramo de desarrollo de la capa límite. De este modo el error asociado a esta variable puede ser estimado como:

$$\varepsilon_{\tau_b} = \varepsilon'_{\tau_b} + \varepsilon_{CL} \quad (\text{B. 44})$$

siendo  $\varepsilon'_{\tau_b}$  el error aleatorio asociado al cálculo de  $\tau_b$  y  $\varepsilon_{CL}$  el error asociado al tramo de desarrollo de la capa límite:

$$\varepsilon_{CL} = \frac{L_e}{L} [\tau_b (\alpha - 1)] \quad (\text{B. 45})$$

Se estima el valor de  $\varepsilon_{CL}$  en un 3% del valor de  $\tau_b$ .

### B.6.2 Propagación del Error.

Siguiendo la metodología planteada en el anexo A, es posible calcular el valor de  $\tau_b$  como:

$$\tau_b = \tau_{b1} - \tau_{b2} \quad (\text{B. 46})$$

Siendo

$$\tau_{b1} = \frac{g}{4} \frac{\rho_f d}{L} \Delta h \quad (\text{B. 47})$$

y

$$\tau_{b2} = \frac{4(\beta_1 - \beta_2) \rho_f Q^2}{\pi^2 d^3 L} \quad (\text{B. 48})$$

A partir de las ecuaciones que determinan el valor de  $\tau_b$ , y derivando en forma parcial las ecuaciones por cada una de sus variables, se obtiene:

$$\varepsilon_{\tau_{b1}} = \sqrt{\left(\frac{\tau_{b1}}{\rho_f} \varepsilon_{\rho_f}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{b1}}{d} \varepsilon_d\right)^2 + \left(\frac{\tau_{b1}}{\Delta h} \varepsilon_{\Delta h}\right)^2 + \left(-\frac{\tau_{b1}}{L} \varepsilon_L\right)^2} \quad (\text{B. 49})$$

y

$$\varepsilon_{\tau_{b2}} = \sqrt{\left(\frac{\tau_{b2}}{\rho_f} \varepsilon_{\rho_f}\right)^2 + \left(-3\frac{\tau_{b2}}{d} \varepsilon_d\right)^2 + \left(2\frac{\tau_{b2}}{Q} \varepsilon_Q\right)^2 + \left(-\frac{\tau_{b2}}{L} \varepsilon_L\right)^2} \quad (\text{B. 50})$$

donde se obtiene:

$$\varepsilon'_{\tau_b} = \sqrt{\varepsilon_{\tau_{b1}}^2 + \varepsilon_{\tau_{b2}}^2} \quad (\text{B. 51})$$

con lo que finalmente se encuentra el valor del error asociado a  $\tau_b$ :

$$\varepsilon_{\tau_b} = \varepsilon'_{\tau_b} + 0,03\tau_b \quad (\text{B. 52})$$

$K$  puede ser escrito como:

$$K = \frac{\pi R^3 A \tau_b}{Q} \quad (\text{B. 53})$$

siendo A:

$$A = \left(\frac{\chi^2}{2} - \frac{\chi^3}{3} + \frac{\chi^4}{12}\right) \quad (\text{B. 54})$$

con  $\chi$ :

$$\chi = \left(1 - \frac{\tau_f}{\tau_b}\right) \quad (\text{B. 55})$$

El error de A puede ser escrito como:

$$\varepsilon_A = \left( \chi - \chi^2 + \frac{\chi^3}{3} \right) \varepsilon_\chi \quad (\text{B. 56})$$

con  $\varepsilon_\chi$  igual a:

$$\varepsilon_\chi = \sqrt{\left( -\frac{\varepsilon_{\tau_f}}{\tau_b} \right)^2 + \left( \frac{\tau_f}{\tau_b^2} \varepsilon_{\tau_b} \right)^2} \quad (\text{B. 57})$$

Conocidos todos los errores asociados a las variables involucradas en el cálculo de  $K$  y aplicando el método de propagación de errores, es posible calcular el valor del error asociado al factor de viscosidad como:

$$\varepsilon_K = \sqrt{\left( \frac{3}{R} K \varepsilon_R \right)^2 + \left( \frac{1}{\tau_b} K \varepsilon_{\tau_b} \right)^2 + \left( \frac{1}{A} K \varepsilon_A \right)^2 + \left( -\frac{1}{Q} K \varepsilon_Q \right)^2} \quad (\text{B. 58})$$

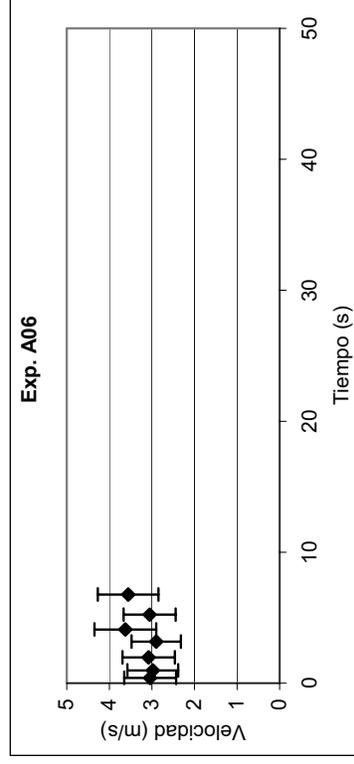
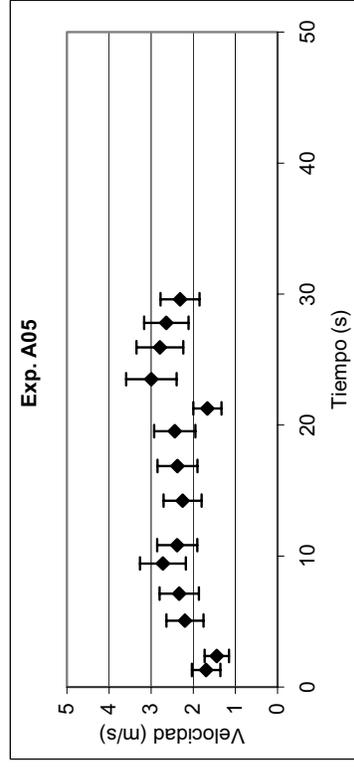
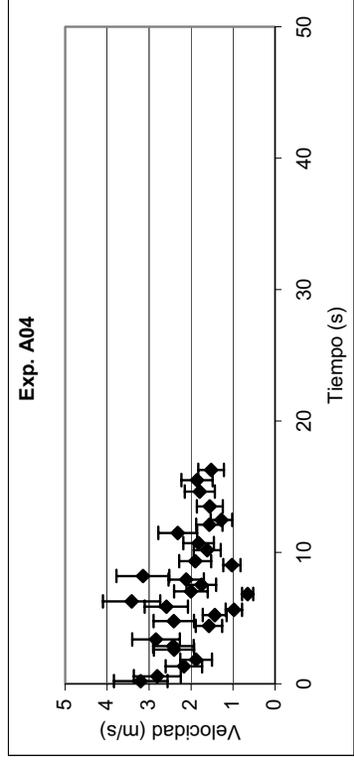
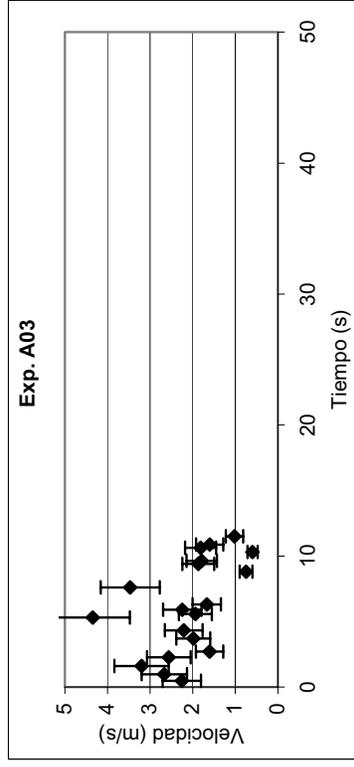
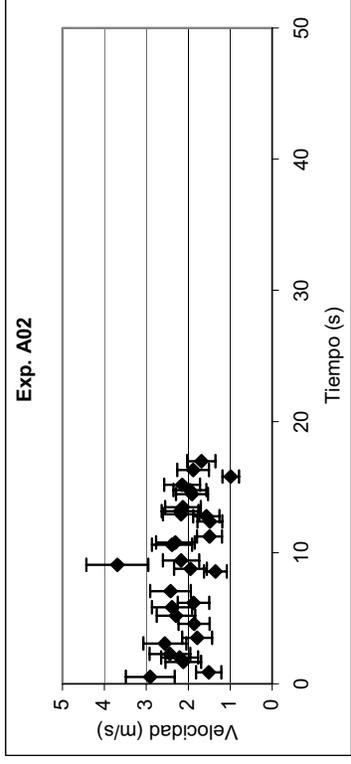
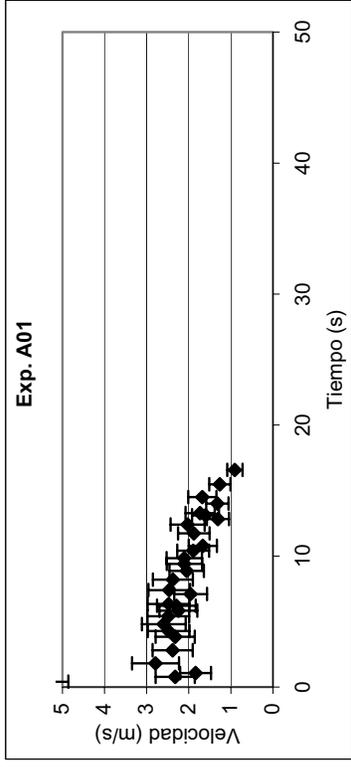
# **ANEXO C**

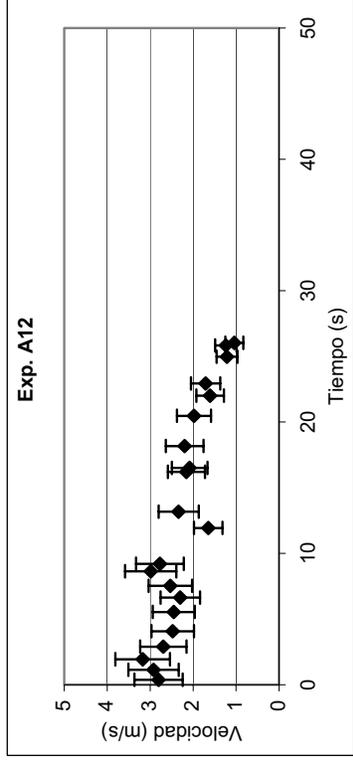
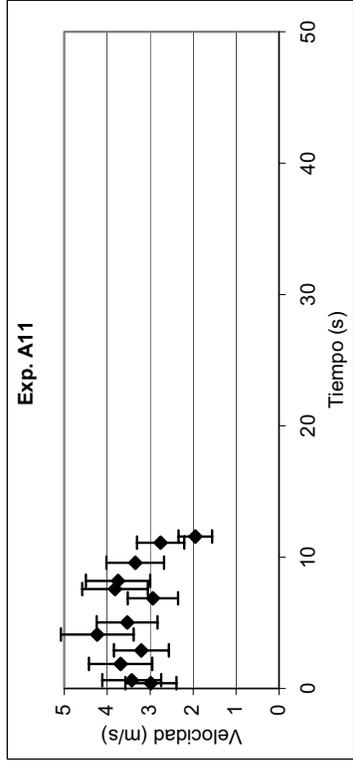
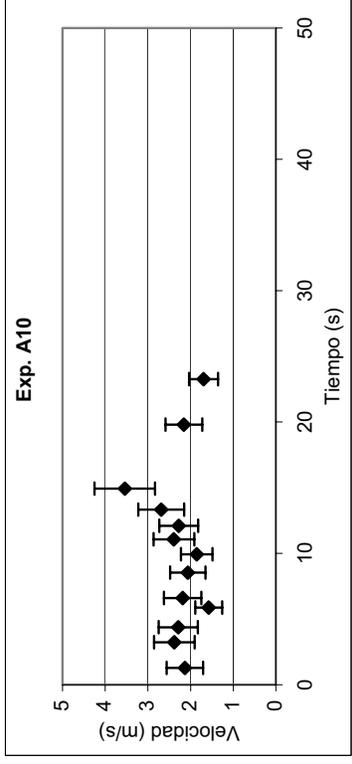
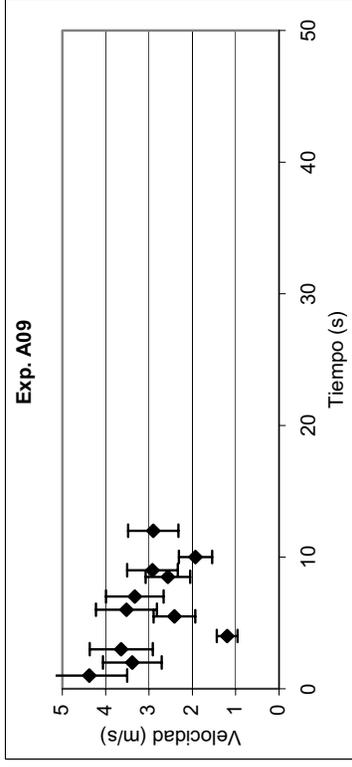
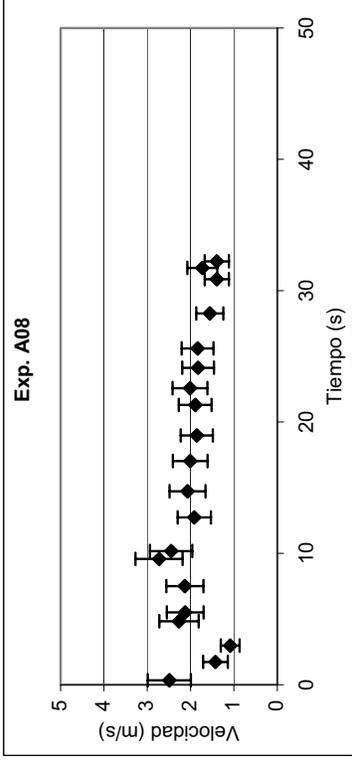
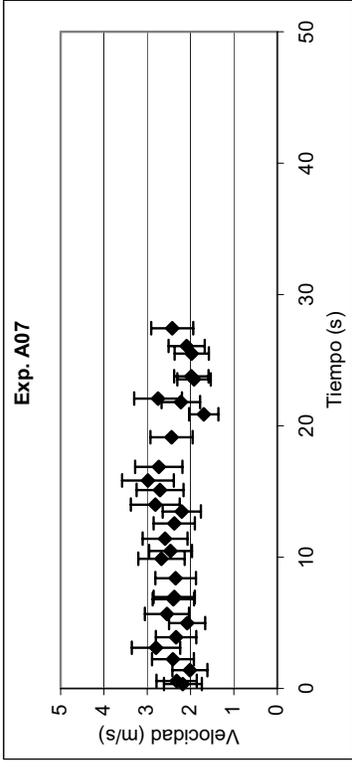
## **SERIES TEMPORALES DE ALTURAS Y VELOCIDADES**

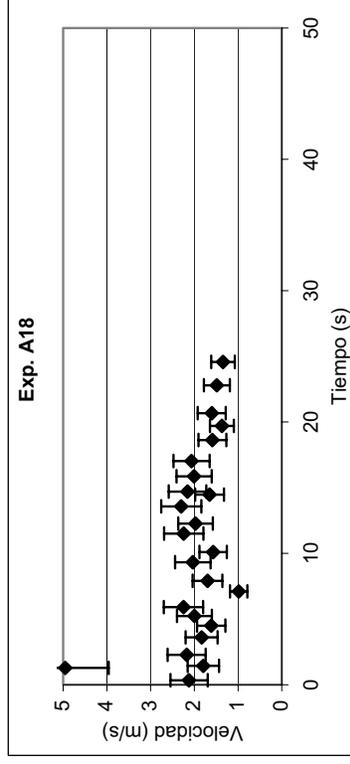
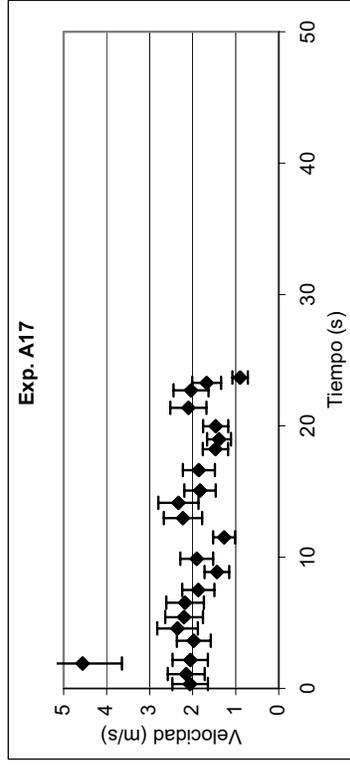
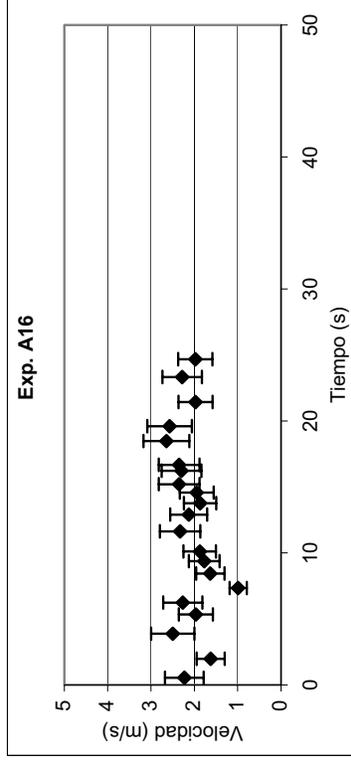
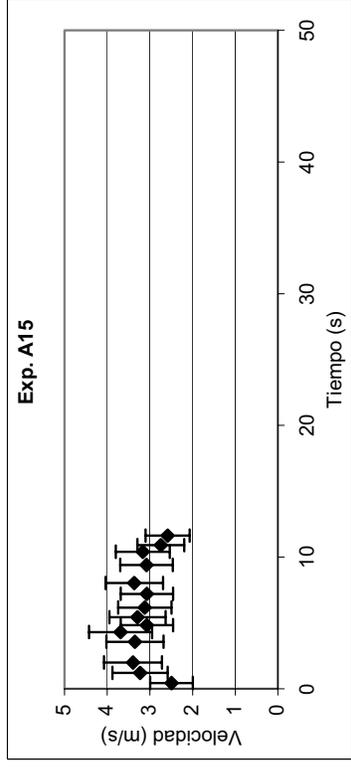
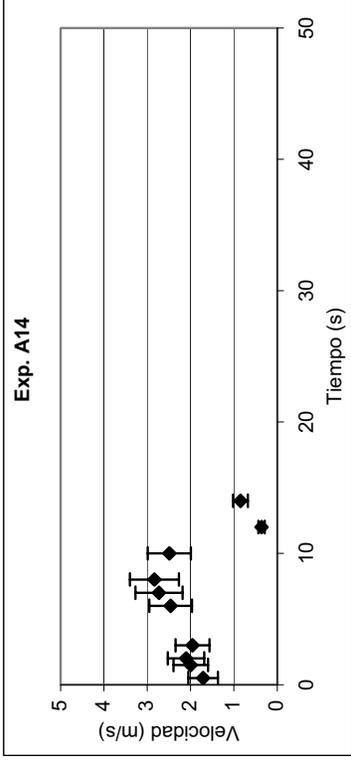
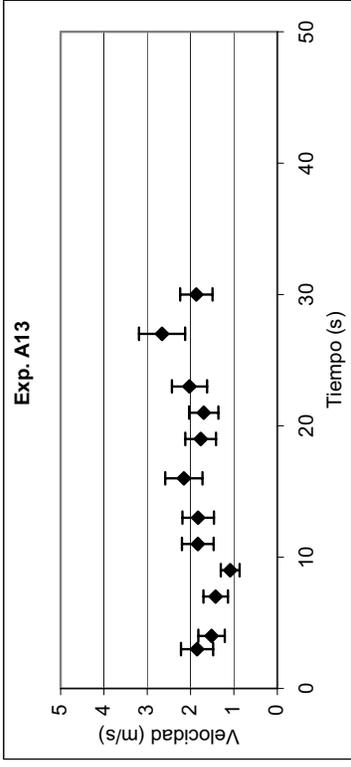


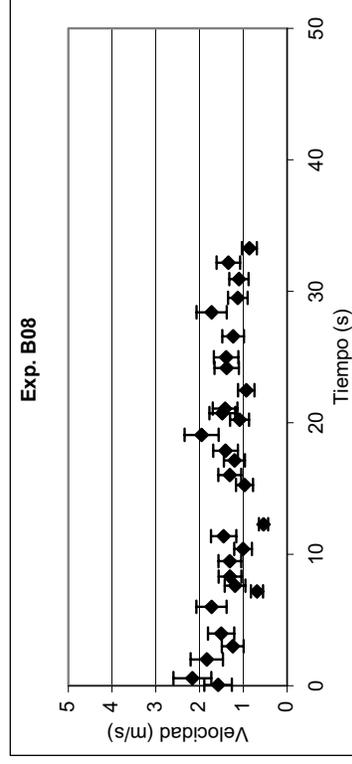
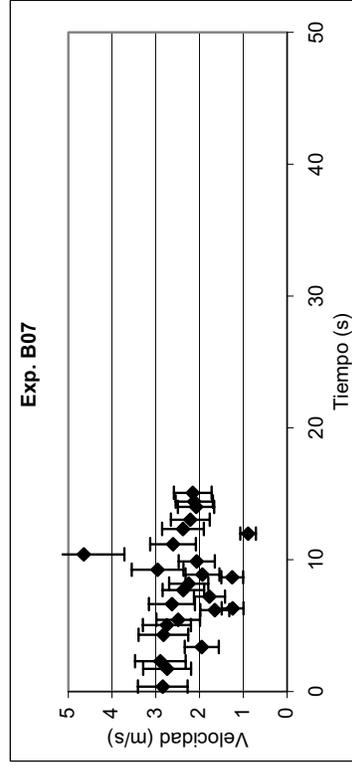
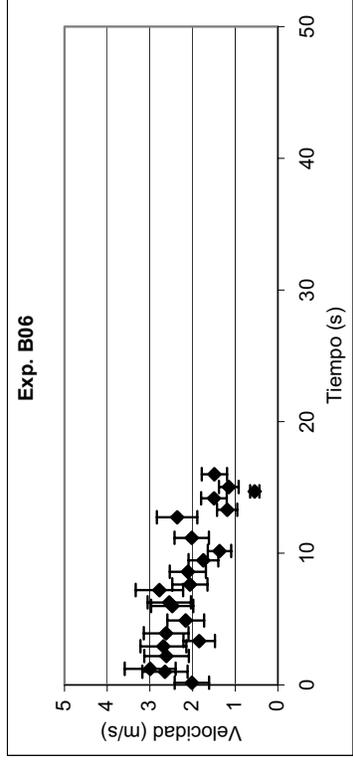
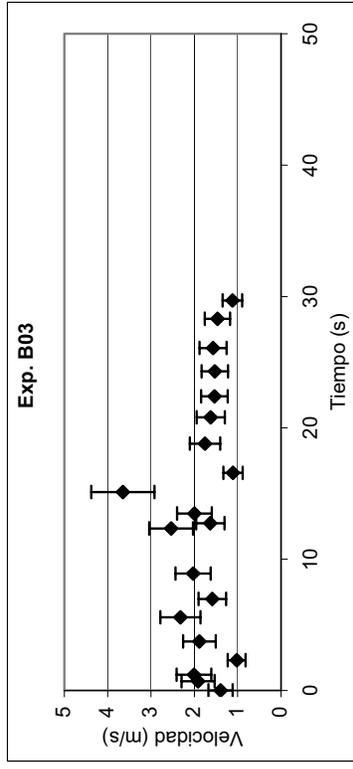
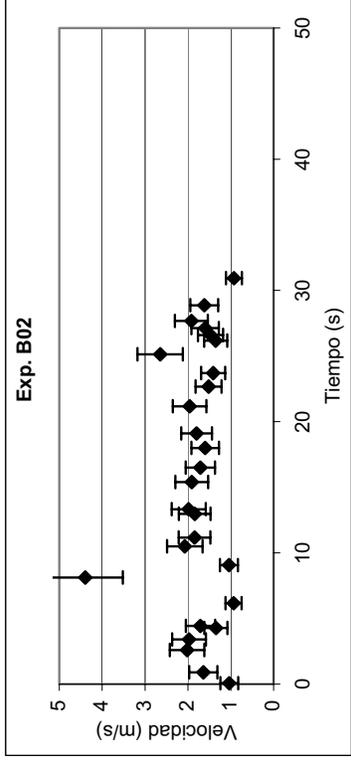
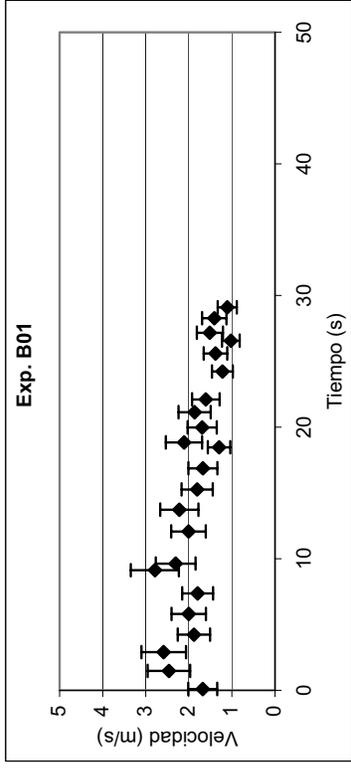
# **SERIES DE VELOCIDADES**

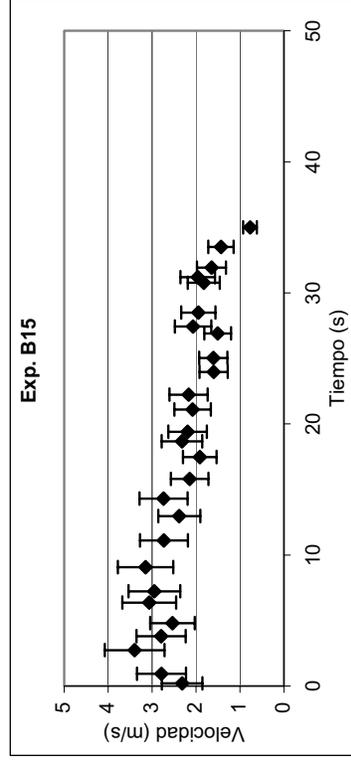
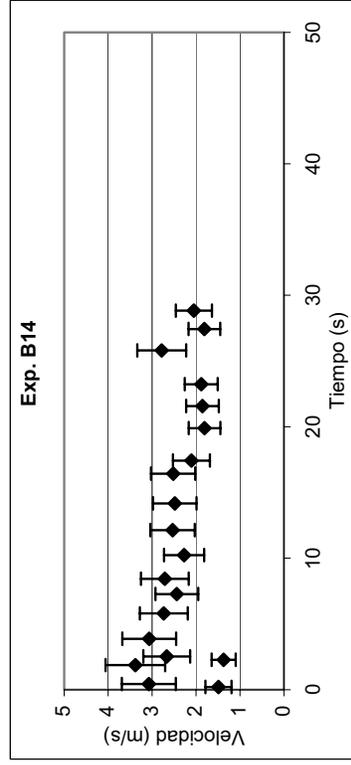
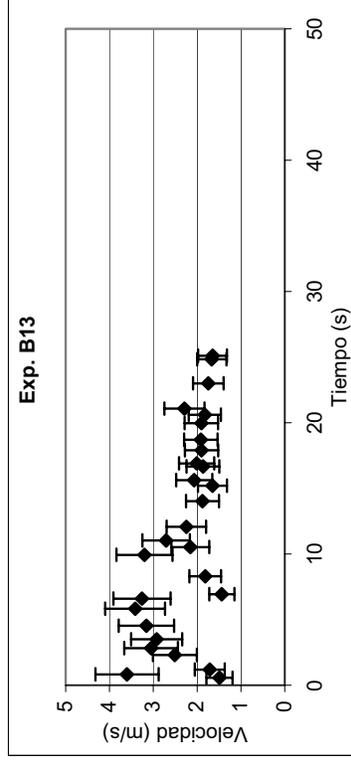
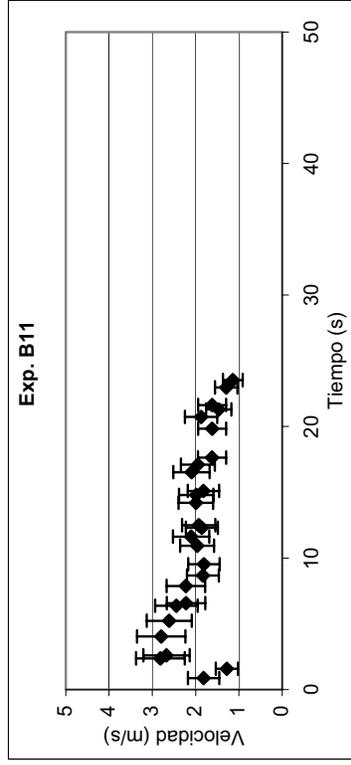
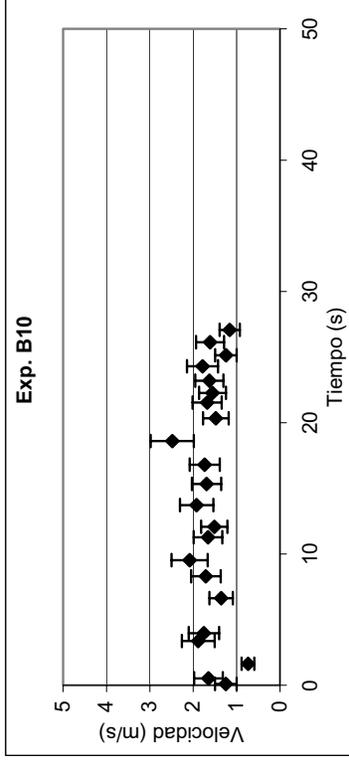
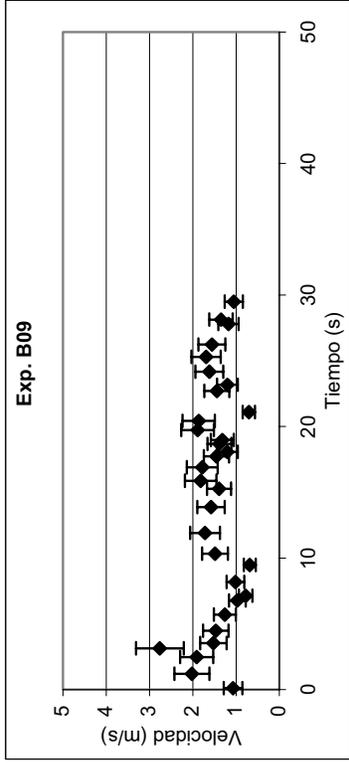


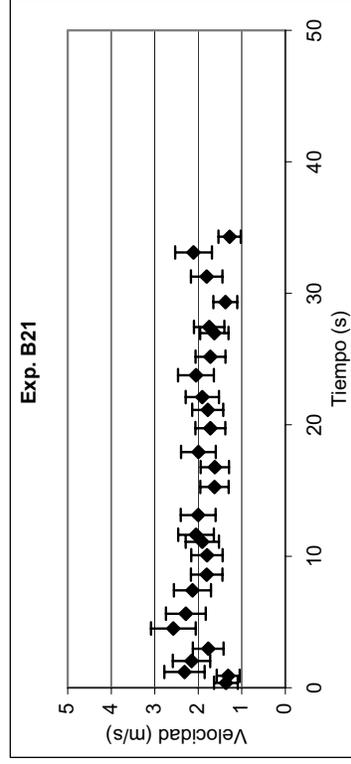
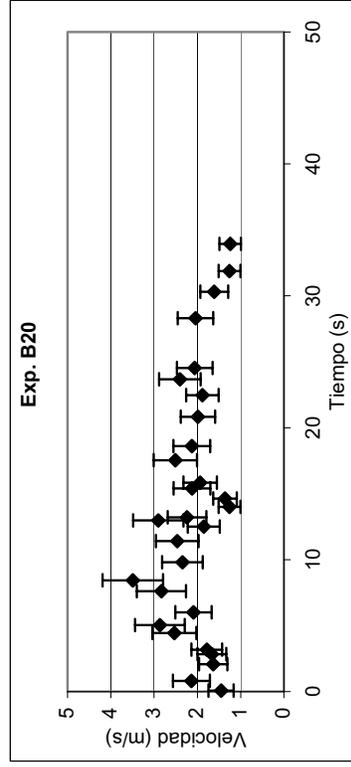
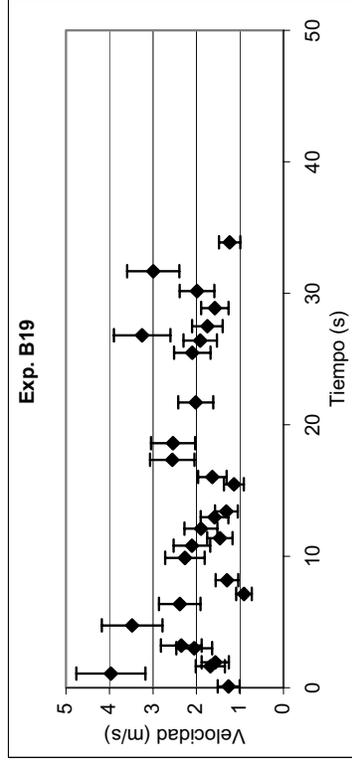
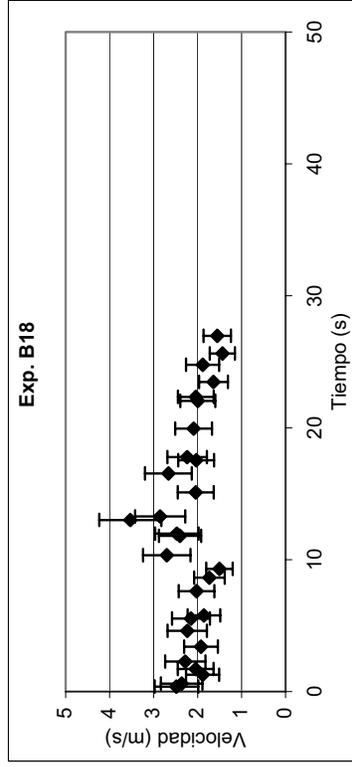
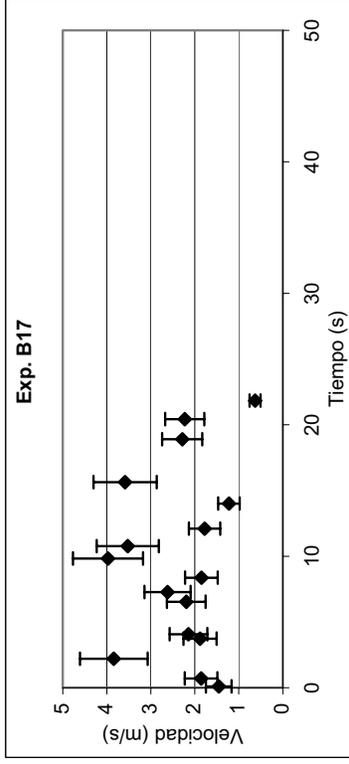
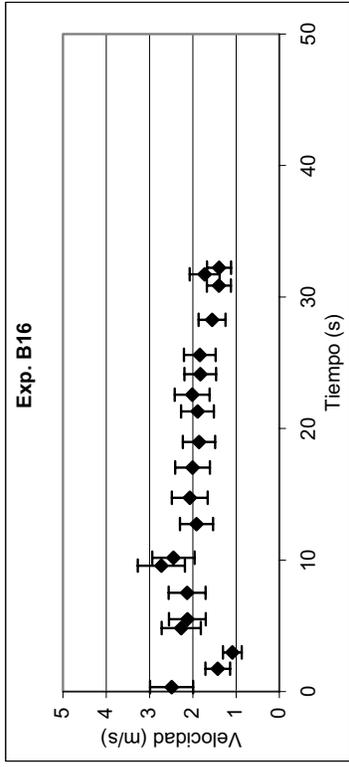


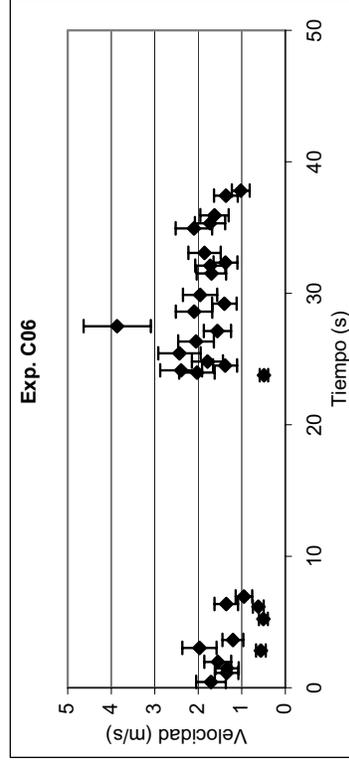
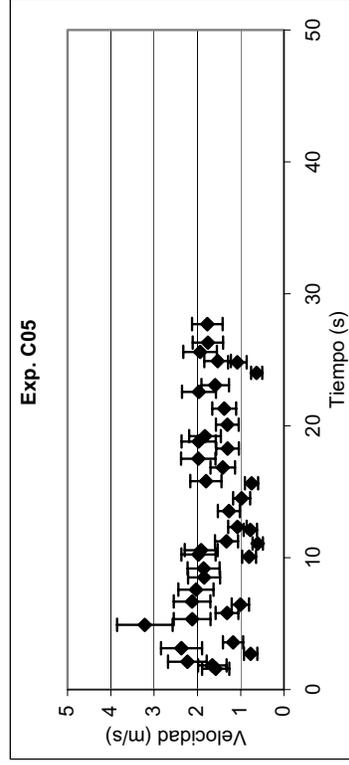
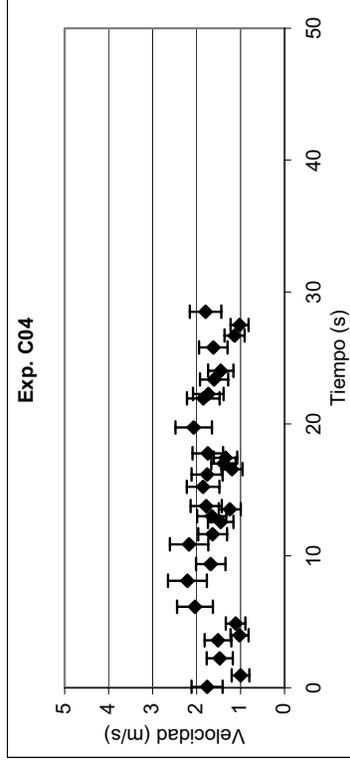
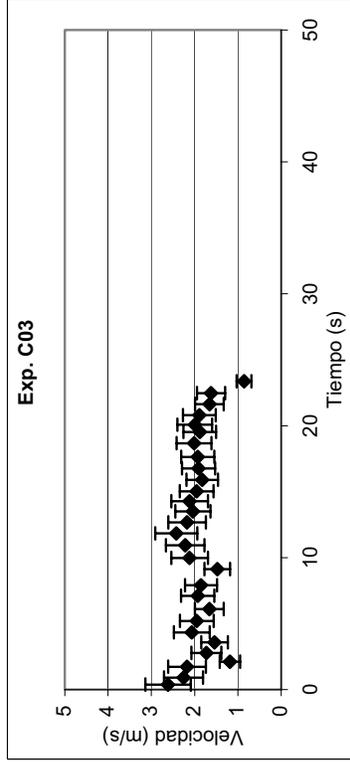
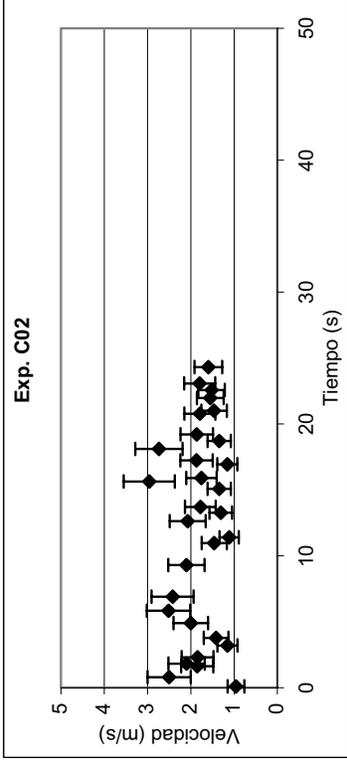
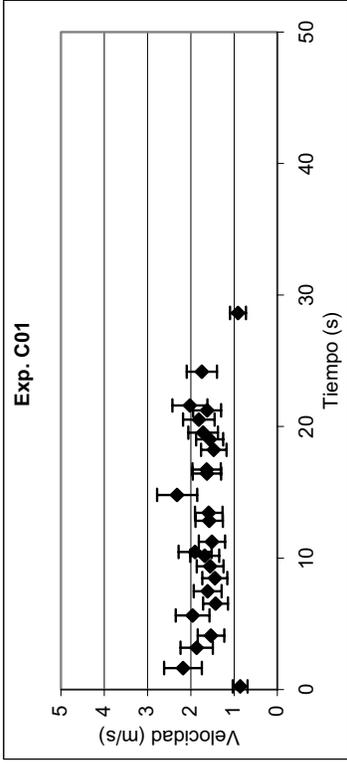


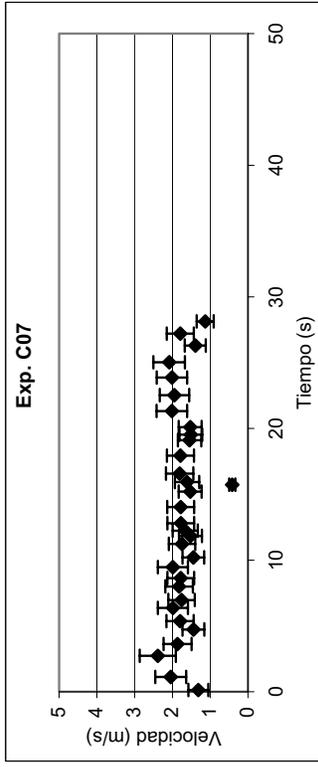






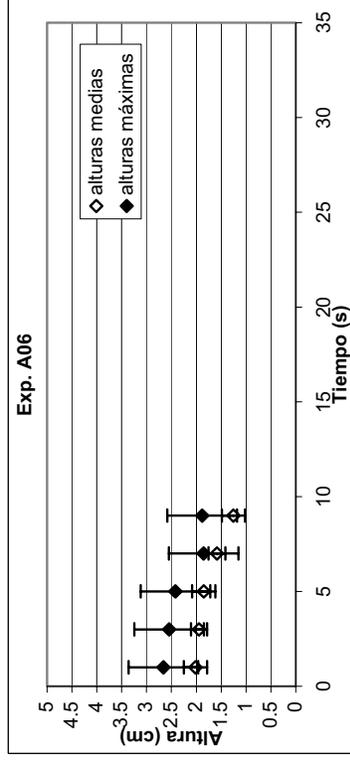
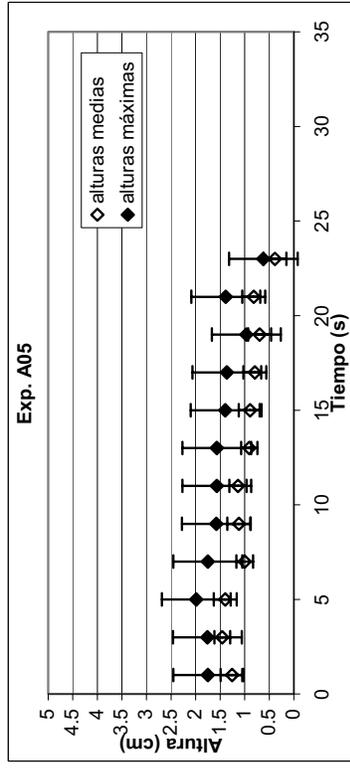
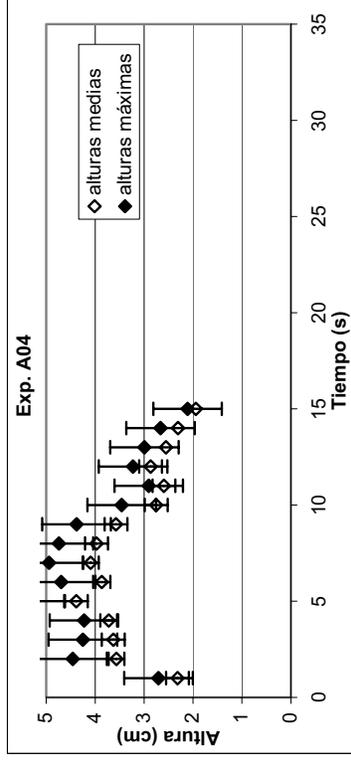
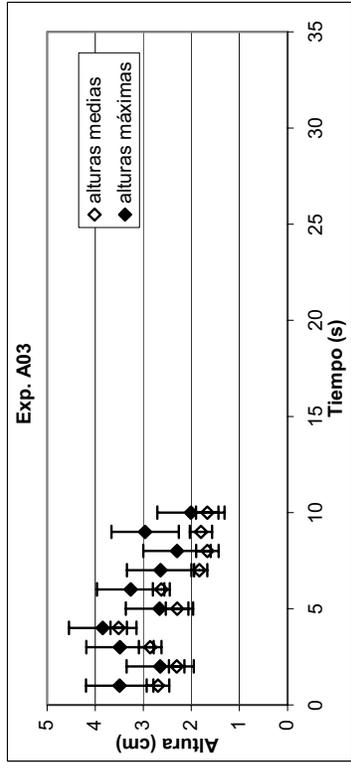
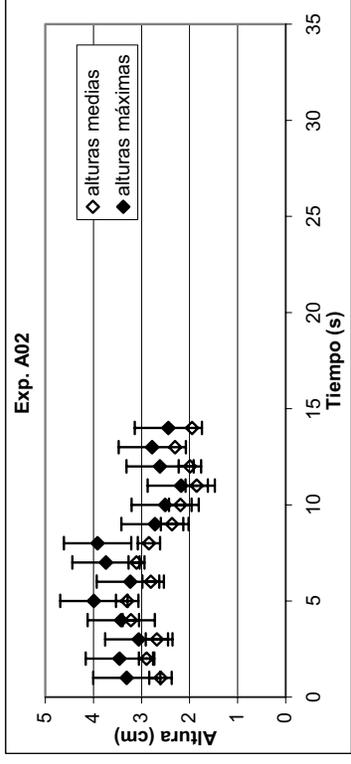
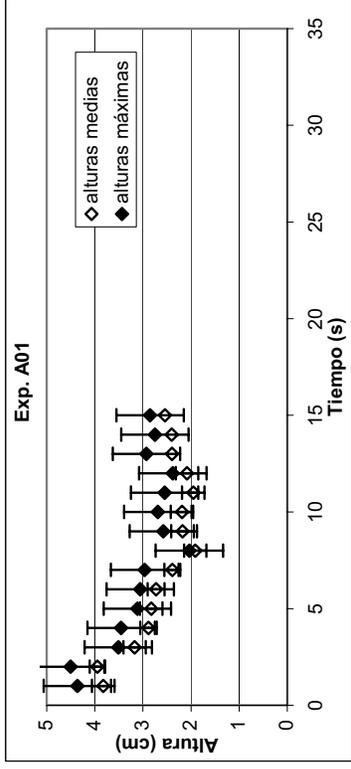


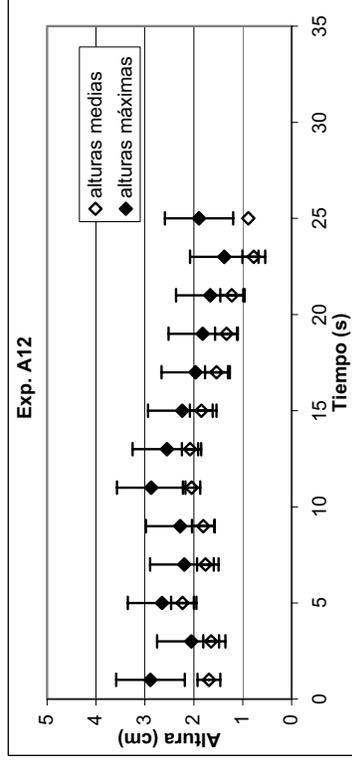
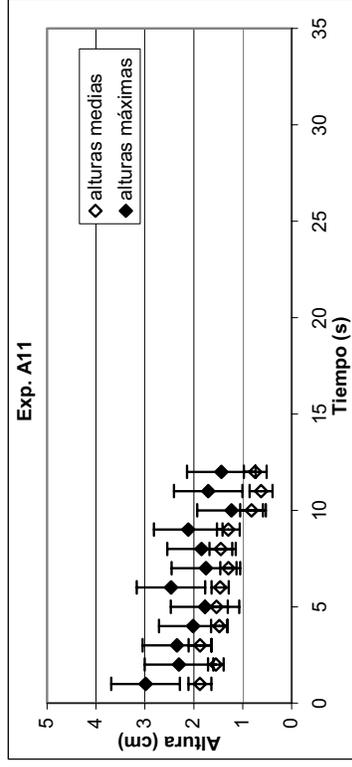
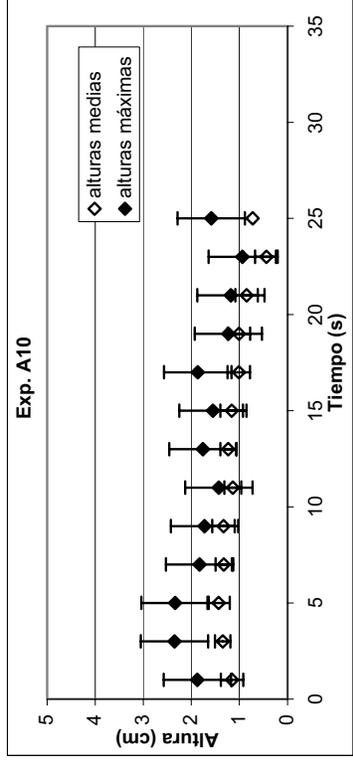
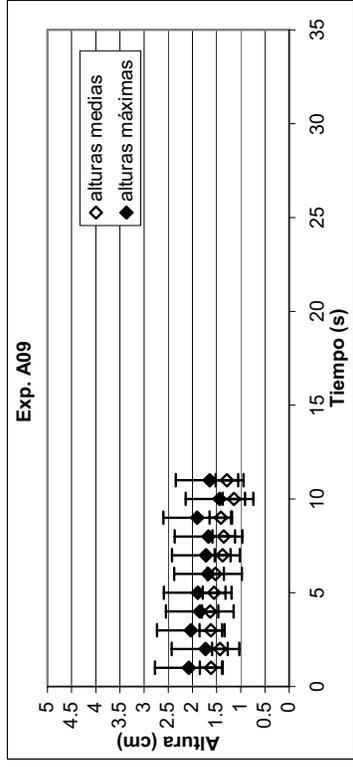
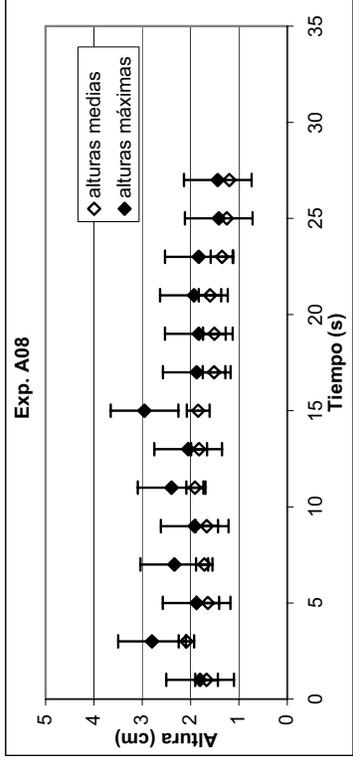
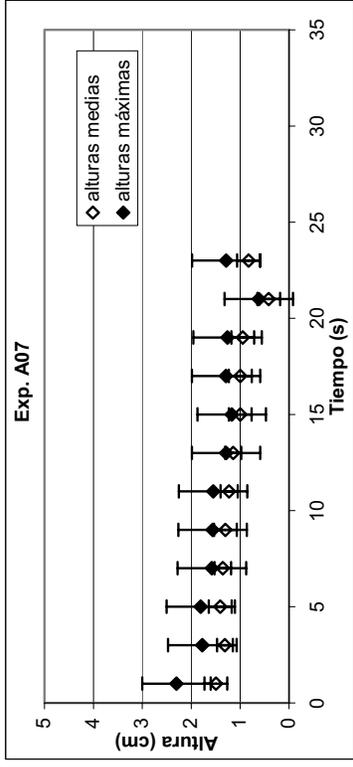


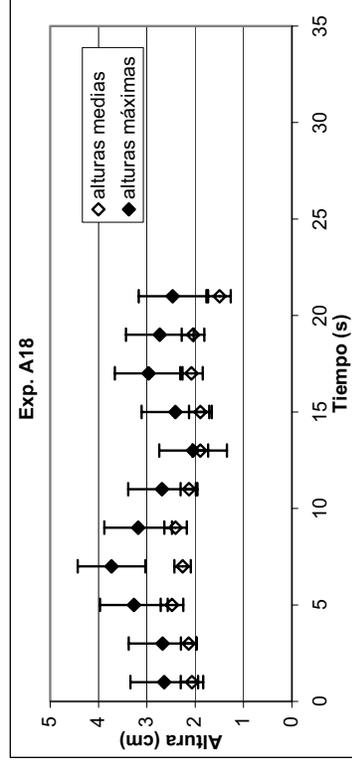
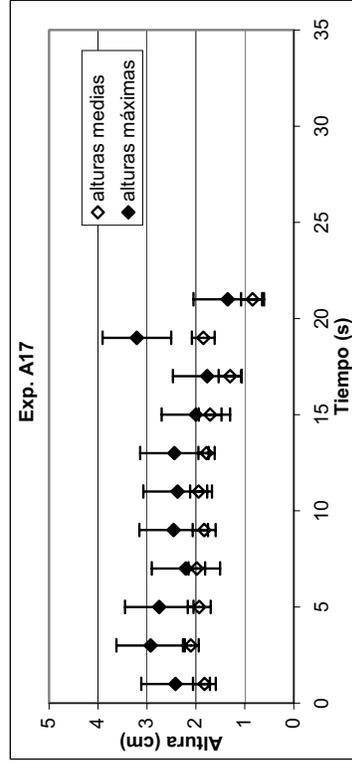
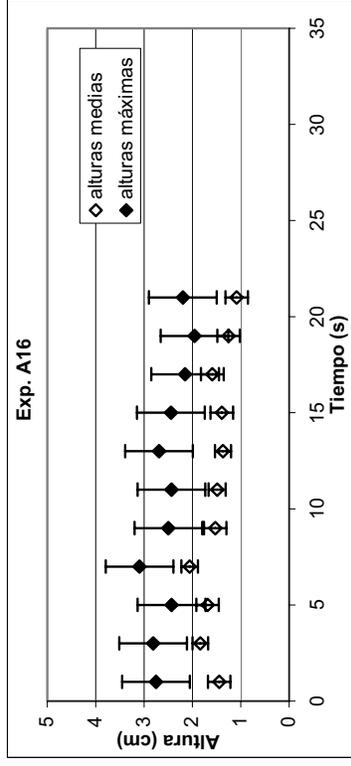
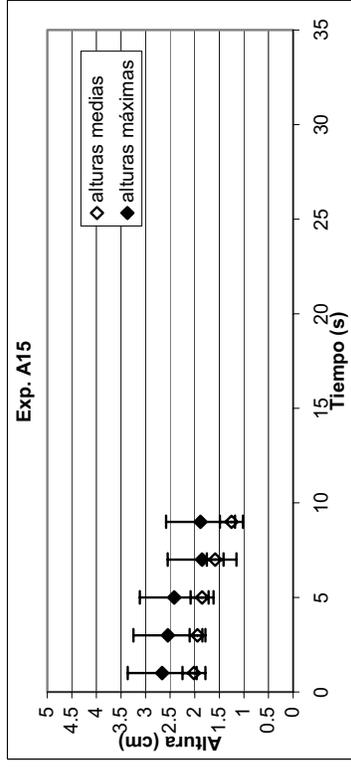
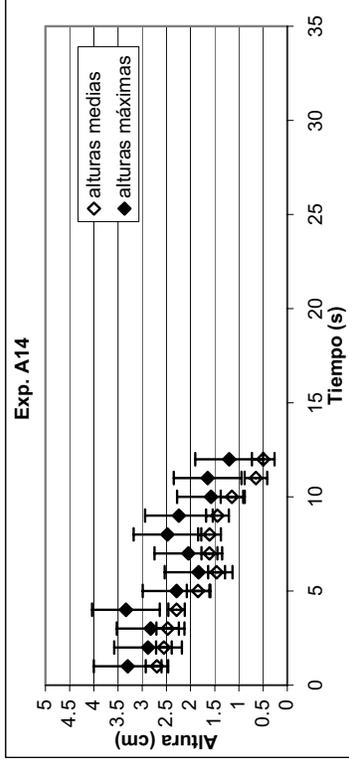
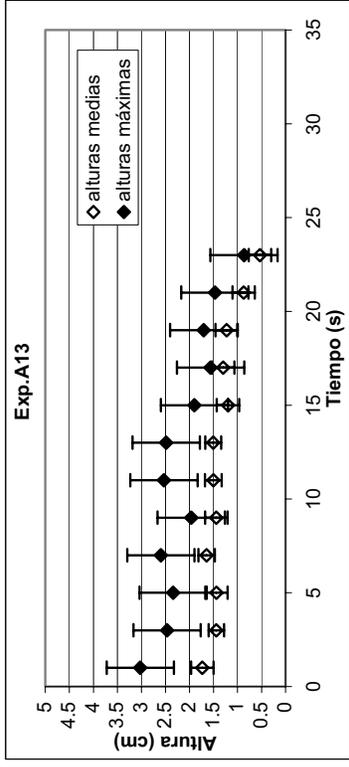


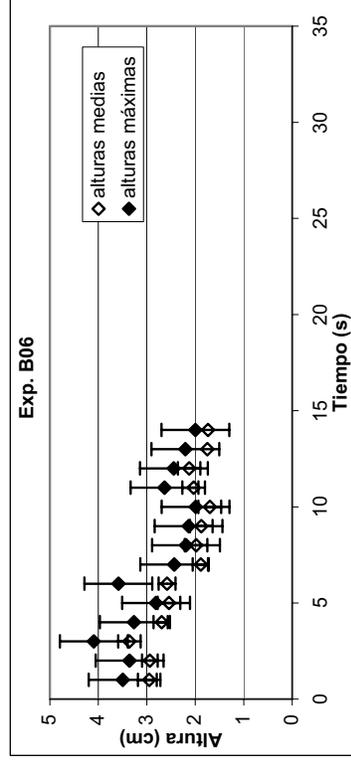
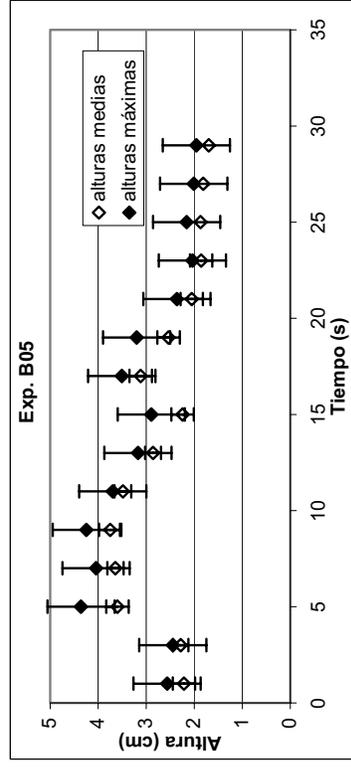
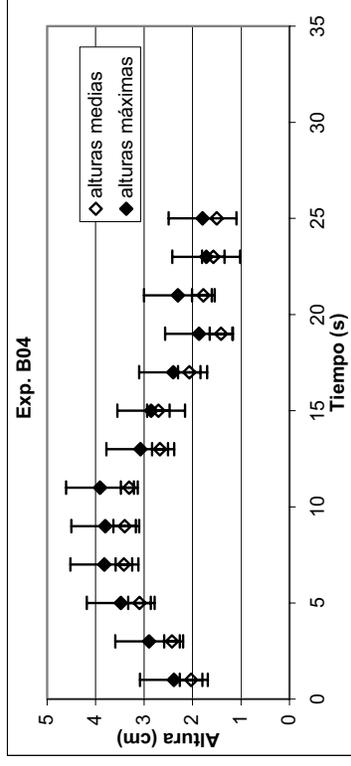
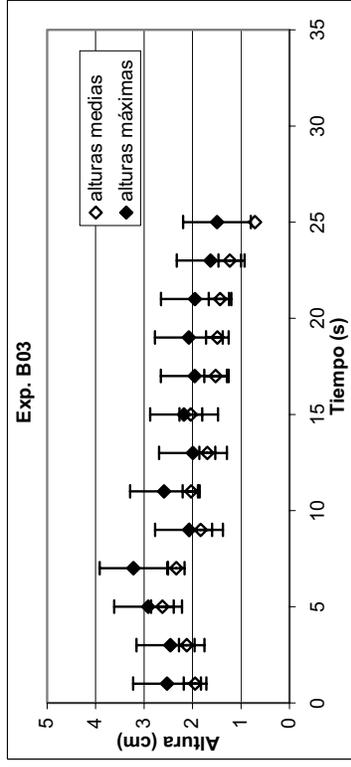
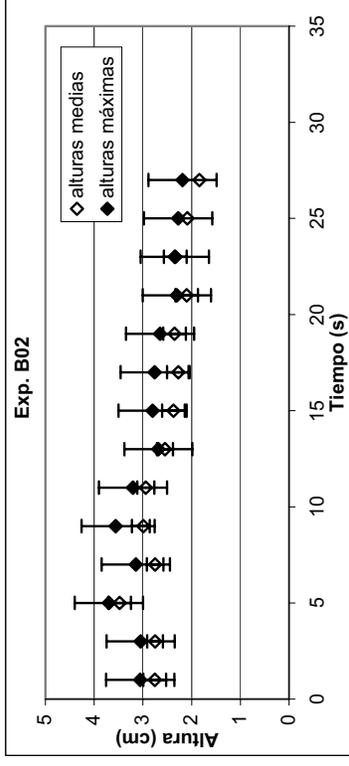
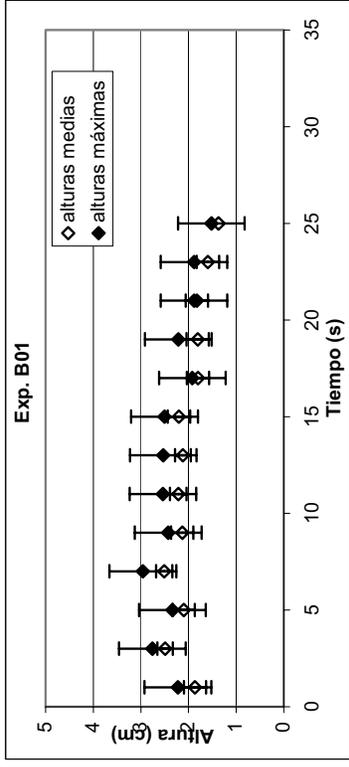
# **SERIES DE ALTURAS**

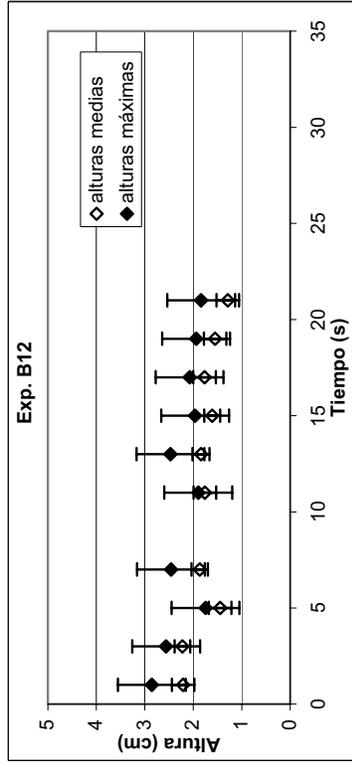
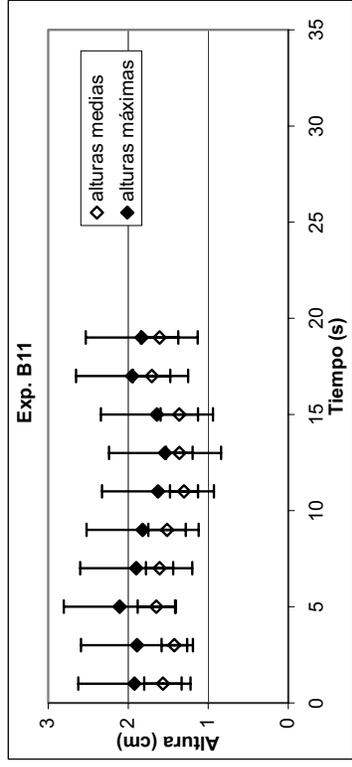
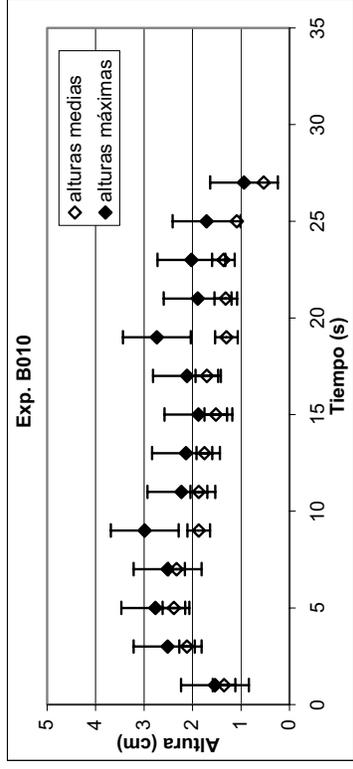
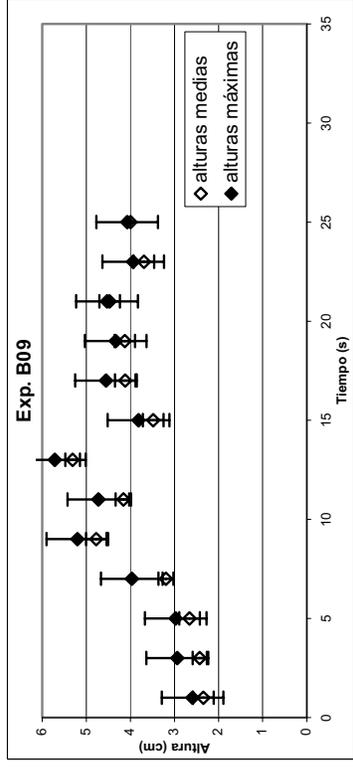
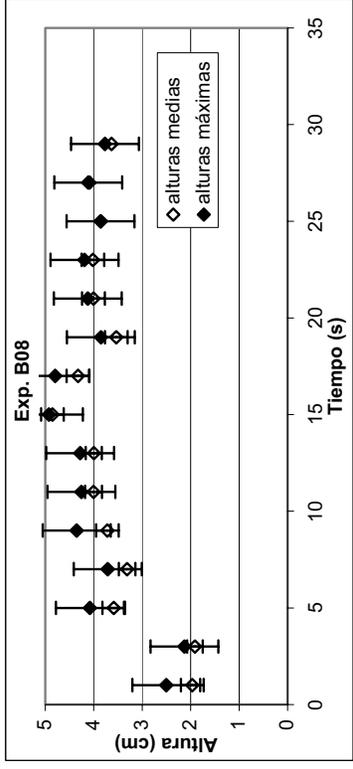
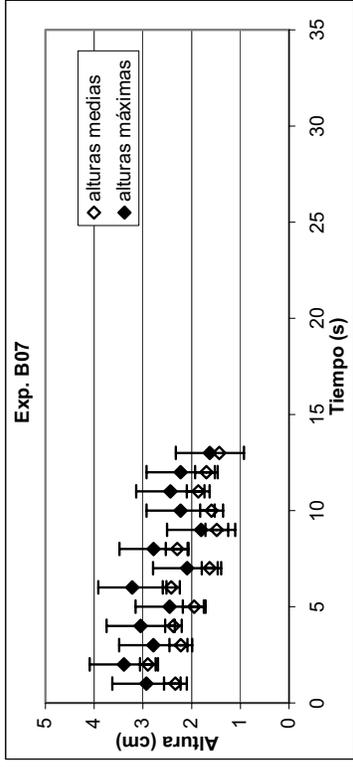


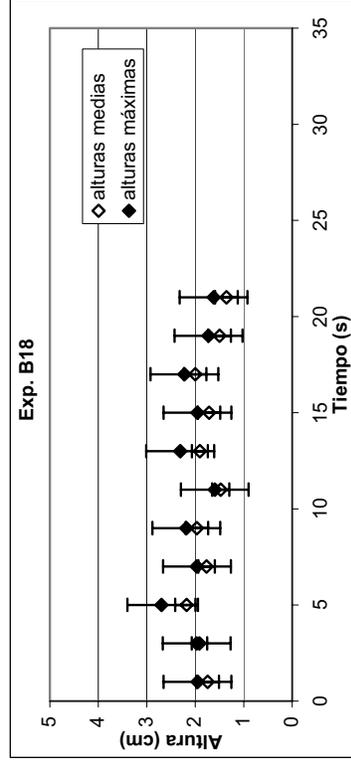
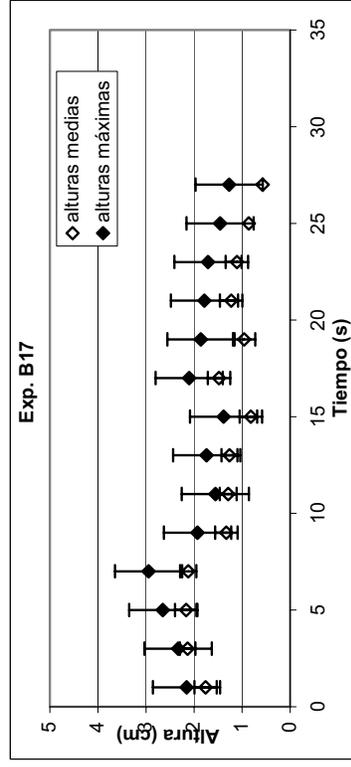
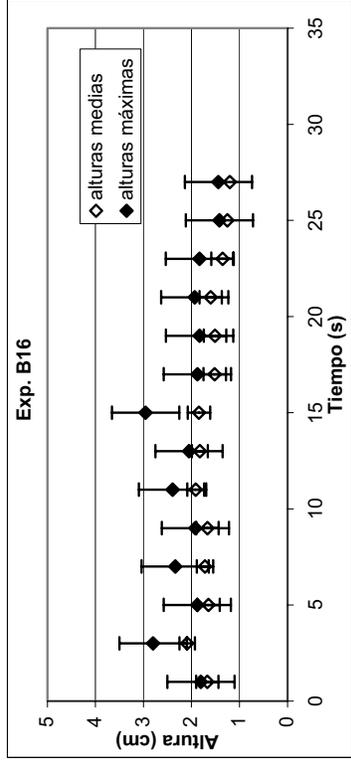
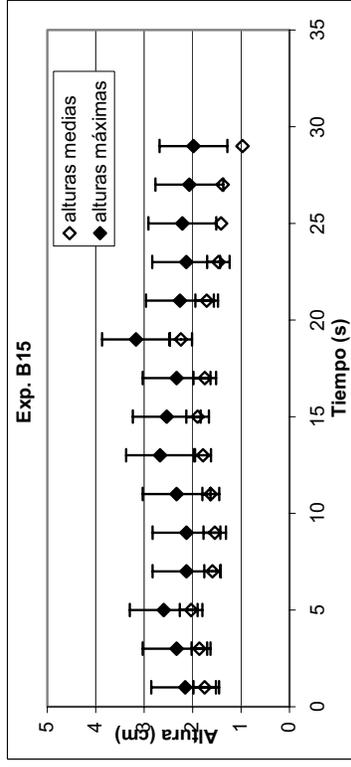
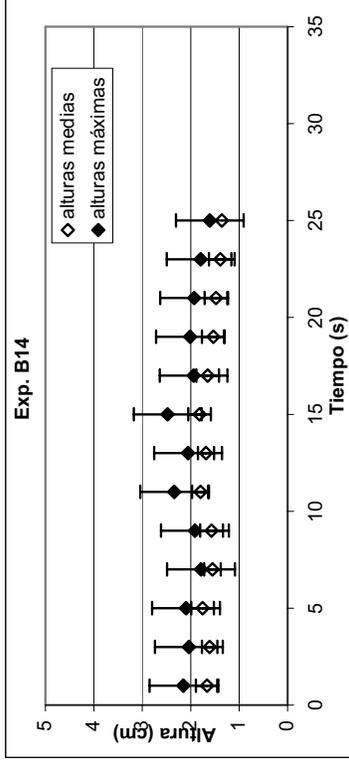
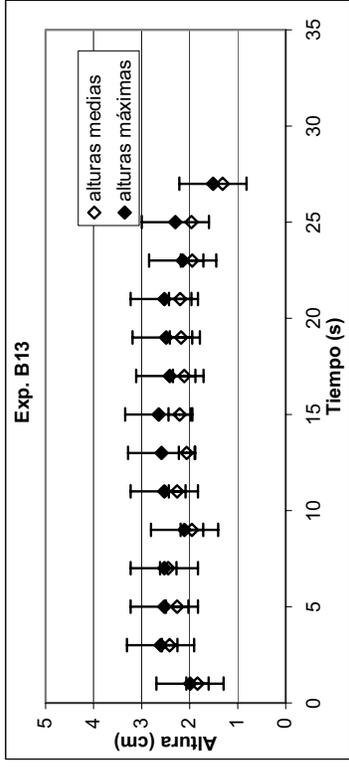


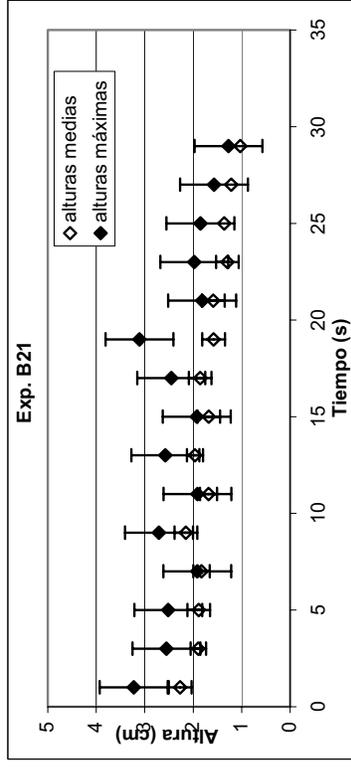
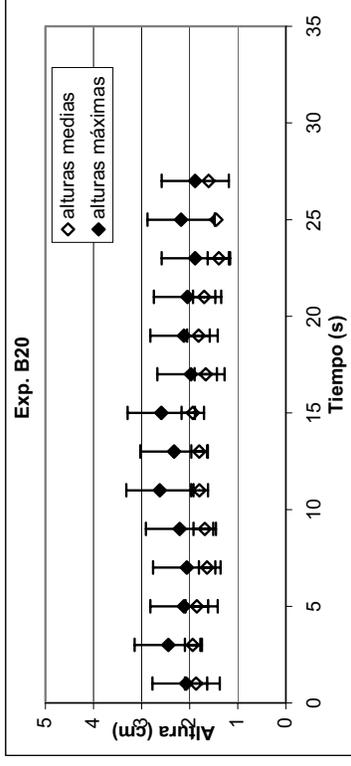
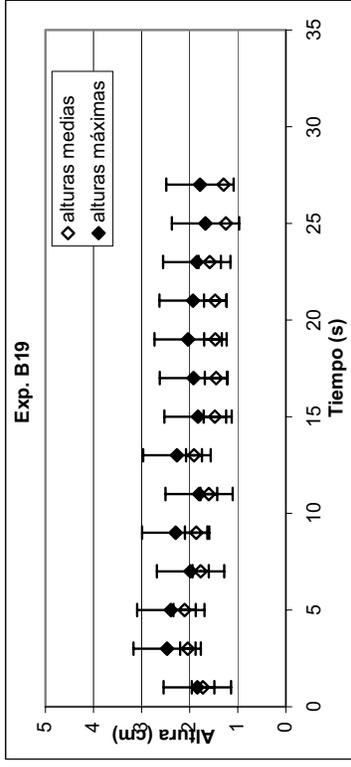














# **PUBLICACIONES**



**XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA  
SÃO PEDRO, ESTADO DE SÃO PAULO, BRASIL, OCTUBRE, 2004.**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA PRESENCIA DE BARRERAS  
PERMEABLES E IMPERMEABLES EN FLUJOS DETRÍTICOS**

***Santiago Montserrat M.***

Ingeniero Civil (e) Magíster (c), Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile.  
[smontser@ing.uchile.cl](mailto:smontser@ing.uchile.cl)

***Aldo Tamburrino T.***

Profesor Asociado. Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile  
[atamburr@ing.uchile.cl](mailto:atamburr@ing.uchile.cl)

***Yarko Niño C.***

Profesor Asociado. Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile  
[ynino@ing.uchile.cl](mailto:ynino@ing.uchile.cl)

**RESUMEN:** En este artículo se presentan resultados experimentales sobre la interacción de barreras transversales, permeables e impermeables, con flujos detríticos de distintas características. Las primeras bloquean completamente el cauce y las segundas sólo de manera parcial. Las barreras fueron ubicadas en serie dentro de una canal rectangular por donde fluían mezclas de agua y sedimento. Los sólidos incorporados a la mezcla agua-sedimentos están constituidos por arena, grava y bentonita en distintas concentraciones volumétricas según el experimento.

Los resultados muestran que tanto las barreras permeables como impermeables se comportan adecuadamente como medidas de control aluvional. La elección del tipo de barrera dependerá de la estrategia de control aluvional utilizada. Este estudio muestra la gran cantidad de variables que afectan el comportamiento de las barreras, determinándose las características de los depósitos generados: volumen de retención, segregación del material depositado y, en el caso de barreras impermeables, pendiente de los depósitos generados.

Se determinó también que las variables relevantes en las características de los depósitos generados tras las barreras corresponden a la concentración de finos y espaciamiento entre barreras. Finos en la mezcla alteran la reología del fluido intersticial, lo que incide directamente en el comportamiento del flujo y habilidad de los sólidos en depositarse. En cuanto al espaciamiento, éste controla los efectos de la socavación al pie de barreras, el que puede disminuir la capacidad de retención.

**ABSTRACT** Experimental results regarding the interaction between debris flows and barriers placed in the flow path are presented in this paper. Two types of barriers were tested: impermeable and permeable dams. The first ones are barriers blocking the flow spanwise, and the second ones corresponds to slit dams. One or more barriers were located along the experimental flume, depending on the experiment. Bentonite, sand, pebbles and water mixed in different concentrations were tested.

The following characteristics of the deposits generated by the barriers were quantified: volume of trapped solids, solids segregation and slope deposit. The results show that the barriers can be effective control measurements of debris flows. The spacing between barriers and concentration of fines in the mixture are the most relevant variables defining the deposit characteristics. The amount of fines change the rheological behavior of the mixture, affecting the flow behavior and the sedimentation capacity of the larger solids. Spacing between barriers controls the local erosion downstream the barriers, defining the trapping capacity of the dams.

**PALABRAS CLAVE:** Flujos detrítico – control aluvional - barreras

## 1 INTRODUCCIÓN

A pesar de que el estudio de los flujos detríticos es una rama relativamente nueva de la hidráulica, la construcción de soluciones estructurales para la protección contra aluviones es un tema abordado desde la antigüedad en zonas donde la ocurrencia de estos flujos resultaba habitual. Ya en 1897 se promulgó la primera ley sobre protección y construcción de defensas aluvionales, correspondiente a la “Sabo Law” en Japón (Seminara y Tubino, 1993).

El problema de control aluvional consiste esencialmente en controlar y manejar grandes cantidades de sedimentos, arrastrados durante crecidas intensas y de corta duración. El control puede resultar en una intervención a gran escala del cauce, manejando los sedimentos en las distintas fases de los flujos detrítico: iniciación, transporte y depositación. Una variedad de soluciones han sido desarrolladas para satisfacer diferentes requerimientos, tales como prevenir flujos o controlar su iniciación, movimiento y depositación. Muchas de estas soluciones han sido probadas arrojando resultados satisfactorios. En otros casos, pruebas en terreno de nuevos diseños se encuentran en progreso (Armanini et al., 1991; VanDine, 1996; Okubo et al., 1997).

Las estructuras de control aluvional pueden ser clasificadas como activas, diseñadas para aumentar la estabilidad de los depósitos, y pasivas, las que se introducen en el cauce con el fin de provocar un cambio particular en el flujo. Las obras pasivas pueden ser permeables o impermeables. Las obras impermeables (o presas) fueron utilizadas ampliamente con el fin de retener grandes volúmenes de sedimento, sin embargo, los grandes depósitos generados tras la construcción de estas presas eran llenados por el arrastre ordinario del cauce, disminuyendo su capacidad de retención. Además, la detención y depositación permanente de los sedimentos provoca un gran desbalance en el arrastre del cauce (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 1997).

Posteriormente se estableció que el objetivo central del control aluvional no es detener todo el sedimento, sino sólo la fracción causante de los desastres, es decir, flujos detríticos y transporte a gran escala durante crecidas. Incluso, durante estos eventos, la idea es retener sólo la fracción más gruesa de los sedimentos. Flujos menores deben transitar libremente a través de estructuras permeables, llevando la cantidad de sedimentos correspondientes a la capacidad de arrastre del torrente (Armanini et al. 1991; Fiebiger, 1997).

Los criterios de diseño de obras de control aluvional resultan escasos y las solicitaciones y condiciones de operación a las cuales se ven expuestas resultan también inciertas (Armanini, 1997). Por ello se hace necesario el estudio de obras de protección con el fin de orientar el diseño y disminuir el riesgo aluvional (Ayala, 1996).

En este trabajo se presentan resultados obtenidos de un estudio experimental sobre la interacción entre barreras transversales, permeables e impermeables, y flujos detríticos. Los experimentos se realizaron en un canal rectangular por el cual se hacía escurrir una mezcla heterogénea de agua y sedimentos. Dentro del canal, barreras transversales permeables o impermeables eran colocadas en serie las que interactuaban con el flujo detrítico. El estudio se enfoca principalmente en las características de los depósitos generados tras las barreras.

## 2 INSTALACIÓN EXPERIMENTAL Y METODOLOGÍA UTILIZADA

Los experimentos fueron realizados en un canal rectangular de lecho fijo de 6,5 m de largo, 20 cm de ancho y 40 cm de alto disponible en el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Una de las paredes del canal es de acrílico transparente, el que permite la visualización del flujo. Los experimentos fueron realizados para dos pendientes del canal ( $S_0$ ), 15 y 32%. En los experimentos, una mezcla de 130 lts. de agua y sedimentos se deja escurrir por el canal desde una cámara de carga ubicada en la cabecera del canal. La mezcla sale de la cámara de carga a través de una compuerta de apertura 1 ó 2 cm y de ancho igual al del canal (20 cm). Dentro de la cámara, la mezcla era agitada mecánicamente con el fin de mantener condiciones de mezcla homogénea.

La fracción sólida agregada a la mezcla consiste en una mezcla de arena ( $d_{50}=0,48$  mm), gravilla ( $d_{50}=9$  mm) y bentonita en distintas proporciones. La cantidad de gravilla se mantuvo constante en todos los experimentos, con un valor del 10% del total del peso de los sólidos. La cantidad de arena varió entre un

85% y 90% del total del peso de los sólidos dependiendo de la cantidad de bentonita ( $c_b$ ) agregada a la mezcla. Debido al tamaño de la gravilla, esta fue incorporada inmediatamente a la salida del flujo del estanque. No se incorporó dentro del estanque de mezcla debido a su tendencia a depositar y bloquear la salida. Tres distintas concentraciones volumétricas de sólidos fueron ensayadas: 25%, 30% y 35%.

Se realizaron experiencias con dos tipos de barreras: una de ellas consiste en presas del tipo impermeables materializadas como barreras verticales de 8 cm de alto construidas en madera de 2 cm de espesor. El otro tipo de barrera ensayada consiste en una barrera permeable materializada como una barrera vertical de 30 cm de altura y una abertura central de 6 cm de ancho y 30 cm de alto, también en madera de 2 cm de espesor.

Las barreras impermeables fueron ensayadas individualmente y en serie, variando el número de barreras colocadas en el cauce entre 1 y 7. Se ensayaron dos espaciamientos de las barreras. Una de las distancias de separación ( $L$ ) fue determinada por la línea horizontal entre la cresta de la barrera y su intersección con el lecho, y la otra ( $2L$ ) por 2 veces esta distancia. En cuanto a las barreras permeables, éstas fueron espaciadas en una distancia horizontal de 48 cm y se colocaron 3 barreras en serie. Fueron ensayadas considerando sólo una pendiente del lecho, igual a 15%.

Tres cámaras de video fueron utilizadas para registrar los experimentos, una de ellas ubicada frente a la pared de acrílico, la cual capturaba vistas laterales del flujo en el sector de ubicación de las barreras, la segunda ubicada en dirección normal a la superficie libre, la cual capturaba vistas planas de la superficie del flujo suficientemente aguas arriba de los obstáculos, con el fin de medir las características del flujo sin influencia de éstos. La tercera cámara fue ubicada en dos posiciones distintas, dependiendo del tipo de experimento. En el caso de experimentos con barreras impermeables, ésta fue utilizada para capturar vistas laterales del flujo suficientemente aguas arriba de las barreras, con el fin de medir las características del flujo no influido por aguas abajo. En el caso de experimentos con barreras permeables, la cámara fue ubicada sobre éstas, en forma normal a la superficie libre, capturando así vistas planas de la superficie libre al pasar entre las barreras. Pequeños trozos de papel fueron utilizados como trazadores para determinar la velocidad de la superficie libre. El movimiento de los trazadores era registrado por la cámara ubicada en forma normal a la superficie libre y aguas arriba de las barreras.

### 3 RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 3.1 Caracterización del flujo

Con el fin de caracterizar el comportamiento de los flujos detríticos ensayados se realizó un análisis dimensional que permite generar parámetros adimensionales que caracterizan las distintas fuerzas que se generan en el flujo: colisiones entre partículas, fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) y viscosidad. El análisis se realizó en base a tres adimensionales: número de Bagnold ( $Ba$ ), número de Savage ( $Sa$ ) y número de fricción ( $N_f$ ).

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2 \lambda^{1/2}}{\eta} \quad \lambda = \left( \left( \frac{c_v}{c_{vmax}} \right)^{1/3} - 1 \right)^{-1} \quad (1)$$

$$Sa = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_f} \frac{\dot{\gamma}^2 d^2}{gh} \quad (2)$$

$$N_f = \frac{c_v}{1 - c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f)gh}{\dot{\gamma}\eta} \tan \phi \quad (3)$$

donde  $\rho_s$  es la densidad de los sólidos,  $\rho_f$  la densidad del fluido,  $d$  el diámetro de los sólidos,  $g$  es la aceleración de gravedad,  $h$  la altura del flujo,  $\dot{\gamma} = u/h$  es una medida de la tasa de deformación angular, donde  $u$  es la velocidad superficial,  $\phi$  es el ángulo de fricción del material, el que frecuentemente se reemplaza por el ángulo de reposo, tomándose el valor  $\phi = 30^\circ$ ,  $\lambda$  es la concentración lineal,  $c_v$  la concentración volumétrica de sólidos en la mezcla,  $c_{vmax}$  es la concentración máxima (o de empaquetamiento)

que pueden alcanzar los sólidos y que toma el valor de 65% para las arenas ensayadas.  $\eta$  es la viscosidad equivalente, característica de la reología del fluido intersticial.

Otros parámetros adimensionales relevantes en el comportamiento de los flujos corresponden al número de Reynolds y número de Froude, estos último definidos como:  $Re = \rho_f u h / \eta$ ,  $Fr = u / \sqrt{gh}$ , donde  $\rho_f$  es la densidad del fluido intersticial, formado por la mezcla de agua y finos.

Las características del fluido intersticial se ven afectadas por la presencia de finos en la mezcla, es decir la mezcla agua-bentonita actúa como un fluido equivalente con propiedades distintas a las del agua pura. Por ello, es necesario determinar las características reológicas de la mezcla agua-bentonita para distintas concentraciones. En forma experimental se demostró que la mezcla agua-bentonita tiene un comportamiento reológico tipo plástico de Bingham con esfuerzo de fluencia (Montserrat et al., 2004). De esta manera, la viscosidad equivalente está dada por:

$$\eta = K \left( 1 - \frac{2\tau_f R_h}{3Ku} \right) \quad (4)$$

donde  $K$  corresponde al coeficiente de viscosidad obtenido al suponer un comportamiento reológico tipo ley de potencia con esfuerzo de fluencia ( $\tau_f$ ):

$$\tau = \tau_f + K\gamma^n \quad (5)$$

donde  $n$  es un exponente característico de la reología. En el caso de fluidos plásticos de Bingham  $n=1$ . Para fluidos Newtonianos,  $\tau_f=0$ ,  $n=1$  y  $K$  corresponde al coeficiente de viscosidad dinámica.

De los experimentos se concluyó que un diámetro único no es capaz de representar la dinámica de los flujos generados y que por lo tanto es necesario considerar las distintas fracciones granulométricas en la cuantificación de la inercia asociada al choque entre partículas. Una buena caracterización de los flujos se obtiene al ponderar el  $Ba$  y  $Sa$  por la cantidad de arena y grava presente en la mezcla. Los detalles de este cálculo se presentan en otro artículo publicado en este Congreso (Montserrat et al., 2004).

A partir de los resultados experimentales, se obtiene que los flujos ensayados son supercríticos y turbulentos: Además, estos se encuentran entre el rango de transición a inercial ( $Ba > 40$ ) indicando que tanto la interacción entre partículas (choques de partículas) como la viscosidad resultan importantes en la dinámica del flujo. En cuanto al  $Sa$ , el cual toma en cuenta el efecto relativo entre el choque entre partículas y fricción entre las mismas (esfuerzos de Coulomb), éste permanece por sobre el valor de 0,1, indicando que es el choque entre partículas el que predomina en los flujos. El número de fricción,  $N_f$ , resulta mayor a 2000, indicando que la viscosidad predomina por sobre los esfuerzos friccionales. De esta manera, se concluye que los flujos son capaces de generar y mantener niveles de presión de poros suficientemente alta como para disminuir la rigidez de la mezcla y permitir que ésta fluya.

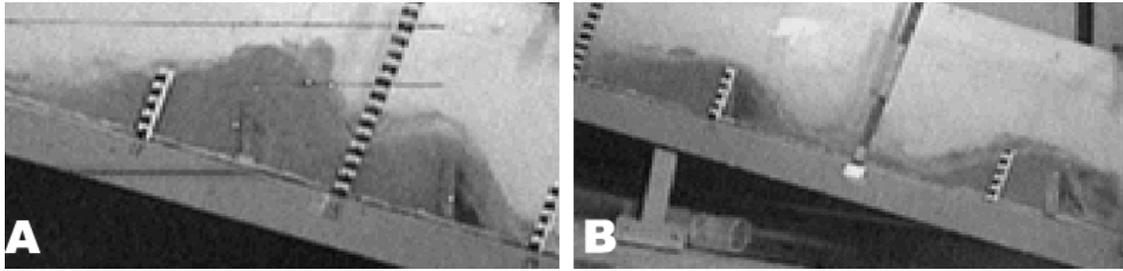
## 3.2 Interacción del flujo con barreras transversales

### 3.2.1 Interacción del flujo con barreras impermeables

En general, los flujos detríticos ensayados corresponden a flujos supercríticos y turbulentos según la clasificación utilizada para flujos en ausencia de mezclas sólidas. La barrera actúa como una condición de aguas abajo, forzando la aparición de un flujo subcrítico inmediatamente aguas arriba de la barrera y un resalto hidráulico que compatibiliza ambos regímenes de escurrimiento. La aparición de una condición de remanso inmediatamente aguas arriba de la barrera disminuye la velocidad del flujo y su capacidad de arrastre, permitiendo la deposición de parte de los sólidos transportados.

Tanto el resalto hidráulico como el paso del flujo por sobre la barrera, semejante al típico paso de un flujo sobre un vertedero de pared delgada, hacen que el flujo pierda energía facilitando la deposición de los sedimentos en las barreras de aguas abajo. Sin embargo, y dependiendo del espaciamiento entre barreras, la retención en las barreras de aguas abajo puede ser limitada debido a la socavación producida por el chorro

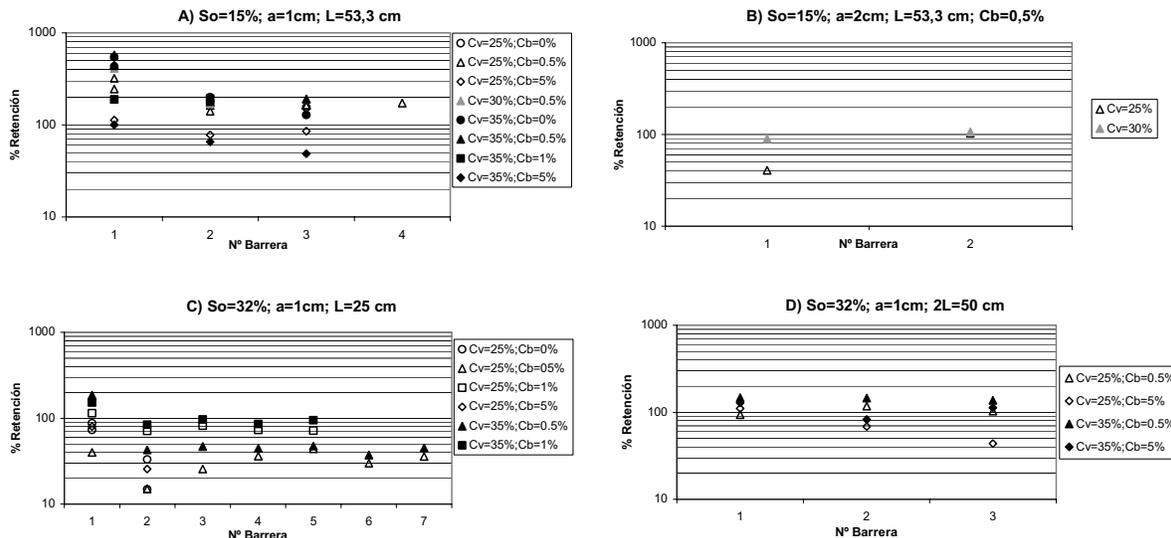
que cae desde la barrera de aguas arriba sobre los depósitos. El efecto de la socavación del chorro de aguas arriba pudo ser eliminado, para ciertas condiciones experimentales, aumentando el espaciamiento entre barreras. De esta forma, el impacto del chorro de la barrera de aguas arriba cae fuera de la zona de deposición, permitiendo el desarrollo completo de la zona de remanso aguas arriba de la barrera (Fig. 1).



**Fig. 1** A) Depósitos restringidos por el chorro de aguas arriba, B) depósitos sin influencia del chorro de aguas arriba.

Tres características de los depósitos generados por las barreras fueron investigados: i) el volumen retenido, expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $V_n$ , esta última definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que une la cresta de la barrera y el lecho; ii) la pendiente de los depósitos; y iii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos por las barreras.

Los resultados sobre los depósitos generados tras las barreras impermeables se presentan en los gráficos de la Fig. 2. Tanto en la Fig. 2A como Fig. 2C se observa que la mayor retención se produce en la barrera de aguas arriba, demostrando la importancia en la separación entre barreras si el objetivo de control consiste en maximizar la retención de los sedimentos. Además, esta disminución en los niveles de retención respecto de la primera barrera acusa el efecto que produce la socavación del chorro que cae de la barrera de aguas arriba sobre los depósitos generados tras la barrera siguiente. El efecto de la socavación queda claramente demostrado en la Fig. 2C, donde los depósitos aguas abajo de la primera barrera no superan el 100%, ya que éstos son removidos por el chorro de la barrera de aguas arriba. Lo anterior muestra además la importancia de la pendiente en los efectos de la socavación para barreras con igual espaciamiento ( $L=H/S_o$ ).



**Fig. 2** Porcentaje de retención en barreas impermeables.  $c_b$ , concentración de finos (expresada como el porcentaje en peso del total de los sólidos),  $a$ , abertura de la compuerta.

En las Fig. 2A y Fig. 2C se aprecia que en la primera barrera las mayores retenciones se registran para los flujos de mayor concentración de sólidos ( $c_v$ ). Sin embargo esta dependencia se pierde en las barreras de

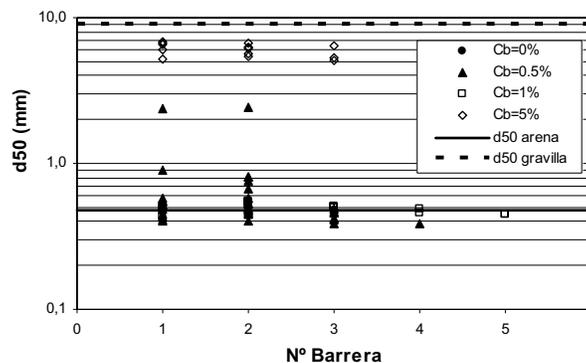
aguas abajo mostrando que la retención queda más condicionada por la socavación del chorro que cae de la barrera de aguas arriba o limitación de espacio debido al poco espaciamiento entre barreras que por las características propias de la mezcla y del escurrimiento.

En la Fig. 2B se observan experiencias realizadas con una apertura de compuerta de 2 cm. A diferencia de los otros gráficos, ésta presenta los menores niveles de retención en la primera barrera. Lo anterior se explica atendiendo a que una mayor apertura de compuerta genera flujos de mayor caudal, es decir de mayor energía. Este exceso de energía es capaz de arrastrar el material que tiende a depositarse tras la primera barrera, además de disminuir la zona de remanso, es decir la zona de depositación. Sin embargo, se observa que en la segunda barrera se alcanzan niveles de depositación similares a los registrados en la Fig. 2A demostrando que la primera barrera es capaz de reducir efectivamente el exceso de energía presentado por el flujo.

Los efectos de la socavación sobre los depósitos pudo ser eliminada, para ciertas condiciones experimentales, aumentando el espaciamiento entre barreras. Estas experiencias pueden ser observadas en la Fig. 2D, donde se presentan experiencias con separación entre barreras de  $L=2H/S_o$ , es decir el doble que en los casos anteriores. En la Fig. 2D se observa que en el caso de mezclas con bajo contenido de finos ( $c_b$ ) la retención es prácticamente constante en todas las barreras, mostrando que el efecto de la socavación fue eliminado. Sin embargo, para las experiencias con mayor contenido de finos la distancia adoptada aún no es suficiente y los efectos de la socavación siguen presentes, indicando que una mayor concentración de finos, es decir, mayor viscosidad de la mezcla, obligan a un mayor espaciamiento entre barreras con el fin de eliminar los efectos de socavación sobre los depósitos.

En general se observa que mezclas de mayor  $c_b$  presentan menores niveles de retención, indicando que mayores concentraciones de finos limitan la retención y amplifican los efectos de la socavación sobre los depósitos. Altos niveles de bentonita aumentan en forma considerable la viscosidad de la mezcla disminuyendo la velocidad de sedimentación de las partículas lo que dificulta su depositación en las barreras.

Esta disminución en la capacidad de sedimentación afecta de distinta forma a los distintos tamaños de partículas presentes en la mezcla, es decir, altos niveles de bentonita favorecen la segregación del material sólido. Al aumentar la viscosidad de la mezcla debido a altas concentraciones de bentonita, las partículas más finas son arrastradas con mayor facilidad por el flujo, no pudiendo depositar en las barreras. Esto queda demostrado en la Fig. 3, la que muestra el diámetro medio ( $d_{50}$ ) de los sedimentos depositados tras las barreras. En ella se aprecia que para valores de  $c_b=5\%$  los depósitos quedan constituidos principalmente por grava, mientras que para bajas concentraciones de bentonita la granulometría de los depósitos prácticamente no difiere de la granulometría original.



**Fig. 3** Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos

En la Fig. 4 se observan los resultados obtenidos de la pendiente de los depósitos inmediatamente aguas arriba de las barreras. Se observa que para las experiencias realizadas con  $S_o=15\%$ , la gran mayoría de las pendientes supera el valor de la horizontal (Fig. 4A y Fig. 4B), lo que concuerda con los resultados presentados en la Fig. 2, valores de  $S_d$  mayores que la horizontal corresponden a retenciones superiores o cercanas al 100%. Algo similar se observa en el gráfico de la Fig. 4D ( $S_o=32\%$ ), donde prácticamente todas las pendientes registradas son cercanas o superan el valor de la horizontal. A su vez, estas experiencias presentan retenciones cercanas o superiores al 100%. Sin embargo, en las experiencias presentadas en el

gráfico de la Fig. 4C, experiencias de igual pendiente que las del gráfico de la Fig. 4D, se observa una mayor dispersión de los datos y que éstos pueden superar o no el valor de la horizontal. Estos resultados ratifican las relevancia de la socavación producida por el chorro que cae de la barrera de aguas arriba sobre los depósitos en estos experimentos. La gran variabilidad, tanto en los valores de  $S_d$  como del porcentaje de retención, registrada en estos experimentos, se atribuye a que los depósitos generados se encuentran fuertemente condicionados por los efectos de la socavación y estructura del flujo al pasar por las barreras. Por esto, pequeñas variaciones en las condiciones experimentales, propias de la experimentación, se traducen en una gran dispersión de los resultados.

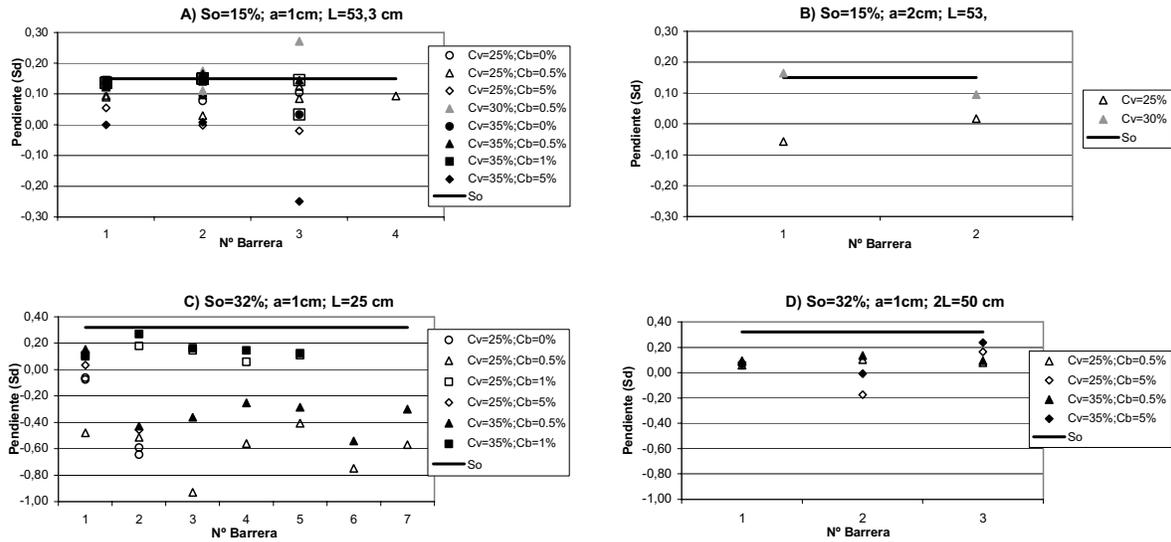


Fig. 4 Pendiente de los depósitos generados en las barreras ( $S_d$ )

En el caso de los experimentos donde la retención supera el 100%, se observa que los valores de  $S_d$  se encuentran entre el valor de la horizontal y la pendiente del canal,  $S_o$ . Esto muestra la capacidad de los torrentes (escurrimientos supercríticos), para ciertas condiciones de arrastre y de flujo, de retomar la pendiente original del lecho peraltando el fondo por sobre el nivel de las barreras. Este efecto constituye un apropiado sistema de control de inicio de flujos detrítico en zonas altas donde el cauce se encuentra erosionado. La profundización del lecho del cauce debilita las laderas alledañas causando derrumbes e incorporación de material al cauce. Peraltar el lecho y restablecer su condición original resulta en una efectiva herramienta para prevenir deslizamientos y limitar la cantidad de sedimentos que pueden llegar al cauce en un evento aluvional (Okubo et al., 1997; Fiebigler, 1997).

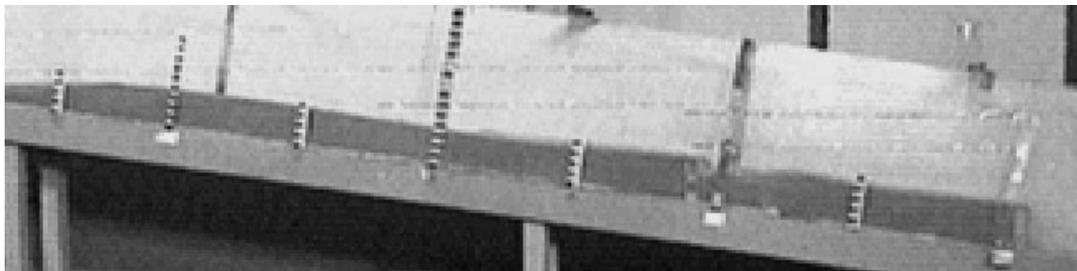


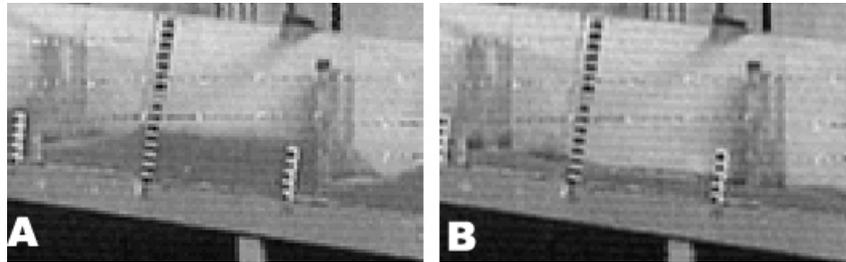
Fig. 5 Elevación del lecho tras la interacción de un flujo detrítico con barreras transversales impermeables.

### 3.2.2 Interacción del flujo con barreras permeables

El flujo a través de las barreras permeables se manifiesta en una sucesión de contracciones y ensanches bruscos donde el flujo va perdiendo energía. En general los depósitos comienzan en la segunda barrera propagándose hacia aguas arriba y aguas abajo. Luego de un instante se genera una situación más o menos

estable, donde la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de las barreras pueden superar los 10 o 15 cm, es decir, la altura de los depósitos puede incluso superar la altura de las barreras impermeables antes utilizadas.

El máximo volumen de depósitos en las barreras permeables se manifiesta durante el transcurso del experimento, donde las pérdidas de energía debido al paso del flujo por las barreras se vuelven más importantes, producto de las altas velocidades que presenta el flujo. Una vez que el flujo decae, hacia el final del experimento, los depósitos son arrastrados disminuyendo en forma considerable el volumen de sedimentos depositados (Fig. 6). Es decir, flujos menores y de menor concentración de sólidos son capaces de lavar los sedimentos depositados durante el evento aluvional y mantener así las obras operativas ante próximos eventos. Este efecto ha sido observado en terreno y descrito por varios investigadores (Armanini, 1991).

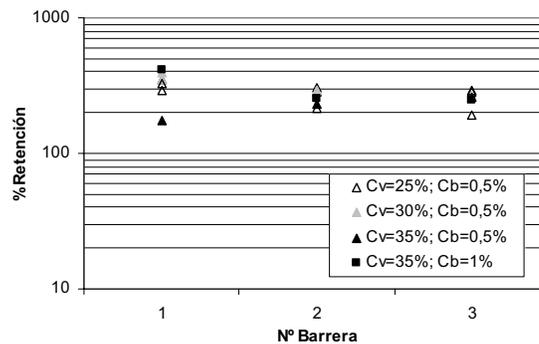


**Fig. 6** Retención en barreras permeables. A) durante el experimento, B) al final del experimento

Es posible observar que los depósitos son limitados por la barrera de aguas arriba y por la socavación producida por el chorro que sale de esta misma barrera (expansión brusca). Por lo tanto, un mayor espaciamiento entre barreras puede resultar en una mayor capacidad de retención de estas obras. Sin embargo, no se ensayaron distintos espaciamientos, lo que no permite profundizar en esta apreciación.

Dos características de los depósitos generados en las barreras fueron estudiados: i) el volumen máximo retenido en cada experimento, expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $V_o$ , definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que va desde la barrera hasta la intersección entre el lecho y el pie de la barrera de aguas arriba, y ii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos en cada una de las barreras permeable.

Los resultados sobre la retención de sedimentos en las barreras, en función de la concentración total de sólidos,  $c_v$ , y la concentración de finos,  $c_b$ , se presentan en el gráfico de la Fig. 7.



**Fig. 7** Porcentaje de retención en barreras permeables

Los resultados obtenidos resultan similares a los observados en el caso de barreras impermeables. Los porcentajes de retención superan el 100% en todas las barreras y el mayor volumen de retención en general se registra en la primera barrera, demostrando que el espaciamiento entre barreras no es el óptimo, si no que limita el potencial volumen de depositación. En general la altura máxima de los depósitos observada en las

barreras 2 y 3 resultan mayores que los registrados en la primera, de manera que las barreras 2 y 3 podrían almacenar incluso más que la primera barrera en caso de encontrarse espaciadas en forma adecuada.

En cuanto a la granulometría del material retenido por las barreras luego de acabado el flujo, éste no presenta mayor variación respecto del material original, mostrando que no existe segregación del material en las barreras para las condiciones ensayadas (Fig. 8). Estos resultados son similares a los encontrados en barreras impermeables para concentraciones de bentonita de 0,5 y 1%.

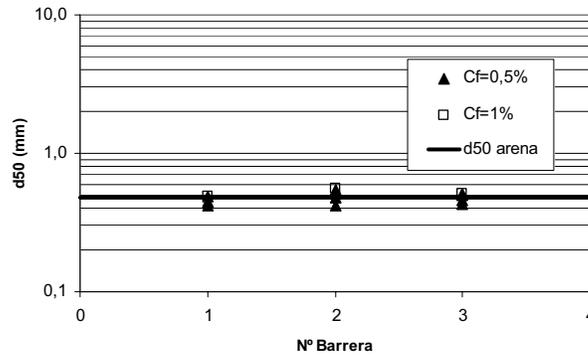


Fig. 8 Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos luego de ocurrido el flujo.

#### 4 CONCLUSIONES

En este artículo se presentan resultados sobre la interacción de flujos detríticos con barreras transversales, permeables e impermeables, puestas en el cauce. Los resultados obtenidos muestran una fuerte dependencia con diversos parámetros como: tipo de presa, distanciamiento entre presas y características propias del flujo. Dentro del comportamiento del flujo se debe destacar la importancia de las características de la mezcla sólido-líquido, ya que distintas fracciones granulométricas pueden resultar fundamentales en la dinámica del flujo. Mientras las fracciones más finas pueden alterara en forma dramática las propiedades reológicas del fluido intersticial, las partículas más grandes pueden ser las responsables de otorgar la inercia suficiente como para dar al flujo un carácter inercial.

La manera de cuantificar el cambio en la reología del fluido intersticial debido a la presencia de material fino resulta un proceso altamente complejo, ya que la reología de la mezcla agua-finos no solo depende de la concentración de finos, sino que además de las características electroquímicas del material. Por ello resulta de suma importancia identificar el material que conforma la fracción fina de los sólidos y determinar el comportamiento reológico de la mezcla intersticial según las concentraciones de finos posibles en la mezcla. La presencia de finos en la mezcla afecta fundamentalmente la viscosidad del fluido intersticial. Altos valores de viscosidad facilitan el escurrimiento ya que las partículas son capaces de permanecer suspendidas por más tiempo. Por otra parte, altos valores de viscosidad dificultan la resuspensión (ya que disminuyen los niveles de turbulencia) y reduce el grado de interacción entre partículas.

Según sea la estrategia de control aluvional y las condiciones del flujo y del terreno donde éste se desarrolla, las barreras pueden resultar herramientas efectivas en el control aluvional. Las barreras impermeables pueden ser trampas de sedimento efectivas en terrenos de pendientes no tan pronunciadas. Además, tienen la capacidad de retener material, peraltando el lecho del cauce lo que contribuye a evitar deslizamientos desde laderas adenañas. El espaciamiento óptimo entre barreras es un tema complejo que depende tanto de la estrategia de control como condiciones de flujo, características de la mezcla, terreno, etc.

Por su parte, las barreras permeables actúan como volúmenes de acumulación temporales, capaces de reducir y retardar el peak de la descarga. Además, consisten en efectivos mecanismos de disipación de energía del flujo. En el caso de retención temporal, las barreras permeables pueden resultar tanto o más efectivas que barreras impermeables.

Presas permeables deberían ser utilizadas en la zona intermedia del cauce con el fin de retener temporalmente parte de los sedimentos, reduciendo el máximo del caudal detrítico y la energía. Presas

impermeables pueden ser utilizadas en zonas de inicio de flujos detríticos, con el fin de estabilizar pendientes y evitar deslizamientos de laderas, o hacia el final del recorrido del flujo, constituyendo grandes trampas de sedimentos.

El problema de la escalabilidad de los flujos detríticos resulta de gran importancia pero a su vez de gran complejidad. A partir de Bagnold (1954), una gran cantidad de parámetros adimensionales relevantes en la dinámica de los flujos detríticos han sido determinados, parámetros que toman en cuenta distintos procesos físicos importantes involucrados en la dinámica y comportamiento de estos flujos. Sin embargo, la multiplicidad de fenómenos que coexisten en un flujo detrítico y los parámetros que los representan hacen altamente complejo el problema de escalamiento de flujos generados en laboratorios a flujos que ocurren en la naturaleza.

El problema del escalamiento aún no ha sido resuelto, por lo que es importante referirse a él, en particular cuando se aborda el problema de estudiar en modelos físicos estructuras de control aluvional o determinado efecto del flujo. Un adecuado escalamiento del fenómeno requiere preservar la totalidad de los parámetros adimensionales relevantes, es decir,  $Re$ ,  $Fr$ ,  $Ba$ ,  $Sa$ ,  $N_f$ , etc., lo que resulta imposible de conseguir en la práctica. De este modo, es probable que para una obra o flujo en particular sea necesario realizar varios modelos diferentes, preservando distintos adimensionales en cada uno de ellos, dependiendo del fenómeno particular que se desee estudiar, por ejemplo, erosión al pie de la obra, volumen del depósito, interacción entre obras, características del flujo sobre la obra, efecto de la obra en el comportamiento hidráulico del flujo, dinámica del flujo, etc.

## 5 AGRADECIMIENTOS

Se agradece el financiamiento parcial dado por el Centro del Agua para Zonas Áridas y Semiáridas de América Latina y El Caribe, CAZALAC, a través de una beca otorgada al primer autor de este artículo.

## 6 REFERENCIAS

ARMANINI, A. Control Measures for Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. 1997.

ARMANINI, A. DELLAGIACOMA and F. FERRARI, L. From the check dam to the development of functional check dams. Fluvial Hydraulics of Mountain Regions. Lecture notes in earth sciences, n.37, Springer-Verlag, pp. 331-344, 1991

AYALA, L. Hidráulica de los Fenómenos de Remoción en Masa: Corrientes de Detritos y Flujos de Barro. Curso Pre- XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayaquil, Ecuador, 1996.

FIEBIGER, G. Structures of Debris Flow Countermeasures, En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assesment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. 1997. pp 596-605

MONTSERRAT, S. TAMBURRINO y A. NIÑO, Y. Relaciones Friccionales de Mezclas de Agua y Sedimentos. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, Brasil, 2004.

OKUBO, S. IKEYA, H., ISHIKAWA, Y. and YAMADA T. Development of New Methods for Countermeasures against Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. 1997. pp 166-185

SEMINARA, G. and TUBINO, M. Debris Flows: Meccanica, Contollo e Previsione. Monografia delle Unità Operativa del Guppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Istituto di Idraulica, Universidad de Genova. Giugno 1993

VANDINE, D. Debris Flow Control Structures for Forest Engineering. British Columbia. 1996.

**XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA  
SÃO PEDRO, ESTADO DE SÃO PAULO, BRASIL, OCTUBRE, 2004.**

**RELACIONES FRICCIONALES DE FLUJOS DE MEZCLAS DE AGUA Y  
SEDIMENTOS**

***Santiago Montserrat M.***

Ingeniero Civil (e) Magíster (c), Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile.  
[smontser@ing.uchile.cl](mailto:smontser@ing.uchile.cl)

***Aldo Tamburrino T.***

Profesor Asociado. Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile  
[atamburr@ing.uchile.cl](mailto:atamburr@ing.uchile.cl)

***Yarko Niño C.***

Profesor Asociado. Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile  
[ynino@ing.uchile.cl](mailto:ynino@ing.uchile.cl)

**RESUMEN:** Resultados experimentales sobre las leyes que rigen el movimiento de mezclas agua-sedimento se presentan en este artículo. Mezclas de agua y sedimentos se hicieron escurrir para distintas condiciones experimentales en un canal rectangular de alta pendiente. Los flujos eran registrados mediante cámaras de video ubicadas en distintas posiciones a lo largo del canal. A través de las imágenes fue posible determinar tanto la altura como la velocidad superficial de los flujos detríticos generados.

El material sólido incorporado a la mezcla estaba constituido por arena, grava y bentonita en distintas proporciones y concentración dependiendo del experimento. La presencia de finos en la mezcla (bentonita) altera en forma considerable la reología del fluido intersticial, por lo que fue necesario construir dos instalaciones experimentales adicionales con el fin de determinar la reología de la mezcla agua-bentonita.

Los resultados muestran que la grava resulta determinante en el comportamiento del flujo, ya que este tamaño de partículas concentra una gran cantidad de inercia asociada al choque de partículas. Mediante un análisis dimensional del fenómeno se pudo definir una ley de resistencia para este tipo de flujos. Esta ley se presenta en forma gráfica y relacional el número de Savage con el número de Bagnold, teniendo como parámetro un nuevo adimensional,  $z'$ , definido como el cociente entre la velocidad de sedimentación y la velocidad friccional, similar al parámetro de Rouse.

**ABSTRACT:** Results of an experimental study on the resistance relationship controlling debris flows are presented in this paper. Flows of solid - water mixtures were generated in a high slope rectangular flume and they were recorded by several video cameras located along the flume. Flow depths and free surface velocities were determined from the videos. The solids part of the mixture was formed by bentonite, sand and pebbles, mixed with water in different concentrations, depending on the experiment. Bentonite has the ability to change the water - solid matrix rheological behavior of the mixture. Two additional experimental devices were built in order to characterize the matrix rheology, which behaves as a highly viscous Newtonian fluid or as Bingham plastic with yield stress, depending on the bentonite concentration.

The results show that the flow behavior depends strongly on the pebbles added to the mixture, because they control the particle collisions due to their large inertia. A dimensional analysis allowed us to determine a frictional law for the flows tested in this study. This law is presented as a graphic relationship between the Savage number and the Bagnolds number, having as a parameter a dimensionless quantity similar to Rouse's  $z$ , defined as the ratio between fall and shear velocities.

**PALABRAS CLAVE:** Flujo detrítico – reología – leyes de resistencia.

## 1. INTRODUCCIÓN

La dinámica de flujos detríticos es una rama relativamente nueva de la Hidráulica Fluvial y su investigación ha demostrado un creciente interés producto de las grandes pérdidas económicas y de vidas humanas asociadas a la ocurrencia de estos eventos. La importancia de comprender la dinámica de los flujos detríticos se hace cada vez más importante debido al gran desarrollo urbano y utilización de áreas cada vez más riesgosas por parte de la población.

Los flujos detríticos ocurren cuando masas de sedimento, agitadas y saturadas por agua, deslizan a lo largo de una pendiente por acción de la fuerza de gravedad. El movimiento está condicionado por los esfuerzos que surgen debido a la interacción de las partículas sólidas entre sí, su interacción con el medio fluido, así como los esfuerzos que se originan debido a los efectos viscosos o turbulentos en la fase líquida. Mientras las fuerzas debido a los sólidos dominan la física de las avalanchas de roca y las fuerzas que se originan en el fluido dominan la física de los flujos de agua, en un flujo detrítico ambas fuerzas son importantes (Iverson, 1997).

Una ley de resistencia corresponde a una relación que liga la velocidad del flujo con su altura. La multiplicidad de esfuerzos relevantes en la dinámica de los flujos detríticos dificultan el análisis, no existiendo aún una teoría que resuelva el problema en forma general.

En el presente artículo se presentan algunos resultados obtenidos en una investigación experimental sobre el comportamiento de flujos detríticos. El análisis se realiza en base a parámetros adimensionales característicos de los flujos detríticos, capaces de definir los esfuerzos más relevantes en la dinámica del flujo. Para una buena caracterización de los flujos, es necesario modelar la reología de la mezcla agua-finos, para lo cual hubo que diseñar un conjunto de experimentos ad-hoc, cuyos resultados también se presentan en este artículo.

## 2. PARÁMETROS ADIMENSIONALES

En 1954, Bagnold postuló la existencia de un esfuerzo debido al choque entre partículas, el que denominó esfuerzo dispersivo, clasificando el comportamiento de los flujos detríticos en tres regímenes dependiendo del efecto relativo entre los esfuerzos de origen viscoso y el choque entre partículas. Se define el número de Bagnold como:

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2 \lambda^{1/2}}{\mu_f} \quad (1)$$

donde  $\rho_s$  es la densidad de las partículas sólidas,  $\dot{\gamma}$  la tasa de deformación angular,  $d$  el tamaño de las partículas,  $\mu_f$  la viscosidad dinámica del fluido intersticial y  $\lambda$  la concentración lineal, dada por

$$\lambda = \left( \left( \frac{c_v}{c_{vmax}} \right)^{1/3} - 1 \right)^{-1} \quad (2)$$

donde  $c_v$  es la concentración volumétrica de los sólidos en la mezcla y  $c_{vmax}$  es la máxima concentración posible de los sólidos. Para el caso de arenas,  $c_{vmax}$  es alrededor de 0,65. Para valores de  $Ba$  menores que 40, el régimen de flujo se denomina macroviscoso y, como el nombre lo indica, el escurrimiento de la mezcla es equivalente al flujo laminar de un fluido de gran viscosidad. Para valores de  $Ba$  mayores que 450, domina el efecto de choque entre las partículas sólidas y el régimen se denomina inercial. Valores intermedios del número de Bagnold corresponden a un régimen de transición.

En un flujo gravitacional de mezclas agua-sedimento, la interacción entre partículas puede ser a través de colisiones o fricción entre granos (esfuerzos de Coulomb). La razón entre estos dos efectos puede ser cuantificada por el número de Savage (Iverson y Vallance, 2001), el cual se define como:

$$Sa = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_f} \frac{\dot{\gamma}^2 d^2}{gh} \quad (3)$$

donde  $\rho_f$  es la densidad del fluido intersticial,  $g$  es la aceleración de gravedad y  $h$  es la profundidad del flujo. Valores de  $Sa$  menores que 0,1 corresponden a flujos dominados por la fricción entre partículas, mientras que para  $Sa$  mayor que 0,1 el exceso de presión elimina los efectos de la gravedad disminuyendo la rigidez de la mezcla.

De forma similar, la relación entre esfuerzos friccionales y viscosos se mide a través del número de fricción, dado por

$$N_f = \frac{c_v}{1 - c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f)gh}{\dot{\gamma}\mu_f} \text{tg}\phi \quad (4)$$

siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del material, el que frecuentemente se considera igual al ángulo de reposo. Si  $N_f$  es mayor que 2000, los esfuerzos friccionales dominan sobre los viscosos.

Otros parámetros importantes en la caracterización de flujos detríticos corresponden al número de Froude ( $F_r$ ) y Reynolds ( $R_e$ ), definidos como:

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (5)$$

$$R_e = \frac{Uh}{\nu_f} \quad (6)$$

siendo

$$\nu_f = \frac{\mu_f}{\rho_f} \quad (7)$$

La tasa de deformación del fluido es un parámetro difícil de estimar. Usualmente, la tasa de deformación se calcula como  $U/h$ , donde  $U$  corresponde a una medida de velocidad del flujo.

No sólo agua constituye lo que se considera la fase líquida del flujo detrítico, sino que además forman parte de ella las fracciones más finas de los sólidos. La mezcla agua-finos actúa como un fluido equivalente con características distintas a las del agua pura. La densidad del fluido intersticial puede ser fácilmente estimada y está dada por  $\rho_f = c_b \rho_b + (1 - c_b)\rho$ , siendo  $c_b$  la concentración en volumen del material fino en la mezcla agua – finos,  $\rho_b$  es la densidad del sedimento fino y  $\rho$  es la densidad del agua.

Por el contrario, la viscosidad del fluido intersticial es un parámetro complejo de determinar y depende de la reología de la mezcla agua-finos. Para reologías no Newtonianas existe un coeficiente de viscosidad equivalente característico de la reología de la mezcla intersticial constituida por agua y finos ( $\eta$ ). La forma en cómo la presencia de partículas sólidas finas altera la viscosidad o reología de la mezcla es un problema complejo que ha sido motivo de numerosos estudios, comenzando por el de Einstein en 1906. Sin embargo, las relaciones, tanto

teóricas como experimentales, existentes se encuentran limitadas a mezclas de baja concentración de partículas no cohesivas.

Otro parámetro importante en la caracterización de los flujos es el diámetro característico de las mezclas agua-sedimento. En el caso de mezclas de granulometrías extendidas, la elección del diámetro característico no resulta evidente, como tampoco es evidente que un solo diámetro represente la dinámica del flujo detrítico.

### 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

#### 3.1. Características generales de la mezcla agua – sedimento

La fracción sólida de la mezcla agua-sedimento utilizada en este estudio está constituida por una combinación de bentonita, arena y gravilla en distintas proporciones según el experimento. La concentración de gravilla se mantuvo constante en todos los experimentos y corresponde al 10 % del total del peso de los sólidos, la concentración de bentonita se varió entre 0 y 5% del total del peso de los sólidos, mientras que la concentración de arena varía entre 90% y 85% según sea el porcentaje de bentonita. Tanto la arena como la gravilla presentan una distribución bastante uniforme con diámetros medios  $d_a=0,48$  mm y  $d_G=9$  mm respectivamente. La densidad del total de los sólidos es  $2,6$  gr/cm<sup>3</sup> y la de la bentonita es  $2,42$  gr/cm<sup>3</sup>. El ángulo de fricción interna de la mezcla arena-gravilla se estimó en  $\phi=30^\circ$ . Se experimentó con tres valores de la concentración volumétrica de sólidos en la mezcla ( $c_v$ ): 25, 30 y 35%.

#### 3.2. Reología de la mezcla agua-finos (bentonita).

##### 3.2.1. Instalaciones experimentales

Con el fin de determinar la reología de la mezcla agua-bentonita fue necesario construir dos instalaciones experimentales: la primera de ellas consistente en un viscosímetro de Poiseuille y la segunda en un canal semi circular el que permite observar la tasa de deformación del elemento de fluido (Fig. 1).

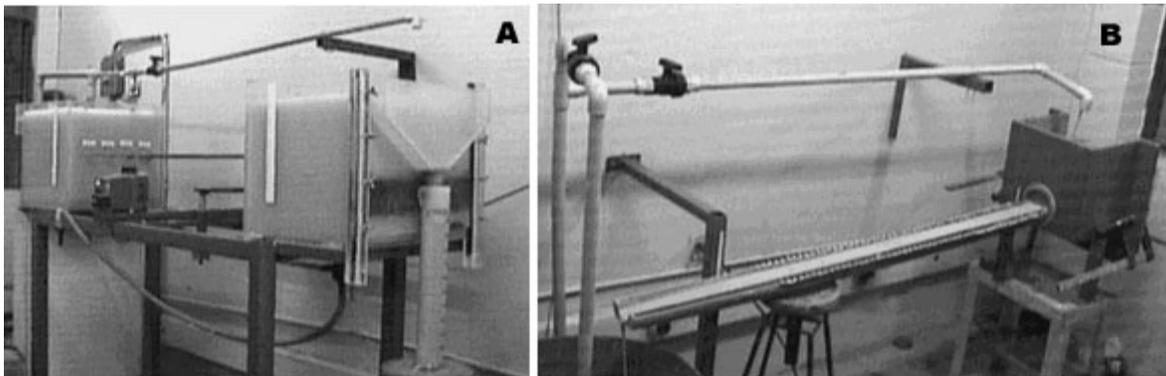


Fig. 1 Instalaciones experimentales utilizadas para determinar la reología de la mezcla agua-bentonita. A) viscosímetro de Poiseuille, B) canal semi circular.

##### 3.2.2 Resultados

A partir de experiencias realizadas en el viscosímetro de Poiseuille (Fig. 1A), se descubrió la existencia de un esfuerzo de fluencia de la mezcla, ya que para algunas concentraciones de bentonita y condiciones de carga no hubo flujo a través de la instalación. De esta manera, se determinó que la mezcla no queda bien representada por un modelo reológico Newtoniano. La existencia del esfuerzo de fluencia pudo ser claramente observado en las experiencias realizadas en el canal semi circular. Un ejemplo de la visualización de la tasa de deformación del elemento de fluido puede ser observada en la Fig. 2. Se ve claramente que existe deformación sólo en la cercanía

de la pared, donde los esfuerzos de corte son mayores, pero en la zona central el esfuerzo no es capaz de deformar al fluido, evidenciando que en esa región no se ha superado el esfuerzo de fluencia.

En general, la reología de fluidos no Newtonianos está dada por un modelo de ley de potencia con esfuerzo de fluencia,

$$\tau = \tau_f + K\dot{\gamma}^n \quad (8)$$

donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte,  $\tau_f$  el esfuerzo de fluencia,  $K$  es el coeficiente de viscosidad y  $n$  es un exponente característico de la reología. Para un fluido newtoniano  $\tau_f = 0$ ,  $n = 1$  y  $K$  corresponde a la viscosidad dinámica. Para la geometría de la instalación de la Fig. 1B,  $\dot{\gamma} = du/dr$ , siendo  $u$  la velocidad longitudinal y  $r$  la distancia radial desde el eje del canal.

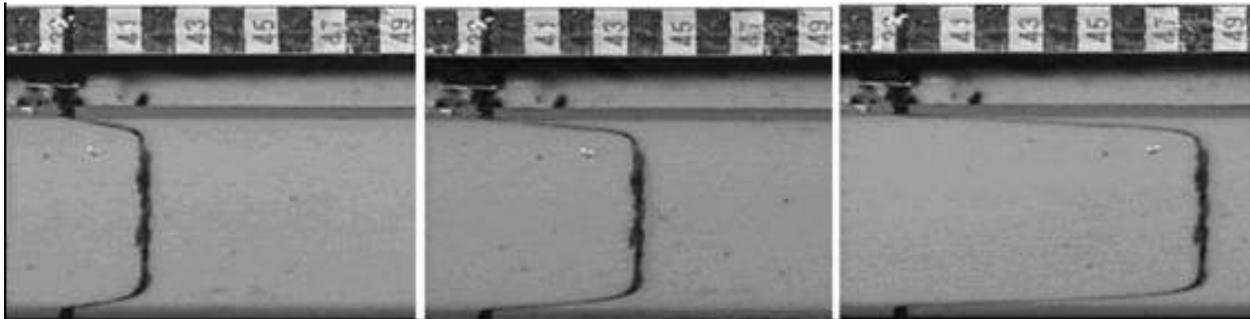


Fig. 2 Existencia de esfuerzo de fluencia. Visualización de la distribución de velocidades en la superficie libre para las concentraciones mayores de bentonita

Utilizando la información experimental, además de distintas metodologías de cálculo, se establece que un modelo reológico plástico de Bingham ( $n=1$ ) se ajusta de buena forma a la reología de las mezclas ensayadas. Los parámetros  $K$  y  $\tau_f$  característicos de la mezcla agua-bentonita varían según la concentración de bentonita (Fig. 3 y Fig. 4). Para bajas concentraciones de bentonita,  $\tau_f$  se vuelve despreciable, por lo que la mezcla muestra un comportamiento Newtoniano.

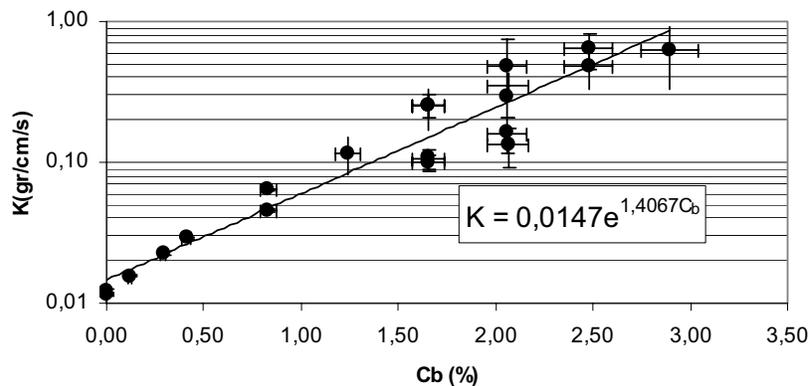


Fig. 3 Variación del coeficiente de viscosidad,  $K$ , en función de la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ .

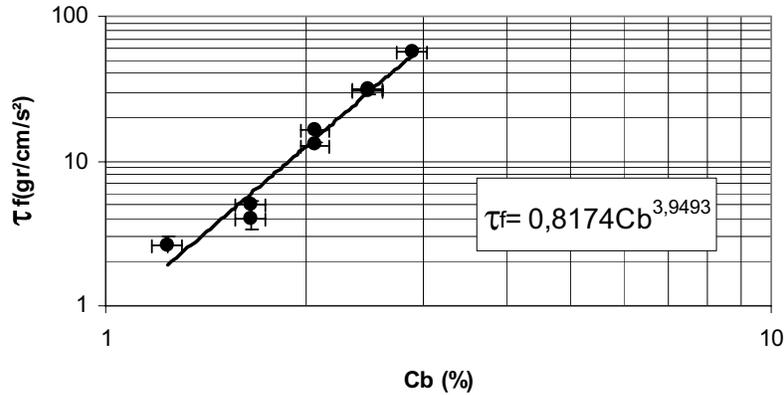


Fig. 4 Variación del esfuerzo de fluencia,  $\tau_f$ , en función de la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ .

En el gráfico de la Fig. 3 se observa un crecimiento exponencial del coeficiente de viscosidad,  $K$ , con la concentración volumétrica de bentonita en la mezcla,  $c_b$ . El coeficiente de viscosidad aumenta casi 2 órdenes de magnitud respecto de la viscosidad del agua pura para una concentración de bentonita cercana al 3%. Esto indica que bajas concentraciones de bentonita influyen dramáticamente en la reología de la mezcla.

En cuanto al esfuerzo de fluencia (Fig. 4), se aprecia que éste se hace importante para concentraciones de bentonita mayores a 1% y que su valor aumenta rápidamente junto con la concentración de bentonita, al igual que en el caso del coeficiente de viscosidad.

Así, la mezcla agua-bentonita puede ser modelada como un fluido Newtoniano para concentraciones de bentonita menores que 1% y como un fluido plástico de Bingham para concentraciones mayores. Se debe notar que si no existe esfuerzo de fluencia, el plástico de Bingham corresponde a un fluido Newtoniano.

Basado en estos resultados, la reología de la mezcla agua-bentonita puede ser determinada en función de la concentración volumétrica de bentonita usando las relaciones::

$$K = 0,01 \quad \tau_f = 0 \quad c_b < 0,1 \quad (9)$$

$$K = 0,0147e^{1,4067c_b} \quad \tau_f = 0 \quad 0,1 \leq c_b < 1 \quad (10)$$

$$K = 0,0147e^{1,4067c_b} \quad \tau_f = 0,8174c_b^{3,9439} \quad c_b \geq 1 \quad (11)$$

La viscosidad equivalente característica de mezclas con reologías plástico de Bingham puede ser calculada como:

$$\eta = K \left( 1 - \frac{2\tau_f R_h}{3K\bar{u}} \right) \quad (12)$$

donde  $R_h$  corresponde al radio hidráulico y  $\bar{u}$  es la velocidad media del flujo o alguna velocidad característica de la mezcla.

### 3.3. Flujos detríticos

### 3.3.1. Instalación experimental

Los experimentos se llevaron a cabo en un canal de pendiente variable, de 6 m de largo por 20 cm de ancho. Una de las paredes del canal es de acrílico transparente de 12 mm de espesor. El fondo del canal fue recubierto por la misma arena utilizada en la mezcla sólido – líquido, o por un lecho de gravillas de tamaño aproximado 4 mm, dependiendo del experimento. Los experimentos se realizaron para dos valores de la pendiente ( $S_0$ ): 15% y 32%. En cada experimento, una mezcla específica de arena, bentonita y agua fluye al canal desde un estanque de carga ubicado aguas arriba, debido a la apertura repentina de una compuerta, cuyo ancho es igual al del canal. La apertura de la compuerta es de 1 o 2 cm. El volumen total de la mezcla se mantuvo constante para todos los experimentos, siendo de 130 litros. La gravilla se agregó al flujo inmediatamente después de la salida de la mezcla del estanque. No se agregó en el estanque de carga debido a su tendencia a sedimentar y bloquear la salida del flujo desde el interior del estanque. La mezcla de arena, bentonita y agua era mezclada mecánicamente dentro del estanque con el fin de mantener condiciones de mezcla homogénea.

Dos cámaras de video fueron utilizadas para registrar los experimentos: una de ellas, ubicada frente a la pared de acrílico, permitía registrar la altura del flujo y la otra, ubicada en dirección normal a la superficie libre, se usaba para determinar la velocidad de la superficie libre. La velocidad superficial corresponde a la medida de velocidad utilizada en el cálculo de la tasa de deformación y parámetros adimensionales en general.

### 3.3.2. Caracterización de los flujos detríticos experimentados

Una de las principales características de los flujos detríticos generados consiste en que éstos se desarrollan como una serie de ondas de aparición espontánea, similares a las ondas rodantes en canales abiertos. La presencia de ondas y la intermitencia en los flujos detríticos es una característica documentada por muchos investigadores, observada tanto en terreno como en flujos a escalas de laboratorio. Observaciones experimentales han mostrado que las ondas aparecen en forma espontánea, sin la necesidad de alguna perturbación externa del flujo (Iverson 1997). Un ejemplo de esta fluctuación, tanto de la altura como de la velocidad se presenta en la Fig. 4. En los cálculos que siguen, se utiliza el valor medio temporal de estas variables.

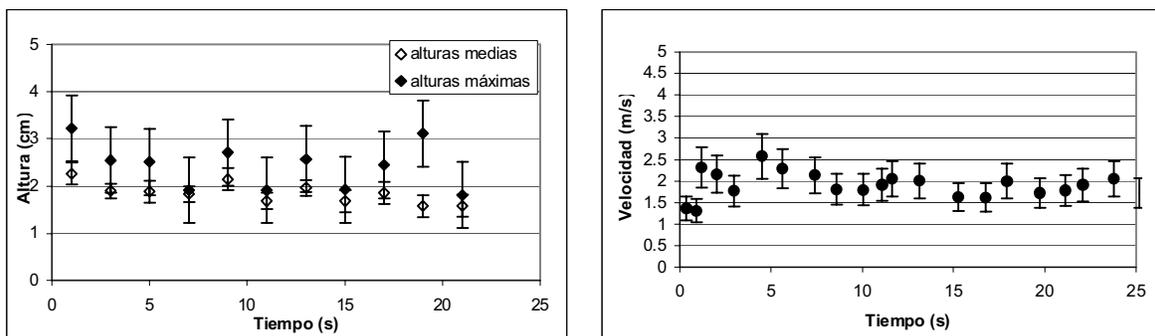


Fig. 4 Velocidad superficial y altura de un flujo detrítico en función del tiempo

Como una primera aproximación, y siguiendo la metodología utilizada por otros autores (Iverson y Vallance, 2001, Parsons et al., 2001), se consideró que el tamaño característico de las partículas es el diámetro medio de los sedimentos (arena y gravilla). Sin embargo, al evaluar  $Ba$ ,  $Sa$  y  $N_f$ , éstos parámetros definen regímenes de flujo contradictorios con lo observado en los experimentos. En particular, el  $Ba$  define un régimen macroviscoso.

Al observar detenidamente los flujos generados, se nota una gran interacción de las partículas de mayor tamaño (gravilla). Comparando los regímenes entregados por los adimensionales con los observados en los experimentos, se concluye que tanto la arena como la gravilla son relevantes en la inercia de las partículas. De

esta manera, ponderando la inercia de cada fracción granulométrica, 90% de arena y 10% de gravilla aproximadamente, los flujos quedan bien clasificados por los adimensionales. Por lo tanto, se define el  $Ba$  y  $Sa$  representativos de los flujos detríticos ensayados como:

$$Ba = 0,90Ba(d_a) + 0,10Ba(d_G) \quad (13)$$

$$Sa = 0,90Sa(d_a) + 0,10Sa(d_G) \quad (14)$$

donde  $Ba(d_i)$  corresponde al número de Bagnold estimado según la partícula de diámetro  $i$ ,  $Sa(d_i)$  al número de Savage estimado según la partícula de diámetro  $i$ , 0,1 corresponde a la fracción de grava en la mezcla y 0,9 a la fracción de arena.

La metodología aplicada entrega resultados acordes con los valores encontrados en la bibliografía y representan de buena forma lo observado en los experimentos.

Según los valores obtenidos para  $Ba$ , los flujos fluctúan entre régimen inercial a transición. El paso de flujos inerciales a flujos en transición queda dominado principalmente por la concentración de bentonita presente en la mezcla, la cual actúa cambiando la viscosidad de la fase líquida. En cuanto al número de Savage ( $Sa$ ), se obtiene que todos de los flujos sobrepasan el umbral de 0,1, indicando que la mezcla mantiene niveles de licuefacción adecuados como para inhibir la fricción entre partículas y facilitar el escurrimiento. El número de fricción por su parte ( $N_f$ ) permanece bajo el umbral de 2000 para la mayoría de los flujos, indicando que los esfuerzos viscosos dominan por sobre los de fricción, incluso en aquellos flujos con bajas o nulas concentraciones de bentonita. Sin embargo, flujos con bajas concentraciones de bentonita poseen los más altos valores del  $Ba$ , dentro del régimen inercial, indicando que para estos flujos las colisiones dominan por sobre los esfuerzos viscosos. A medida que aumenta la concentración de bentonita, y por ello la viscosidad equivalente de la mezcla, los esfuerzos viscosos se vuelven cada vez más importantes hasta ubicar al flujo en el régimen de transición (Fig. 5). Lo anterior indica que altos valores de viscosidad dificultan el movimiento relativo de las partículas, disminuyendo así los esfuerzos dispersivos.

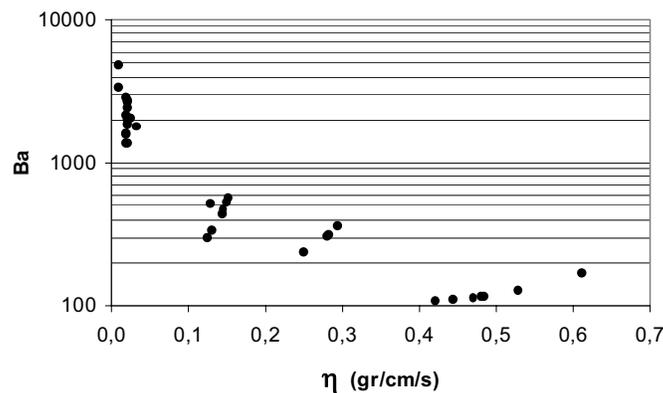


Fig. 5 Variación del número de Bagnold ( $Ba$ ) en función de la viscosidad equivalente ( $\eta$ ) en los experimentos realizados.

### 3.3.3. Ley de Resistencia

En primer lugar se buscó determinar la importancia de la rugosidad del fondo del canal en la resistencia del flujo. Según lo que se conoce de la mecánica de fluidos en ausencia de mezclas sólidas, se pensó que los flujos deberían guardar cierta relación con los parámetros  $k_+$ , el tamaño de las asperezas en unidades de la pared, y  $\delta$ , el cociente entre el tamaño de las asperezas y la altura de escurrimiento.

$$k_+ = \frac{u_* k}{\eta} \quad (15)$$

$$\delta = \frac{k}{h} \quad (16)$$

donde  $k$  corresponde al tamaño de las partículas que conforman el fondo (tamaño de las asperezas).

Como resultado, puede decirse que no se observó correlación alguna entre los parámetros característicos de las asperezas ( $k_+$  y  $\delta$ ) y del flujo, concluyéndose que para estas experiencias no existe mayor relación entre la rugosidad del canal y la dinámica del flujo. Lo anterior puede ser consecuencia de los bajos valores de  $k_+$  obtenidos, situando a las experiencias en el rango de pared hidrodinámicamente lisa a pared hidrodinámicamente en transición lisa-rugosa, según la clasificación típica para flujos sin mezclas sólidas. Dado que la aplicabilidad de esa clasificación es incierta en el presente caso, se considera este resultado sólo referencial.

Se definió un nuevo parámetro adimensional,  $z'$ , similar al parámetro de Rouse, definido como la razón entre la velocidad de sedimentación de las partículas de diámetro medio ( $w_s$ ) y la velocidad de corte ( $u_*$ ).

$$z' = \frac{w_s}{u_*} \quad (17)$$

No se emplea el parámetro de Rouse, definido como  $z = w_s / (ku_*)$ , ya que existe una dependencia, aún no bien definida, entre la constante de von Karman,  $k$ , y la concentración de finos.

La velocidad de sedimentación que se utiliza en la ec.17 se corrigió por efectos de la concentración y viscosidad de la fase líquida, de manera que es una medida de la habilidad que tienen las partículas para moverse en el medio, y  $u_*$  es una medida del esfuerzo de corte actuando sobre el fondo. Se ha demostrado que en el caso de canales abiertos, la energía turbulenta del sistema escala con  $u_*$ , es decir,  $u_*$  puede ser interpretado como una medida de la turbulencia disponible en el flujo para mantener las partículas en suspensión.

Al parametrizar las distintas experiencias por el valor del parámetro  $z'$ , se observa cierta correlación entre los adimensionales característicos del flujo. En particular es posible encontrar una tendencia lineal entre el  $Sa$  y  $Ba$  para distintos valores de  $z'$  (Fig. 6). Además es posible observar una relación funcional entre  $Ba$  y  $N_f$  que también se ordenan en términos de  $z'$  (Fig. 7). El  $Ba$  y  $Sa$  utilizados en la clasificación final de los flujos corresponden a los definidos en la ec.13 y ec.14.

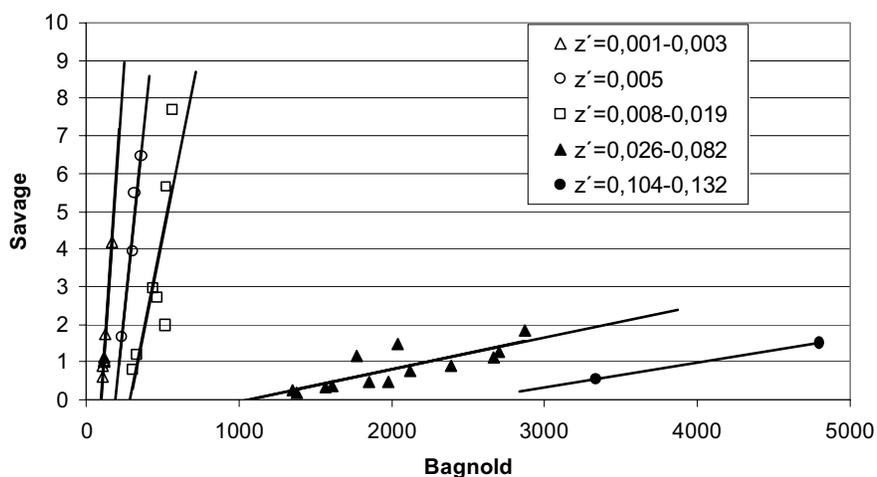


Fig. 6 Número de Savage en función del número de Bagnold. Símbolos vacíos: flujos en transición, símbolos llenos: flujos inerciales.

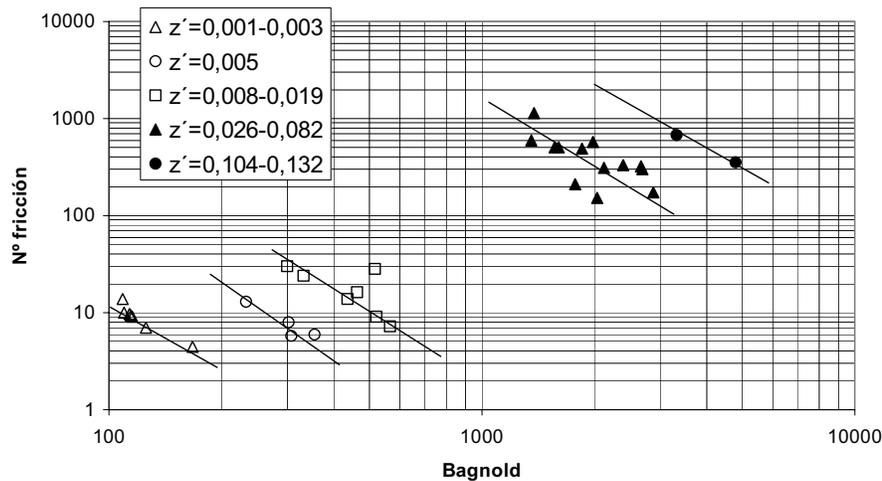


Fig. 7 Número de Fricción en función del Bagnold. Símbolos vacíos: flujos en transición, símbolos llenos: flujos inerciales

El parámetro  $z'$  definido para el análisis de los flujos detríticos ensayados puede ser interpretado como una medida de la energía consumida por el flujo para mantener el sedimento en suspensión. Altos valores de  $z'$  indican que gran parte de la energía disponible es utilizada en mantener a los sólidos suspendidos, reduciendo así la cantidad de energía disponible para el movimiento de la mezcla, es decir, mientras mayor es  $z'$ , mayor es la resistencia del flujo al movimiento. Finalmente se puede mencionar que las relaciones mostradas en las Figs. 6 y 7 pueden ser interpretadas como leyes de resistencia, ya que para el resto de los parámetros fijos entregan una relación entre la velocidad y altura del flujo.

#### 4. Conclusiones

En este trabajo se han presentado algunos resultados experimentales sobre las leyes que rigen el movimiento de flujos detríticos en el rango de transición a rango inercial. Los resultados muestran una dependencia entre el número de Savage y de Fricción con el número de Bagnold. Sin embargo, esta relación depende además del parámetro  $z'$ , el cual involucra una serie de características de la mezcla y del flujo: concentración, viscosidad de la fase líquida, turbulencia disponible para mantener las partículas en suspensión, etc. Además se concluye que en el caso de mezclas de granulometría extendida, un solo diámetro no representa de buena forma la dinámica del flujo detrítico. Para el caso de los experimentos realizados, ponderando la inercia por las distintas fracciones granulométricas se logra una buena correlación entre los regímenes entregados por los adimensionales y los observados de la experimentación. Sin embargo, el esquema de cálculo propuesto no se puede generalizar ya que no se realizaron experiencias con distintas granulometrías. Algo similar ocurre con el parámetro  $z'$ . La velocidad de sedimentación fue estimada a partir del diámetro medio de las partículas, correspondiente al diámetro de la arena. Nuevas experiencias deberán ser realizadas con el fin de determinar un esquema de cálculo apropiado para los adimensionales y definir un parámetro  $z'$  representativo de cualquier mezcla agua-sedimento.

El rol que juega la presencia de material cohesivo en las mezclas detríticas puede resultar sumamente importante ya que pequeñas cantidades pueden cambiar dramáticamente la reología de la fase líquida, alterando el comportamiento del flujo. En el caso de la bentonita, concentraciones cercanas al 3 % en volumen, aumentan la viscosidad de la fase líquida en prácticamente dos órdenes de magnitud respecto de la viscosidad del agua. De este modo, para una adecuada caracterización de los flujos detríticos es fundamental determinar correctamente la reología del fluido intersticial, en particular la viscosidad equivalente,  $\eta$ . En el caso de la investigación reportada en este artículo, fue necesario construir dos instalaciones ad-hoc para definir las reologías de las mezclas ensayadas.

## 5. Agradecimientos

Se agradece el financiamiento parcial dado por el Centro del Agua para Zonas Áridas y Semiáridas de América Latina y El Caribe, CAZALAC, a través de una beca otorgada al primer autor de este artículo.

## 6. Referencias

IVERSON, R. The Physics of Debris Flows, *Review of Geophysics*, (35)3: 245-296. August 1997.

IVERSON, R. and VALLANCE, J. New Views of Granular Mass Flows. *Geology*, 29 (2): 115-118, February 2001

PARSON, J. WHIPPLE, K. and SIMONI, A. Experimental Study of the Grain-Flow, Fluid-Mud Transition in Debris Flows. *The Journal of Geology*, 109: 427-447, 2001.



## **ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA PRESENCIA DE BARRERAS EN FLUJOS DETRÍTICOS**

*Santiago Montserrat M, Aldo Tamburrino T. y Yarko Niño C.*

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Casilla 228-3, Santiago, Chile.

([smontser@ing.uchile.cl](mailto:smontser@ing.uchile.cl), [atamburr@ing.uchile.cl](mailto:atamburr@ing.uchile.cl), [ynino@ing.uchile.cl](mailto:ynino@ing.uchile.cl))

**RESUMEN:** En este artículo se presentan resultados experimentales sobre la interacción de flujos detríticos con barreras transversales, permeables e impermeables. Las primeras bloquean completamente el cauce y las segundas sólo de manera parcial. Las barreras fueron ubicadas en serie dentro de una canal rectangular por donde fluían mezclas de agua y sedimento. Los sólidos incorporados a la mezcla agua-sedimentos están constituidos por arena, grava y bentonita en distintas concentraciones volumétricas según el experimento.

Los resultados muestran que tanto las barreras permeables como impermeables se comportan adecuadamente como medidas de control aluvional. La elección del tipo de barrera dependerá de la estrategia de control aluvional utilizada. Se determinaron las características de los depósitos generados: volumen de retención, segregación del material depositado y, en el caso de barreras impermeables, pendiente de los depósitos. Las variables más relevantes que definen estas características son la concentración de finos y el espaciamiento entre barreras. La presencia de finos en la mezcla altera la reología del fluido intersticial, lo que incide directamente en el comportamiento del flujo y capacidad de los sólidos en depositarse. En cuanto al espaciamiento entre barreras, éste controla los efectos de la socavación al pie de ellas, lo que puede disminuir la capacidad de retención.

Debido a que son varios los parámetros adimensionales que representan distintos aspectos de la dinámica del flujo, todos ellos deben ser considerados en la modelación ya que, en general, no existe un dominio de un aspecto sobre otro. Por esto, se concluye que es muy difícil escalar, a dimensiones de prototipo, resultados obtenidos en estudios a escala reducida. Esta conclusión, sin embargo, no invalida los estudios experimentales, ya que estos permiten orientar el diseño de barreras dentro del régimen de flujo estudiado.

**PALABRAS CLAVE:** Flujos detríticos – control aluvional – obras fluviales

**ABSTRACT:** Experimental results regarding the interaction between debris flows and barriers placed in the flow path are presented in this paper. Two types of barriers were tested: impermeable and permeable dams. The first ones are barriers blocking spanwise the flow, and the second ones correspond to slit dams, with only one slit at the center of the barrier. One or more barriers were located along the experimental flume, depending on the experiment. Bentonite, sand, pebbles and water mixed in different concentrations were tested.

The paper includes a dimensional analysis that quantifies the different effects involved in debris flow motion. Among the dimensionless parameters describing the phenomenon are: Bagnold Number ( $Ba$ ), Savage Number ( $Sa$ ) and Friction Number ( $N_f$ ). A good characterization of the interstitial fluid rheology is needed to quantify these parameters, particularly, the apparent viscosity,  $\eta$ , which must be determined experimentally. In the mixtures used in the experiments, the water and the finest part of the solids in the mixture (bentonite) constitute the interstitial fluid, and it behaves as a Bingham plastic for the range of bentonite concentrations used in the experiments (0 ~3% in volume).

From the experimental data is possible to quantify the dimensionless parameters  $Ba$ ,  $Sa$  and  $N_f$ , needed for the dynamic characterization of the debris flows generated in the experimental set-up. According to these parameters, the flows tested are in the transition and inertial regime, indicating that particle collision and interstitial viscous fluid stress dominate the flow dynamics. The friction grain interaction (Coulomb stress), did not play an important role in the debris flow generated in the experiments. An interesting result is that the pebbles, representing the biggest particles in the solid sample, are the responsible of the inertia generated during the flow motion.

The following characteristics of the deposits generated by the barriers were quantified: volume of trapped solids, solids segregation and, in the case of impermeable barriers, slope deposit. The results show that barriers can be effective control measurements of debris flows. The spacing between barriers and concentration of fines in the mixture are the most relevant variables defining the deposit characteristics. The amount of fines changes the rheological behavior of the mixture, affecting the flow characteristics and the sedimentation capacity of the larger solids. Also, spacing between barriers controls the local erosion downstream of them, defining the trapping capacity of the dams.

Depending on the control strategy and the flow and terrain conditions, permeable or impermeable barriers should be chosen. Impermeable barriers act as efficient traps of sediments in mild slope terrain,

in the natural deposition basin. On the other hand, permeable barriers could be effective buffers, retaining temporarily part of the sediments and reducing the high energy levels and the sediment peak discharge. Reduced debris flow energy level facilitates downstream sediment deposition.

The scaling of debris flows is a very important but also a complex problem. Since Bagnold (1954), many relevant dimensional parameters have been developed. These parameters take into account the different processes involved in the dynamic of debris flow. However, because there are many processes coexisting simultaneously in the debris flow motion, to scale debris flows from laboratory experiments to prototype dimensions, preserving all the parameters involved in the phenomenon is an almost impossible task.

However, this conclusion does not mean that experimental debris flow studies and models are not useful. They can effectively provide a guidance in the design of control barriers when the debris flow regime is the same in experiments and prototype.

## 1 INTRODUCCIÓN

A pesar de que el estudio de los flujos detríticos es una rama relativamente nueva de la hidráulica, la construcción de soluciones estructurales para la protección contra aluviones es un tema abordado desde la antigüedad en zonas donde la ocurrencia de estos flujos resultaba habitual. Ya en 1897 se promulgó la primera ley sobre protección y construcción de defensas aluvionales, correspondiente a la “Sabo Law” en Japón (Seminara y Tubino, 1993).

El problema de control aluvional consiste esencialmente en controlar y manejar grandes cantidades de sedimentos, arrastrados durante crecidas intensas y de corta duración. El control puede resultar en una intervención a gran escala del cauce, manejando los sedimentos en las distintas fases de los flujos detríticos: iniciación, transporte y depositación. Una variedad de soluciones han sido desarrolladas para satisfacer diferentes requerimientos, tales como prevenir flujos o controlar su iniciación, movimiento y depositación. Muchas de estas soluciones han sido probadas arrojando resultados satisfactorios. En otros casos, pruebas en terreno de nuevos diseños se encuentran en progreso (Armanini et al., 1991; VanDine, 1996; Okubo et al., 1997).

Las estructuras de control aluvional pueden ser clasificadas como activas, diseñadas para aumentar la estabilidad de los depósitos, y pasivas, las que se introducen en el cauce con el fin de provocar un cambio particular en el flujo. Las obras pasivas pueden ser permeables o impermeables. Las obras impermeables (o presas) fueron utilizadas ampliamente con el fin de retener grandes volúmenes de sedimento, sin embargo, los grandes depósitos generados tras la construcción de estas presas eran llenados por el arrastre ordinario del cauce, disminuyendo su capacidad de retención. Además, la detención y depositación permanente de los sedimentos provoca un gran desbalance en el arrastre del cauce (Armanini et al., 1991; Fiebiger, 1997).

Posteriormente se estableció que el objetivo central del control aluvional no es detener todo el sedimento, sino sólo la fracción causante de los desastres, es decir, flujos detríticos y transporte a gran escala durante crecidas. Incluso, durante estos eventos, la idea es retener sólo la fracción más gruesa de los sedimentos. Flujos menores deben transitar libremente a través de estructuras permeables, llevando

la cantidad de sedimentos correspondientes a la capacidad de arrastre del torrente (Armanini et al. 1991; Fiebiger, 1997).

Los criterios de diseño de obras de control aluvional resultan escasos y las solicitaciones y condiciones de operación a las cuales se ven expuestas resultan también inciertas (Armanini, 1997). Por ello se hace necesario el estudio de obras de protección con el fin de orientar el diseño y disminuir el riesgo aluvional (Ayala, 1996).

Algunos estudios experimentales sobre el comportamiento de presas permeables e impermeables han sido realizados. A partir de los experimentos se concluye que las barreras efectivamente retardan y reducen la máxima concentración de sedimentos y que esta efectividad se reduce en caso de que la presa se encuentre llena antes del evento, sin embargo, el efecto de retardación y reducción de la máxima concentración sigue siendo importante. Además, 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 (Senoo y Mizuyama, 1984).

En el caso de barreras permeables, se ha demostrado que su funcionamiento depende principalmente del espaciamiento existente entre sus elementos y de la concentración y tamaño del material arrastrado por el flujo. (Mizuyama et al., 1996; Lin et al., 1997). 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, 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

En este trabajo se presentan resultados obtenidos de un estudio experimental sobre la interacción entre barreras transversales, permeables e impermeables, y flujos detríticos. Los experimentos se realizaron en un canal rectangular por el cual se hacía escurrir una mezcla heterogénea de agua y sedimentos. Dentro del canal, barreras transversales permeables o impermeables eran colocadas en serie las que interactuaban con el flujo detrítico. El estudio se enfoca principalmente a las características de los depósitos generados tras las barreras.

Las barreras permeables fueron materializadas como una barrera simple de altura determinada y de ancho igual al del canal, de manera que el flujo se desarrolla por sobre la barrera. Por su parte, la barrera impermeable fue materializada como una barrera con una apertura central de ancho ( $b_o$ ) aproximado 1/3 del ancho total de la barrera y altura suficiente como para evitar el rebase del flujo por sobre ésta.

## 2 ANÁLISIS DIMENSIONAL

La cuantificación de las corrientes de detritos desde el punto de vista hidráulico y mecánico fluvial constituye un problema altamente complejo que aún no ha sido completamente resuelto. El enfoque analítico requiere tomar en cuenta los esfuerzos que se generan en la masa líquida, la interacción líquido-sólido e interacción de las partículas sólidas entre sí. Como es de esperar, este enfoque no es general, sino que usualmente parcializa el análisis tomando en cuenta las fuerzas que predominan en las interacciones o el comportamiento reológico de la mezcla. Además, esta aproximación al problema a menudo requiere algunos parámetros que son determinados experimentalmente, reduciendo aún más su generalidad. De este modo, resulta natural y adecuado enfrentar el problema de manera experimental a escala reducida, con el objeto de estudiar los aspectos más relevantes del fenómeno de los flujos detríticos y su interacción con estructuras ubicadas en el cauce.

Para el caso del flujo de una mezcla de un fluido con un material granular no cohesivo, de tamaño relativamente uniforme interactuando con una barrera vertical ubicada en un cauce de sección rectangular, las variables involucradas en el problema son:

$c_v$ , concentración en volumen de los sólidos

$c_{vmax}$ , concentración máxima o de empaquetamiento de los sólidos

$\phi$ , ángulo de fricción interna de los sólidos

$d$ , tamaño característico de los sólidos

$\rho_s$ , densidad de los sólidos

$(\rho_s - \rho_f)$ , densidad de los sólidos relativa a la del fluido

$\eta$ , viscosidad dinámica equivalente del fluido intersticial

$h$  , altura característica del flujo  
 $\bar{u}$  , velocidad característica del flujo  
 $S_o$  , pendiente del fondo  
 $b$  , ancho del canal  
 $H$  , altura de la barrera  
 $b_0$  , ancho de la abertura de la barrera  
 $L$  , distancia entre las barreras  
 $g$  , aceleración de gravedad

Los parámetros adimensionales que se generan son los siguientes:

$$\begin{array}{ccccc}
 \Pi_1 = c_v & \Pi_2 = c_{vmax} & \Pi_3 = tg\phi & \Pi_4 = S_o & \Pi_5 = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_s} \\
 \Pi_6 = \frac{d}{h} & \Pi_7 = \frac{b_0}{b} & \Pi_8 = \frac{b}{h} & \Pi_9 = \frac{h}{H} & \Pi_{10} = \frac{L}{H} \\
 \Pi_{11} = \frac{\bar{u}^2}{gh} & \Pi_{12} = \frac{\rho_s \bar{u} h}{\eta} & & & 
 \end{array}$$

Es frecuente encontrar que, en lugar de la concentración máxima, se utilice la concentración lineal,

definida como:  $\lambda = \left( (c_v / c_{vmax})^{\frac{1}{3}} - 1 \right)^{-1}$ . Para las arenas ensayadas,  $c_{vmax} \sim 65\%$ .

La combinación de algunos de los parámetros anteriores permite generar los parámetros clásicos que surgen en los flujos de mezclas, a saber, el número de Bagnolds ( $Ba$ ), el número de Savage ( $Sa$ ) y el número de fricción ( $N_f$ ), definidos como:

$$Ba = \frac{\rho_s \dot{\gamma} d^2 \lambda^{\frac{1}{2}}}{\eta} \quad (1)$$

$$Sa = \frac{\rho_s \dot{\gamma}^2 d^2 \lambda^{\frac{1}{2}}}{\rho_s - \rho_f gh} \quad (2)$$

$$N_f = \frac{c_v}{1-c_v} \frac{(\rho_s - \rho_f) gh}{\dot{\gamma} \eta} \tan \phi \quad (3)$$

En las relaciones anteriores se ha reemplazado el cociente  $\bar{u}/h$  por la tasa de deformación angular,  $\dot{\gamma}$ . Los parámetros anteriores tienen sentido físico claro. El número de Bagnolds es una medida de la razón entre los esfuerzos generados por las colisiones entre partículas (esfuerzos dispersivos) y los viscosos, el número de Savage indica la relación entre los esfuerzos dispersivos y el peso sumergido de las partículas y el número de fricción mide la relación de la fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb) respecto al esfuerzo de origen viscoso intersticial. De este modo, se utiliza  $Ba$ ,  $Sa$  y  $N_f$  en lugar de los parámetros  $\Pi_3$ ,  $\Pi_{11}$  y  $\Pi_{12}$ .

En general, la presencia de material fino en la mezcla se considera en el análisis representando a la mezcla de agua con finos como un fluido equivalente, con densidad y reología propia. La densidad de este fluido equivalente está dada por  $\rho_f = c_b \rho_b + (1 - c_b) \rho$ , donde  $c_b$  es la concentración en volumen del material fino,  $\rho_b$  es su densidad y  $\rho$  es la densidad del agua. La viscosidad equivalente de la mezcla de agua y finos,  $\eta$ , debe determinarse de ensayos reológicos.

Dadas las condiciones experimentales que se reportan en este artículo, varios de los parámetros adimensionales antes indicados pueden excluirse del análisis ya que se mantienen constantes o varían poco en las experiencias. Para las experiencias con barreras impermeables, el parámetro  $\Pi_7$  es irrelevante ( $b_0 = 0$ ). En el caso de las barreras con la abertura central, la altura de ellas era tal que aseguraba que no existiese flujo sobre ellas, por lo que se excluyen los parámetros que involucran  $H$ . Además, las experiencias se realizaron para una sola abertura ( $b_0 = 6$  cm), por lo que en este caso también se excluye  $\Pi_7$ . Combinando  $\Pi_9$  y  $\Pi_{11}$  se forma el parámetro  $\bar{u}^2/gH$ , que es una medida de la energía cinética del flujo sobre la barrera respecto a la potencial. Considerando más relevante la energía específica total ( $E$ ) del flujo sobre la barrera que la altura de velocidad, el parámetro adimensional de interés es  $E/H$ . Estimaciones de  $E$  indican que los experimentos se realizaron para un estrecho rango de  $E/H$ , entre 1,7 y 2,4, por lo que para efectos del análisis puede considerarse como un parámetro que se mantuvo aproximadamente constante en la experimentación.

La generación de los números de Bagnold y Savage es tal que en ellos se incorpora los efectos de la concentración lineal y la densidad relativa de las partículas, además de los parámetros  $\Pi_{12}$  y  $\Pi_{11}$ . De este modo, cuatro de los parámetros adimensionales ( $\Pi_2$ ,  $\Pi_5$ ,  $\Pi_{11}$  y  $\Pi_{12}$ ) se reducen a dos ( $Ba$  y  $Sa$ ).

Para determinar el valor de  $\dot{\gamma}$ , es necesario conocer el perfil de velocidades de la mezcla, sin embargo, este dato es difícil de obtener en la práctica, por lo que generalmente se utiliza el cociente  $\bar{u}/h$ , como resulta del análisis dimensional anterior. En este artículo se considerará como velocidad característica del flujo la velocidad superficial.

En 1954, Bagnold, a partir de resultados experimentales, determinó tres regímenes de flujo, dependiendo del valor de  $Ba$ : régimen macro viscoso ( $Ba < 40$ ), régimen de transición ( $40 < Ba < 450$ ) y régimen inercial ( $Ba > 450$ ). De esta manera, para valores de  $Ba < 40$  el flujo queda dominado principalmente por el esfuerzo debido a la viscosidad del fluido intersticial, mientras que para  $Ba > 450$  lo que domina es el choque entre partículas. Sin embargo, Bagnold en sus experimentos utilizó partículas esféricas neutralmente boyantes, de manera que escondió los efectos de la gravedad, y por ende, la fricción entre partículas (esfuerzos de Coulomb). La importancia relativa entre los esfuerzos debido a la fricción y al choque entre partículas puede ser evaluado por el número de Savage. Según Iverson (1997), en 1989 Savage y Hutter estimaron que si  $Sa > 0.1$ , los esfuerzos debido a las colisiones entre partículas dominan por sobre la fricción entre ellas. Se puede observar que para las condiciones experimentales de Bagnold, es decir partículas de boyancia neutra,  $Sa \rightarrow \infty$ . La relación entre los esfuerzos friccionales y viscosos se mide a través del número de fricción. Para valores de  $N_f > 2000$ , los esfuerzos friccionales predominan por sobre los esfuerzos viscosos (Iverson, 1997).

Además de los parámetros acá presentados, y de las dificultades para determinar las variables que los definen, es posible encontrar en la literatura varios otros que pueden resultar importantes dependiendo de las características del flujo y del objetivo del estudio. Esta multiplicidad de parámetros adimensionales, y la cantidad de fenómenos que estos describen, revelan las dificultades a que se está expuesto si se quiere escalar flujos detríticos a instalaciones de laboratorio.

### **3 INSTALACIÓN EXPERIMENTAL Y METODOLOGÍA UTILIZADA**

Los experimentos fueron realizados en un canal rectangular de lecho fijo de 6,5 m de largo, 20 cm de ancho y 40 cm de alto disponible en el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. Una de las paredes del canal es de acrílico transparente, el que permite la visualización del flujo. Los experimentos fueron realizados para dos pendientes del canal ( $S_0$ ), 15 y 32%. En los experimentos, una mezcla de 130 lts. de agua y sedimentos se deja escurrir por el canal desde una cámara de carga ubicada en la cabecera del canal. La mezcla sale de la cámara de carga a través de una compuerta de apertura 1 ó 2 cm y de ancho igual al del canal (20 cm). Dentro de la cámara, la mezcla era agitada mecánicamente con el fin de mantener condiciones de mezcla homogénea.

La fracción sólida agregada a la mezcla consiste en una mezcla de arena ( $d_{50}=0,48$  mm), gravilla ( $d_{50}=9$  mm) y bentonita en distintas proporciones. La cantidad de gravilla se mantuvo constante en todos los experimentos, con un valor del 10% del total del peso de los sólidos. La cantidad de arena varió entre un 85% y 90% del total del peso de los sólidos dependiendo de la cantidad de bentonita ( $c_b$ ) agregada a la mezcla. Debido al tamaño de la gravilla, esta fue incorporada inmediatamente a la salida del flujo del estanque. No se incorporó dentro del estanque de mezcla debido a su tendencia a depositar y bloquear la salida. Tres distintas concentraciones volumétricas de sólidos fueron ensayadas: 25%, 30% y 35%.

Se realizaron experiencias con dos tipos de barreras: una de ellas consiste en presas del tipo impermeables materializadas como barreras verticales de 8 cm de alto construidas en madera de 2 cm de espesor. El otro tipo de barrera ensayada consiste en una barrera permeable materializada como una barrera vertical de 30 cm de altura y una abertura central de 6 cm de ancho y 30 cm de alto, también en madera de 2 cm de espesor.

Las barreras impermeables fueron ensayadas individualmente y en serie, variando el número de barreras colocadas en el cauce entre 1 y 7. Se ensayaron dos espaciamientos de las barreras. Una de las distancias de separación ( $L$ ) fue determinada por la línea horizontal entre la cresta de la barrera y su intersección con el lecho, y la otra ( $2L$ ) por 2 veces esta distancia. En cuanto a las barreras permeables, éstas fueron espaciadas en una distancia horizontal de 48 cm y se colocaron 3 barreras en serie. Fueron ensayadas considerando sólo una pendiente del lecho, igual a 15%.

Tres cámaras de video fueron utilizadas para registrar los experimentos, una de ellas ubicada frente a la pared de acrílico, la cual capturaba vistas laterales del flujo en el sector de ubicación de las barreras, la

segunda ubicada en dirección normal a la superficie libre, la cual capturaba vistas planas de la superficie del flujo suficientemente aguas arriba de los obstáculos, con el fin de medir las características del flujo sin influencia de éstos. La tercera cámara fue ubicada en dos posiciones distintas, dependiendo del tipo de experimento. En el caso de experimentos con barreras impermeables, ésta fue utilizada para capturar vistas laterales del flujo suficientemente aguas arriba de las barreras, con el fin de medir las características del flujo no influido por aguas abajo. En el caso de experimentos con barreras permeables, la cámara fue ubicada sobre éstas, en forma normal a la superficie libre, capturando así vistas planas de la superficie libre al pasar entre las barreras. Pequeños trozos de papel fueron utilizados como trazadores para determinar la velocidad de la superficie libre. El movimiento de los trazadores era registrado por la cámara ubicada en forma normal a la superficie libre y aguas arriba de las barreras.

La distancia entre la compuerta de salida y las cámaras de video utilizadas para registrar las características del flujo de aproximación, altura y velocidad, resulta suficiente como para considerar en todos los experimentos que el flujo de aproximación base es uniforme. De esta manera, la magnitud de la apertura de la compuerta sólo condiciona el caudal del escurrimiento, pudiendo prescindirse de esta variable en la formulación de los parámetros adimensionales.

Debido a las características de la fracción sólida agregada a la mezcla, en particular producto de la presencia de bentonita, fue necesario caracterizar la reología del fluido intersticial con el fin de estimar la viscosidad equivalente ( $\eta$ ) de éste, constituido por la mezcla agua-bentonita. Para ello fue necesario construir dos instalaciones experimentales: la primera de ellas consistente en un viscosímetro de Poiseuille y la segunda en un canal semi circular el que permite observar la tasa de deformación del elemento de fluido (Fig. 1).

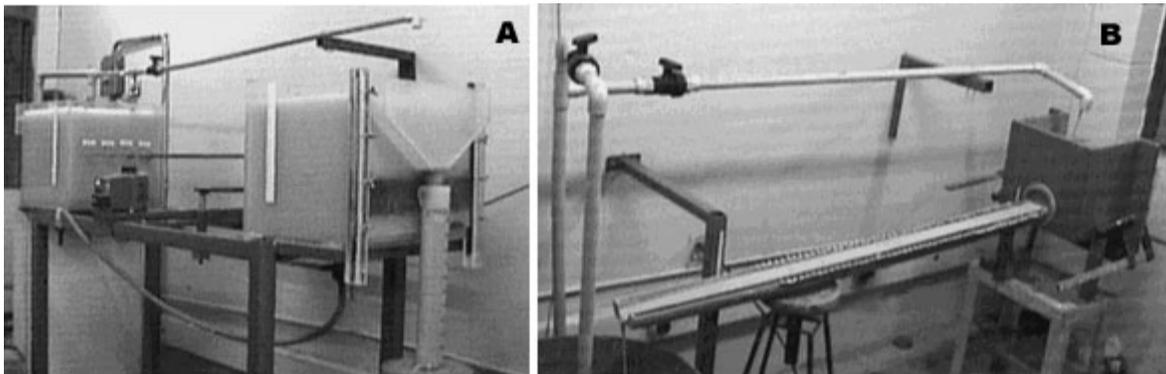


Fig. 1 Instalaciones experimentales utilizadas para determinar la reología de la mezcla agua-bentonita. A) viscosímetro de Poiseuille, B) canal semi circular.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Reología de la mezcla agua-bentonita

A partir de experiencias realizadas en el viscosímetro de Poiseuille (Fig. 1A), se descubrió la existencia de un esfuerzo de fluencia de la mezcla, ya que para algunas concentraciones de bentonita y condiciones de carga no hubo flujo a través de la instalación. De esta manera, se determinó que la mezcla no queda bien representada por un modelo reológico Newtoniano. La existencia del esfuerzo de fluencia pudo ser claramente observado en las experiencias realizadas en el canal semi circular. Un ejemplo de la visualización de la tasa de deformación del elemento de fluido puede ser observada en la Fig. 2. Se ve claramente que existe deformación sólo en la cercanía de la pared, donde los esfuerzos de corte son mayores, pero en la zona central el esfuerzo no es capaz de deformar al fluido, evidenciando que en esa región no se ha superado el esfuerzo de fluencia.

A partir de la información experimental se determinó que la mezcla agua-bentonita queda bien representada por un modelo reológico plástico de Bingham:

$$\tau = \tau_f + K\dot{\gamma} \quad (8)$$

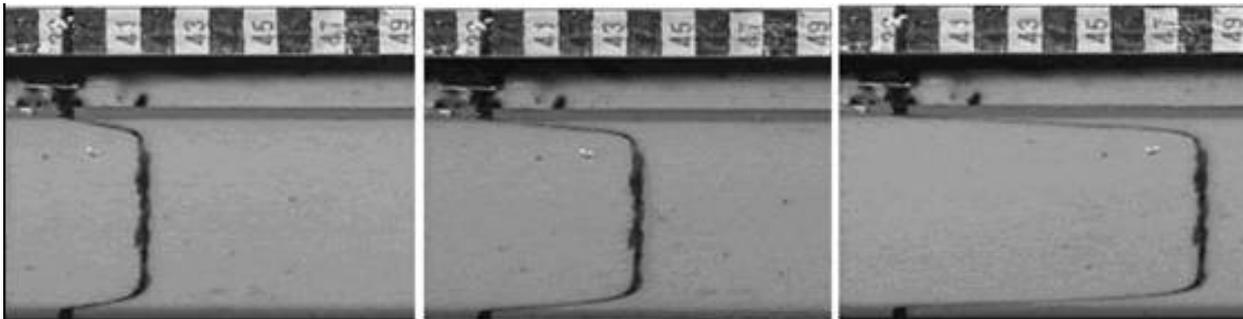


Fig. 2 Existencia de esfuerzo de fluencia. Visualización de la distribución de velocidades en la superficie libre para las concentraciones mayores de bentonita

donde  $\tau$  es el esfuerzo de corte,  $\tau_f$  el esfuerzo de fluencia y  $K$  es el coeficiente de viscosidad. Para un fluido newtoniano  $\tau_f=0$  y  $K$  corresponde a la viscosidad dinámica. Los valores de  $\tau_f$  y  $K$ , en función de la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ , pueden ser observados en los gráficos de la Fig. 3.

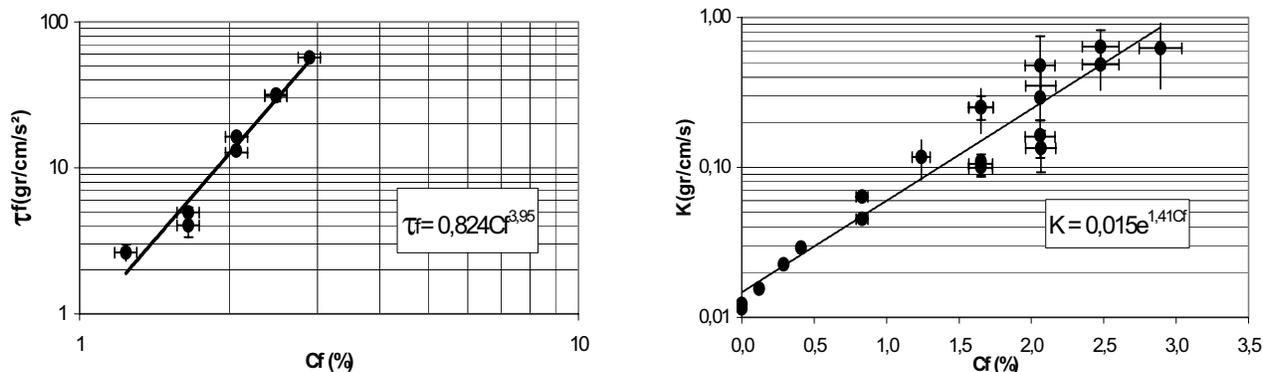


Fig. 3 Variación del coeficiente de viscosidad ,  $K$ , y esfuerzo de corte,  $\tau_f$ , en función de la concentración volumétrica de bentonita,  $c_b$ .

De esta forma, y para el modelo reológico sugerido para la mezcla agua-bentonita (plástico de Bingham) se obtiene que la viscosidad equivalente puede ser estimada como:

$$\eta = K \left( 1 - \frac{2\tau_f R_h}{3Ku} \right) \tag{4}$$

donde  $R_h$  corresponde al radio hidráulico y  $\bar{u}$  es la velocidad media del flujo detrítico o alguna velocidad característica de la mezcla. Al igual que para el caso de  $\dot{\gamma}$ , se considera como velocidad característica del flujo detrítico su velocidad superficial,  $u$ .

#### 4.2 Caracterización del flujo detrítico.

A partir de datos experimentales y de las características de la mezcla agua-sedimento, es posible estimar los parámetros adimensionales que permiten caracterizar la dinámica del flujo:  $Ba$ ,  $Sa$ , y  $N_f$ . Al observar detenidamente los flujos generados, se nota una gran interacción de las partículas de mayor tamaño (gravilla). Comparando los regímenes entregados por los adimensionales con los observados en los experimentos, se concluye que tanto la arena como la gravilla son relevantes en el cálculo de  $Ba$  y

*Sa*. Finalmente se concluyó que un diámetro único no es capaz de representar la dinámica de los flujos generados y que por lo tanto es necesario considerar las distintas fracciones granulométricas en la cuantificación de la inercia asociada al choque entre partículas. Una buena caracterización de los flujos se obtiene al ponderar el *Ba* y *Sa* por la cantidad de arena y grava presente en la mezcla (Montserrat et al., 2004).

A partir de los resultados experimentales, se obtiene que los flujos ensayados son supercríticos y turbulentos: Además, éstos se encuentran dentro del rango de transición a inercial ( $Ba > 40$ ) indicando que tanto la interacción entre partículas (choques de partículas) como la viscosidad resultan importantes en la dinámica del flujo. En cuanto al *Sa*, el cual toma en cuenta el efecto relativo entre el choque entre partículas y fricción entre las mismas (esfuerzos de Coulomb), éste permanece por sobre el valor de 0,1, indicando que es el choque entre partículas el que predomina en los flujos. El número de fricción,  $N_f$ , resulta mayor a 2000, indicando que la viscosidad predomina por sobre los esfuerzos friccionales.

### **4.3 Interacción del flujo con barreras transversales**

#### **4.3.1 Interacción del flujo con barreras impermeables**

En general, los flujos detríticos ensayados corresponden a flujos supercríticos y turbulentos según la clasificación utilizada para flujos en ausencia de mezclas sólidas. La barrera actúa como una condición de aguas abajo, forzando la aparición de un flujo subcrítico inmediatamente aguas arriba de ella y un resalto hidráulico que compatibiliza ambos regímenes de escurrimiento. La aparición de una condición de remanso inmediatamente aguas arriba de la barrera disminuye la velocidad del flujo y su capacidad de arrastre, permitiendo la depositación de parte de los sólidos transportados.

Tanto el resalto hidráulico como el paso del flujo por sobre la barrera, semejante al típico paso de un flujo sobre un vertedero de pared delgada, hacen que el flujo pierda energía facilitando la depositación de los sedimentos en las barreras de aguas abajo. Sin embargo, y dependiendo del espaciamiento entre barreras, la retención en las barreras de aguas abajo puede ser limitada debido a la socavación producida por el chorro que cae desde la barrera de aguas arriba sobre los depósitos. El efecto de la socavación del chorro de aguas arriba pudo ser eliminado, para ciertas condiciones experimentales, aumentando el espaciamiento entre barreras. De esta forma, el impacto del chorro de la barrera de

aguas arriba cae fuera de la zona de depositación, permitiendo el desarrollo completo de la zona de remanso aguas arriba de la barrera de aguas abajo (Fig. ).

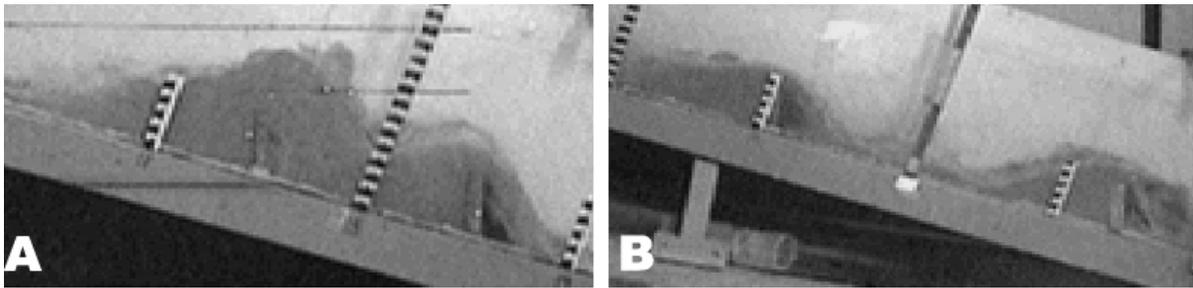


Fig. 4 A) Depósitos restringidos por el chorro de aguas arriba, B) depósitos sin influencia del chorro de aguas arriba.

Tres características de los depósitos generados por las barreras fueron investigados: i) el volumen retenido, expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $\forall_n$ , esta última definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que une la cresta de la barrera y el lecho; ii) la pendiente de los depósitos; y iii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos por las barreras.

Los resultados sobre los depósitos generados tras las barreras impermeables se presentan en los gráficos de la Fig. 5. Tanto en la Fig. 5A como Fig. 5C se observa que la mayor retención se produce en la barrera de aguas arriba, demostrando la importancia en la separación entre barreras si el objetivo de control consiste en maximizar la retención de los sedimentos. Además, esta disminución en los niveles de retención respecto de la primera barrera acusa el efecto que produce la socavación del chorro que cae de la barrera de aguas arriba sobre los depósitos generados tras la barrera siguiente. El efecto de la socavación queda claramente demostrado en la Fig. 5C, donde los depósitos aguas abajo de la primera barrera no superan el 100%, ya que éstos son removidos por el chorro de la barrera de aguas arriba. Lo anterior muestra además la importancia de la pendiente en los efectos de la socavación para barreras con igual espaciamiento ( $L=H/S_0$ ).

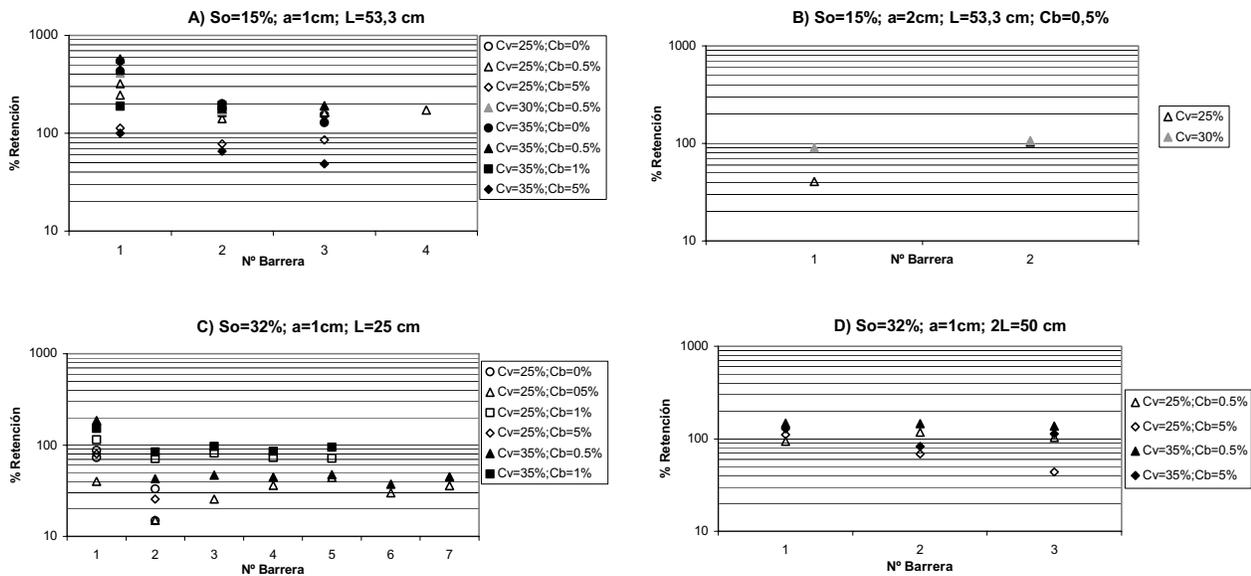


Fig. 5 Porcentaje de retención en barreras impermeables.  $c_b$ , concentración de finos (expresada como el porcentaje en peso del total de los sólidos),  $a$ , abertura de la compuerta.

En las Fig. 5A y Fig. 5C se aprecia que en la primera barrera las mayores retenciones se registran para los flujos de mayor concentración de sólidos ( $c_v$ ). Sin embargo esta dependencia se pierde en las barreras de aguas abajo mostrando que la retención queda más condicionada por la socavación del chorro que cae de la barrera de aguas arriba o limitación de espacio debido al poco espaciamiento entre barreras que por las características propias de la mezcla y del escurrimiento.

En la Fig. 5B se observan experiencias realizadas con una apertura de compuerta de 2 cm. A diferencia de los otros gráficos, ésta presenta los menores niveles de retención en la primera barrera. Lo anterior se explica atendiendo a que una mayor apertura de compuerta genera flujos de mayor caudal, es decir de mayor energía. Este exceso de energía es capaz de arrastrar el material que tiende a depositarse tras la primera barrera, además de disminuir la zona de remanso, es decir la zona de depositación. Sin embargo, se observa que en la segunda barrera se alcanzan niveles de depositación similares a los registrados en la Fig. 5A demostrando que la primera barrera es capaz de reducir efectivamente el exceso de energía presentado por el flujo.

Los efectos de la socavación sobre los depósitos pudo ser eliminada, para ciertas condiciones experimentales, aumentando el espaciamiento entre barreras. Estas experiencias pueden ser observadas

en la Fig. 5D, donde se presentan experiencias con separación entre barreras de  $L=2H/S_o$ , es decir el doble que en los casos anteriores. En la Fig. 5D se observa que en el caso de mezclas con bajo contenido de finos ( $c_b$ ) la retención es prácticamente constante en todas las barreras, mostrando que el efecto de la socavación fue eliminado. Sin embargo, para las experiencias con mayor contenido de finos la distancia adoptada aún no es suficiente y los efectos de la socavación siguen presentes, indicando que una mayor concentración de finos, es decir, mayor viscosidad de la mezcla, obligan a un mayor espaciamiento entre barreras con el fin de eliminar los efectos de socavación sobre los depósitos.

En general se observa que mezclas de mayor  $c_b$  presentan menores niveles de retención, indicando que mayores concentraciones de finos limitan la retención y amplifican los efectos de la socavación sobre los depósitos. Altos niveles de material cohesivo aumentan en forma considerable la viscosidad de la mezcla disminuyendo la velocidad de sedimentación de las partículas lo que dificulta su depositación en las barreras.

Esta disminución en la capacidad de sedimentación afecta de distinta forma a los distintos tamaños de partículas presentes en la mezcla, es decir, altos niveles de material cohesivo favorecen la segregación del material sólido. Al aumentar la viscosidad de la mezcla debido a altas concentraciones de material cohesivo, las partículas más finas son arrastradas con mayor facilidad por el flujo, no pudiendo depositar en las barreras. Esto queda demostrado en la Fig. 6, la que muestra el diámetro medio ( $d_{50}$ ) de los sedimentos depositados tras las barreras. En ella se aprecia que para valores de  $c_b=5\%$  los depósitos quedan constituidos principalmente por grava, mientras que para bajas concentraciones de bentonita la granulometría de los depósitos prácticamente no difiere de la granulometría original.

En la Fig. 7 se observan los resultados obtenidos de la pendiente de los depósitos inmediatamente aguas arriba de las barreras. Se observa que para las experiencias realizadas con  $S_o=15\%$ , la gran mayoría de las pendientes supera el valor de la horizontal (Fig. 7A y Fig. 7B), lo que concuerda con los resultados presentados en la Fig. 5, valores de  $S_d$  mayores que la horizontal corresponden a retenciones superiores al 100%. Algo similar se observa en el gráfico de la Fig. 7D ( $S_o=32\%$ ), donde prácticamente todas las pendientes registradas son cercanas o superan el valor de la horizontal. A su vez, estas experiencias presentan retenciones cercanas o superiores al 100%. Sin embargo, en las experiencias presentadas en el gráfico de la Fig. 7C, experiencias de igual pendiente que las del gráfico de la Fig. 7D, se observa una mayor dispersión de los datos y que éstos pueden superar o no el valor de la horizontal. Estos resultados ratifican la relevancia de la socavación producida por el chorro que cae de

la barrera de aguas arriba sobre los depósitos en estos experimentos. La gran variabilidad, tanto en los valores de  $S_d$  como del porcentaje de retención, registrada en estos experimentos, se atribuye a que los depósitos generados se encuentran fuertemente condicionados por los efectos de la socavación y estructura del flujo al pasar por las barreras. Por esto, pequeñas variaciones en las condiciones experimentales, propias de la experimentación, se traducen en una gran dispersión de los resultados.

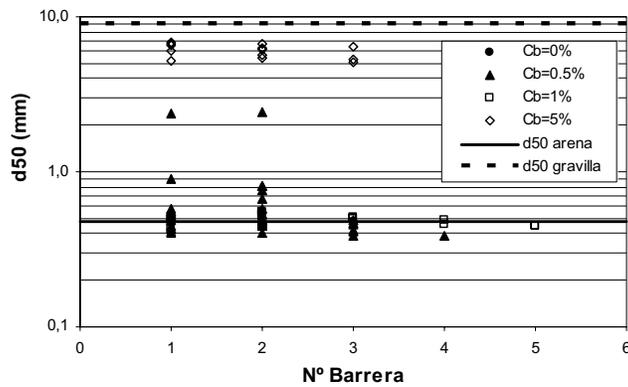


Fig. 6 Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos

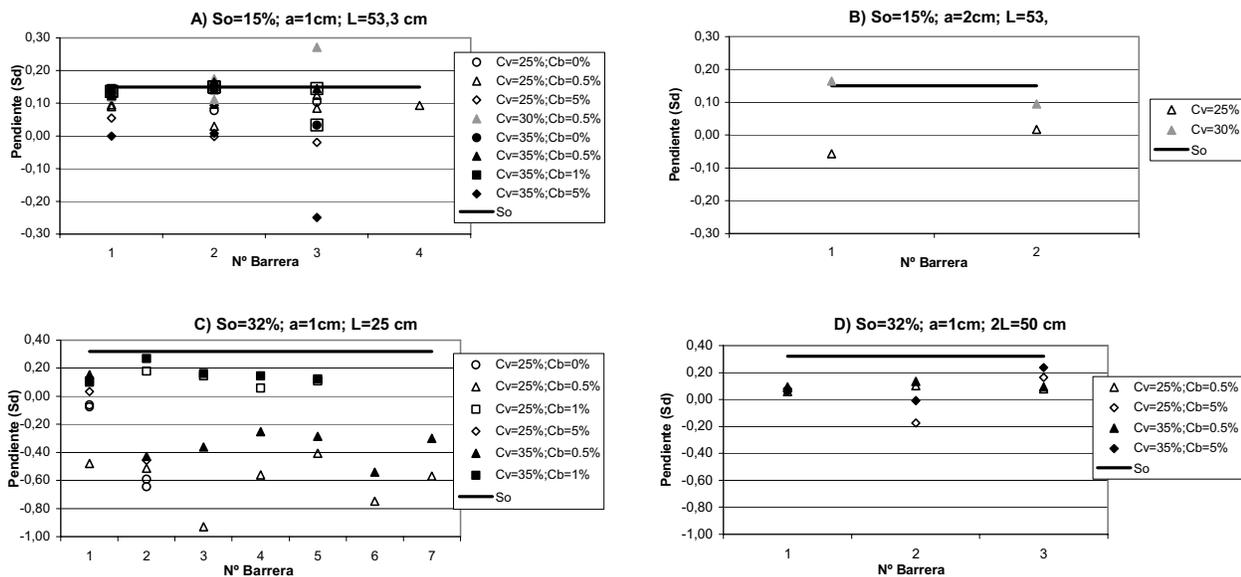


Fig. 7 Pendiente de los depósitos generados en las barreras ( $S_d$ )

En el caso de los experimentos donde la retención supera el 100%, se observa que los valores de  $S_d$  se encuentran entre el valor de la horizontal y la pendiente del canal,  $S_o$ . Esto muestra la capacidad de los torrentes (escurrimientos supercríticos), para ciertas condiciones de arrastre y de flujo, de retomar la pendiente original del lecho peraltando el fondo por sobre el nivel de las barreras (Fig. 8). Este efecto constituye un apropiado sistema de control de inicio de flujos detríticos en zonas altas donde el cauce se encuentra erosionado. La profundización del lecho del cauce debilita las laderas adenañas causando derrumbes e incorporación de material al cauce. Peraltar el lecho y restablecer su condición original resulta en una efectiva herramienta para prevenir deslizamientos y limitar la cantidad de sedimentos que pueden llegar al cauce en un evento aluvional (Okubo et al., 1997; Fiebiger, 1997).

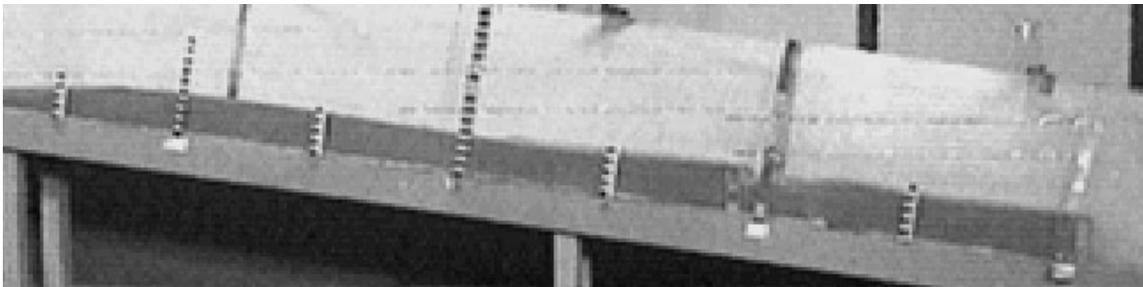


Fig. 8 Elevación del lecho tras la interacción de un flujo detrítico con barreras transversales impermeables.

#### 4.3.2 Interacción del flujo con barreras permeables

El flujo a través de las barreras permeables se manifiesta en una sucesión de contracciones y ensanches bruscos donde el flujo va perdiendo energía. En general los depósitos comienzan en la segunda barrera propagándose hacia aguas arriba y aguas abajo. Luego de un instante se genera una situación más o menos estable, donde la altura de los depósitos inmediatamente aguas arriba de las barreras pueden superar los 10 o 15 cm, es decir, la altura de los depósitos puede incluso superar la altura de las barreras impermeables antes utilizadas.

El máximo volumen de depósitos en las barreras permeables se manifiesta durante el transcurso del experimento, donde las pérdidas de energía debido al paso del flujo por las barreras se vuelven más importantes, producto de las altas velocidades que presenta el flujo. Una vez que el flujo decae, hacia el final del experimento, los depósitos son arrastrados disminuyendo en forma considerable el volumen de sedimentos depositados (Fig. 9). Es decir, flujos menores y de menor concentración de sólidos son

capaces de lavar los sedimentos depositados durante el evento aluvional y mantener así las obras operativas ante próximos eventos. Este efecto ha sido observado en terreno y descrito por varios investigadores (Armanini, 1991; Senoo y Mizuyama, 1984).

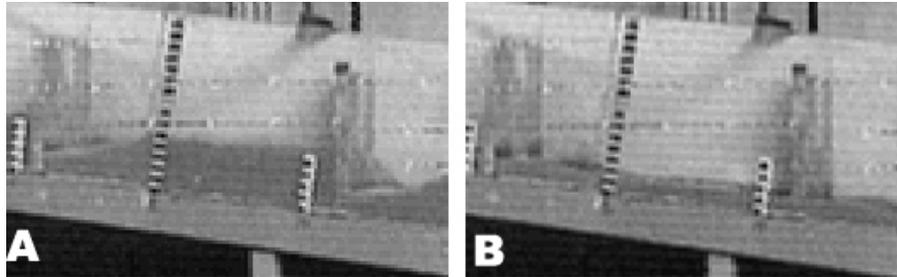


Fig. 9 Retención en barreras permeables. A) durante el experimento, B) al final del experimento

Es posible observar que los depósitos son limitados por la barrera de aguas arriba y por la socavación producida por el chorro que sale de esta misma barrera (expansión brusca). Por lo tanto, un mayor espaciamiento entre barreras puede resultar en una mayor capacidad de retención de estas obras. Sin embargo, no se ensayaron distintos espaciamientos, lo que no permite profundizar en esta apreciación.

Dos características de los depósitos generados en las barreras fueron estudiados: i) el volumen máximo retenido en cada experimento, expresado como un porcentaje de una capacidad de retención nominal,  $V_o$ , definida como el volumen contenido entre la barrera, el lecho y la línea horizontal que va desde la barrera hasta la intersección entre el lecho y el pie de la barrera de aguas arriba, y ii) la distribución granulométrica de los sólidos retenidos en cada una de las barreras permeables.

Los resultados sobre la máxima retención de sedimentos en las barreras, en función de la concentración total de sólidos,  $c_v$ , y la concentración de finos,  $c_b$ , se presentan en el gráfico de la Fig. 10.

Los resultados obtenidos resultan similares a los observados en el caso de barreras impermeables. Los porcentajes de retención superan el 100% en todas las barreras y el mayor volumen de retención en general se registra en la primera barrera, demostrando que el espaciamiento entre barreras no es el óptimo, si no que limita el potencial volumen de depositación. En general la altura máxima de los depósitos observada en las barreras 2 y 3 resultan mayores que los registrados en la primera, de manera

que las barreras 2 y 3 podrían almacenar incluso más que la primera barrera en caso de encontrarse espaciadas en forma adecuada.

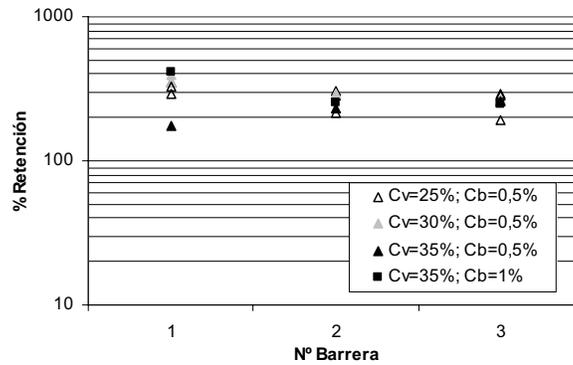


Fig. 10 Porcentaje de máxima retención en barreras permeables

En cuanto a la granulometría del material retenido por las barreras luego de acabado el flujo, éste no presenta mayor variación respecto del material original, mostrando que no existe segregación del material en las barreras para las condiciones ensayadas (Fig. 11). Estos resultados son similares a los encontrados en barreras impermeables para concentraciones de bentonita de 0,5 y 1%.

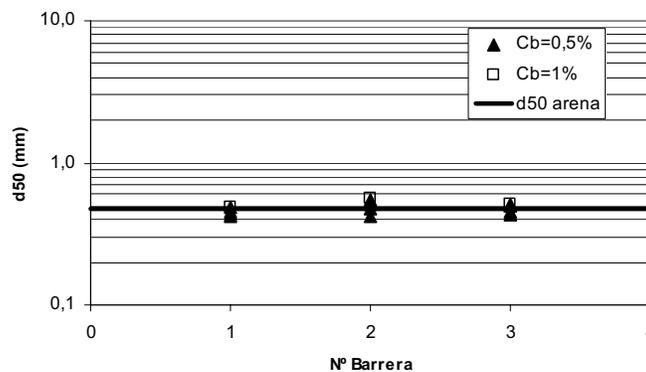


Fig. 11 Diámetro medio de los sedimentos ( $d_{50}$ ) encontrados en los depósitos luego de ocurrido el flujo.

## 5. DISCUSIÓN

A pesar de que fue posible cuantificar los resultados experimentales en términos de porcentajes de retención en barreras, pendiente de los depósitos y segregación del material depositado, estos no pueden ser escalados directamente a flujos naturales debido a la dificultad que presenta el escalamiento de flujos detríticos. La multiplicidad de fenómenos y parámetros adimensionales que describen la dinámica del flujo, limitan la utilización de resultados experimentales en el diseño de obras civiles relacionadas con la mitigación de flujos aluvionales.

Sin embargo, los resultados obtenidos pueden orientar el diseño de barreras para el control de flujos detríticos en el rango de regímenes de escurrimiento comprendido entre el régimen de transición a régimen inercial. Los resultados muestran la importancia del espaciamiento entre barreras con el fin de aumentar la capacidad de retención de éstas y cómo la reología del fluido intersticial, debido a la presencia de finos en la mezcla (sedimento cohesivo), afecta los patrones de depositación entorno a las barreras. A pesar de que las concentraciones de finos (bentonita) utilizados en los experimentos se encuentran normalmente en flujos naturales, los efectos, en términos de esfuerzos viscosos, no son directamente escalables. Por ejemplo, en un flujo detrítico compuesto por una fracción importante de partículas de mediano o gran tamaño, los efectos del exceso de viscosidad, debido a la presencia de material fino, puede resultar despreciable en el cambio de velocidad de sedimentación de las partículas en relación a su velocidad de sedimentación en agua pura. De esta manera, a pesar de existir cierta concentración de finos en la mezcla, los efectos en los patrones de depositación (por ejemplo cantidad y segregación) pueden resultar despreciables. De la misma forma, la inercia asociada a estas partículas de gran tamaño puede resultar en que los esfuerzos viscosos sean despreciables en la dinámica del flujo.

Finalmente, se puede mencionar que la aplicabilidad de los resultados experimentales obtenidos se encuentran limitados a flujos de características dinámicas similares a las registradas en los experimentos, de manera que se debe conocer en detalle las características del flujo detrítico de diseño. Además, se debe buscar la forma de escalar estos resultados dependiendo de la dinámica del flujo y de los esfuerzos que prevalecen en cada uno.

## **6 CONCLUSIONES**

En este artículo se presentan resultados sobre la interacción de flujos detríticos con barreras transversales, permeables e impermeables, puestas en el cauce. Los resultados obtenidos muestran una fuerte dependencia con diversos parámetros como: tipo de presa, distanciamiento entre presas y características propias del flujo. Dentro del comportamiento del flujo se debe destacar la importancia de las características de la mezcla sólido-líquido, ya que distintas fracciones granulométricas pueden resultar fundamentales en la dinámica del flujo. Mientras las fracciones más finas pueden alterara en forma dramática las propiedades reológicas del fluido intersticial, las partículas más grandes pueden ser las responsables de otorgar la inercia suficiente como para dar al flujo un carácter inercial.

La manera de cuantificar el cambio en la reología del fluido intersticial debido a la presencia de material fino resulta un proceso altamente complejo, ya que la reología de la mezcla agua-finos no solo depende de la concentración de finos, sino que además de las características electroquímicas del material. Por ello resulta de suma importancia identificar el material que conforma la fracción fina de los sólidos y determinar el comportamiento reológico de la mezcla intersticial según las concentraciones de finos posibles en la mezcla. La presencia de finos en la mezcla afecta fundamentalmente la viscosidad del fluido intersticial, por ejemplo en el caso estudiado, concentraciones volumétricas de apenas un 3 % de bentonita, aumentan el valor del coeficiente de viscosidad,  $K$ , en casi dos ordenes de magnitud respecto de la viscosidad del agua pura. Altos valores de viscosidad facilitan el escurrimiento ya que las partículas son capaces de permanecer suspendidas por más tiempo. Por otra parte, altos valores de viscosidad dificultan la resuspensión (ya que disminuyen los niveles de turbulencia) y reduce el grado de interacción entre partículas.

Según sea la estrategia de control aluvional y las condiciones del flujo y del terreno donde éste se desarrolla, las barreras pueden resultar herramientas efectivas en el control aluvional. Las barreras impermeables pueden ser trampas de sedimento efectivas en terrenos de pendientes no tan pronunciadas, como lo demuestran las experiencias con  $S_o=15\%$  que, en general, muestran retenciones por sobre el 100%. Además, tienen la capacidad de retener material, peraltando el lecho del cauce lo que contribuye a evitar deslizamientos desde laderas aledañas (Fig. 8). El espaciamiento óptimo entre barreras es un tema complejo que depende tanto de la estrategia de control como condiciones de flujo, características de la mezcla, concentración de finos (ej. Bentonita), terreno, etc.

De los resultados experimentales se observa que las barreras permeables actúan como volúmenes de acumulación temporal, capaces de reducir y retardar el máximo de la descarga al introducir una pérdida

singular de energía importante. La sucesión de angostamientos y ensanches bruscos a los que se ve enfrentado el flujo provocan que estas barreras sean efectivos mecanismos de disipación de energía del flujo. En el caso de retención temporal o disipación de energía, las barreras permeables pueden resultar tanto o más efectivas que barreras impermeables.

Presas permeables deberían ser utilizadas en la zona intermedia del cauce con el fin de retener temporalmente parte de los sedimentos, reduciendo el máximo del caudal detrítico y la energía. Presas impermeables pueden ser utilizadas en zonas de inicio de flujos detríticos, con el fin de estabilizar pendientes y evitar deslizamientos de laderas, o hacia el final del recorrido del flujo, constituyendo grandes trampas de sedimentos.

El problema de la escalabilidad de los flujos detríticos resulta de gran importancia pero a su vez de gran complejidad. A partir de Bagnold (1954), una gran cantidad de parámetros adimensionales relevantes en la dinámica de los flujos detríticos han sido determinados, parámetros que toman en cuenta distintos procesos físicos importantes involucrados en la dinámica y comportamiento de estos flujos. Sin embargo, la multiplicidad de fenómenos que coexisten en un flujo detrítico y los parámetros que los representan hacen altamente complejo el problema de escalamiento de flujos generados en laboratorios a flujos que ocurren en la naturaleza.

El problema del escalamiento aún no ha sido resuelto, por lo que es importante referirse a él, en particular cuando se aborda el problema de estudiar en modelos físicos estructuras de control aluvional o determinado efecto del flujo. Un adecuado escalamiento del fenómeno requiere preservar la totalidad de los parámetros adimensionales relevantes, es decir,  $R_e$ ,  $F_r$ ,  $Ba$ ,  $Sa$ ,  $N_f$ , etc., lo que resulta imposible de conseguir en la práctica. De este modo, es probable que para una obra o flujo en particular sea necesario realizar varios modelos diferentes, preservando distintos adimensionales en cada uno de ellos, dependiendo del fenómeno particular que se desee estudiar, por ejemplo, erosión al pie de la obra, volumen del depósito, interacción entre obras, características del flujo sobre la obras, efecto de la obra en el comportamiento hidráulico del flujo, dinámica del flujo, etc.

## **7 AGRADECIMIENTOS**

Se agradece el financiamiento parcial dado por el Centro del Agua para Zonas Áridas y Semiáridas de América Latina y El Caribe, CAZALAC, a través de una beca otorgada al primer autor de este artículo.

## 8 LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho$	:	densidad del agua
$\rho_s$	:	densidad de los sólidos
$\rho_f$	:	densidad del fluido intersticial
$\rho_b$	:	densidad de la bentonita
$d$	:	tamaño característico de los sólidos
$g$	:	aceleración de gravedad
$h$	:	altura característica del flujo
$R_h$	:	radio hidráulico
$\dot{\gamma}$	:	tasa de deformación angular del flujo detrítico
$\bar{u}$	:	velocidad característica del flujo (ej. velocidad media)
$u$	:	velocidad superficial del flujo detrítico
$\phi$	:	ángulo de fricción interna de los sólidos
$\lambda$	:	concentración lineal
$c_v$	:	concentración en volumen de los sólidos
$c_{v\max}$	:	concentración máxima o de empaquetamiento de los sólidos
$c_f$	:	concentración volumétrica de bentonita
$c_b$	:	porcentaje en peso de bentonita del total de sólidos en la mezcla
$\eta$	:	viscosidad dinámica equivalente del fluido intersticial
$\tau$	:	esfuerzo de corte del fluido intersticial
$\tau_f$	:	esfuerzo de fluencia del fluido intersticial
$K$	:	coeficiente de viscosidad
$a$	:	apertura de la compuerta (1 ó 2 cm)
$S_o$	:	pendiente del fondo
$S_d$	:	pendiente de los depósitos
$L$	:	distancia entre las barreras
$H$	:	altura de barreras impermeables
$b_o$	:	Ancho de la apertura de la barrera permeable

$\nabla_n$  : volumen de retención nominal, barreras impermeables

$\nabla_o$  : volumen de retención nominal, barreras permeables

## 9 REFERENCIAS

ARMANINI, A. Control Measures for Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. 1997.

ARMANINI, A. DELLAGIACOMA and F. FERRARI, L. From the check dam to the development of functional check dams. Fluvial Hydraulics of Mountain Regions. Lecture notes in earth sciences, n.37, Springer-Verlag, pp. 331-344, 1991

AYALA, L. Hidráulica de los Fenómenos de Remoción en Masa: Corrientes de Detritos y Flujos de Barro. Curso Pre- XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayaquil, Ecuador, 1996.

FIEBIGER, G. Structures of Debris Flow Countermeasures, En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. 1997. pp 596-605

IVERSON, R. The Physics of Debris Flows, Review of Geophysics, (35)3: 245-296. August 1997.

LIN, P. CHANG, W. LIU, K. Retaining Function of Open-Type Sabo Dams, En: Debris –Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, First International Conference, August 7-9, San Francisco, California. 1997. pp 636-645

MIZUYAMA, T. KOBASHI, S. and MIZUNO, H. Development and Improvement of Open Dams. Proc. Int. Symp. Interpraevent, 1996, Garmisch-Partenkirchen, Alemania, Vol. 5, pp. 59-65

MONTSERRAT, S. TAMBURRINO y A. NIÑO, Y. Relaciones Friccionales de Mezclas de Agua y Sedimentos. XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, São Pedro, Brasil, 2004.

OKUBO, S. IKEYA, H., ISHIKAWA, Y. and YAMADA T. Development of New Methods for Countermeasures against Debris Flows, En: Recent Developments on Debris Flows. Armanini and Michieu (Eds.), Springer-Verlag, Berlin. 1997. pp 166-185

SEMINARA, G. and TUBINO, M. Debris Flows: Meccanica, Contollo e Previsione. Monografia delle Unità Operativa del Guppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Istituto di Idraulica, Universidad de Genova. Giugno 1993

SENOO, K. and MIZUYAMA, T. Function of Structures against Debris Flow. Proc. Int. Symp. Interpraevent, 1984, Villach, Austria, Vol. 3, pp 113-120.

VANDINE, D. Debris Flow Control Structures for Forest Engineering. British Columbia. 1996.

