

INTRODUCCION A LA HIDRAULICA FLUVIAL

ARTURO ROCHA FELICES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INTRODUCCION A LA

HIDRAULICA FLUVIAL

Arturo Rocha

INTRODUCCION A LA

HIDRAULICA FLUVIAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Primera Edición Noviembre 1998

Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Ingeniería
Av. Túpac Amaru 210 Rímac
Telefax 4819845

Derechos Reservados®

Prohibida la reproducción total o
parcial de este libro por cualquier
medio sin permiso expreso del autor

Impreso en el Perú

PRESENTACION

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería se complace en presentar el libro titulado “Introducción a la Hidráulica Fluvial”, el cual constituye un valioso aporte al desarrollo de la ingeniería en el país. Esta publicación se realiza dentro del programa de publicaciones técnicas de la facultad, la cual viene publicando libros en los diferentes campos de la ingeniería civil y cuyos autores son profesores de este centro de estudios.

El Dr. ARTURO ROCHA FELICES, autor del libro, profesor Emérito de la Universidad Nacional de Ingeniería, es un profesional de gran prestigio, con una amplia experiencia en el campo de la ingeniería hidráulica, autor de más de 50 publicaciones sobre temas hidráulicos entre ellas “Transporte de Sedimentos Aplicada al Diseño de Estructuras Hidráulicas”, “Recursos Hidráulicos”, “Agua para Lima en el Siglo XXI”.

La característica fundamental de la producción bibliográfica del autor son: claridad en el lenguaje, estructuración didáctica de la obra, claros objetivos y sobre todo, aplicaciones prácticas muy precisas a la realidad nacional.

Este libro será de suma utilidad para el Ingeniero Hidráulico, dada la diversa gama de regímenes fluviales que se encuentran en el Perú, donde la mayoría de sus ríos son jóvenes faltando aún por desarrollar muchos proyectos de ingeniería hidráulica.

La Facultad de Ingeniería Civil agradece al Dr. Arturo Rocha Felices por su aporte, al hacer realidad la publicación de este excelente libro.

Ing. Roberto Morales Morales
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil
UNI

PROLOGO

La literatura técnica en nuestro país es escasa, y en particular en temas como el tratado en esta publicación “Introducción a la Hidráulica Fluvial” que viene a llenar un gran vacío.

Arturo Rocha con su capacidad didáctica, no sólo nos transmite aspectos desde el punto teórico, sino que nos ilustra con su experiencia vivida en el que hacer de los proyectos hidráulicos y nos da recomendaciones que los lectores sabrán apreciar y aplicar.

En el Capítulo 1 “Introducción”, nos informa sobre lo que representa la escorrentía a nivel mundial, y en particular en el Perú, y nos invoca a la comprensión de la importancia de su correcto manejo y a la necesaria participación de la ingeniería para su racional y económica utilización.

Para compenetrarnos con el tema describe los efectos de las obras hidráulicas en las condiciones naturales de la escorrentía de los ríos y nos presenta argumentos que nos deben conducir a ser conscientes de la necesidad que tenemos de defendernos contra sus efectos, así como de proteger a los cursos de agua contra la agresión humana. Esto se complementa con el ejemplo de la relación río-ciudad, y en particular del río Rímac con la ciudad de Lima, brindándonos su aporte, a través de sus comentarios para lograr un mejor manejo de los recursos.

En el Capítulo 2, trata el tema “Erosión de Cuencas” con gran simpleza y claridad y describe los efectos que la degradación de cuencas puede introducir en las condiciones originales de escorrentía. Insta a tomar acciones correctivas en los casos generados por el hombre o la naturaleza, que conduzcan a detener o revertir los mismos.

En el Capítulo 3 “Movilidad Fluvial”, luego de las definiciones, entra a la descripción de este fenómeno bajo las diversas condiciones que se presentan en la naturaleza, y a la clasificación de los ríos. Completa el capítulo con referencias históricas sobre fenómenos de inestabilidad en los ríos del Perú y del mundo, relacionándolos con estudios y obras en que participó como Ingeniero.

En los Capítulos 4 a 8 presenta aspectos teóricos fundamentales para analizar el fenómeno de la mecánica fluvial como son:

- La Hidráulica de los Conductos Abiertos.
- El Estudio del Transporte de Sedimentos.
- El Fondo Móvil, con la descripción clara de los conceptos de inicio del movimiento, fases del transporte sólido, fórmulas y condiciones que pueden presentarse durante el desarrollo del fenómeno de arrastre de sedimentos.
- El Gasto Sólido de Fondo, con la metodología y fórmulas más utilizadas.
- Los conceptos básicos del Gasto Sólido en Suspensión, incluyendo recomendaciones prácticas para las mediciones, mediante muestreos sistemáticos y secuenciales, producto de la invalorable experiencia del autor.

Quiero destacar una afirmación que Arturo Rocha hace en el Capítulo 7 y que todos los Ingenieros debemos tener siempre presente: “... *las fórmulas no son buenas ni malas, el bueno o el malo es el Ingeniero que las usa ...*”.

En el Capítulo 9 “Morfología Fluvial”, destaca su recomendación sobre la necesidad del Ingeniero de tomar conciencia de lo que va a hacer o de lo que hace, es decir que conozca con anticipación la reacción del río contra la obra que ejecuta, en las diversas condiciones que se podrían presentar durante la vida útil del proyecto, complementando el capítulo con definiciones y principios básicos, a ser tomados en cuenta por los Ingenieros en sus diseños y obras.

En el Capítulo 10 “Erosión de Cauces Aluviales” y en el Capítulo 11 “Sedimentación de Embalses”, presenta la mecánica de estos fenómenos y presenta ejemplos prácticos relacionados con obras realizadas en el Perú, fruto de su experiencia personal, que considero los lectores sabrán apreciar y valorar.

Finalmente en el Capítulo 12 “Modelos Fluviales”, presenta los aspectos teóricos en los que se basa la representación a escala reducida de los fenómenos que pueden originarse en un río por causa del flujo natural o por la ejecución de obras. Considero que el autor de este punto proporciona los elementos suficientes para crear conciencia, entre los profesionales que intervienen en las actividades relacionadas al tema, sobre la ventaja que representa la ejecución de un modelo hidráulico para la correcta y eficiente ejecución de los estudios y obras.

En resumen y como señalé al inicio del prólogo, Arturo Rocha no sólo llena un vacío en la información bibliográfica, sino que enriquece nuestros conocimientos con su generoso aporte, producto de su experiencia en los mayores proyectos de la Ingeniería Hidráulica del Perú y del mundo.

Este esfuerzo y entrega considero será comprendido por los colegas que tendrán la oportunidad de leer esta publicación, a nombre de los cuales dejo constancia de mis felicitaciones y deseos para que continúe ilustrándonos con sus conocimientos a través de estos trabajos, que si lugar a dudas permitirán un mejor desarrollo de la Ingeniería Hidráulica Peruana.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, mi felicitación por este esfuerzo editorial que tengo la seguridad será debidamente apreciado por los colegas y estudiantes de la especialidad.

Ing. Miguel Suazo G.
Presidente del Comité Peruano
de Grandes Presas

PALABRAS PRELIMINARES DEL AUTOR

La motivación de este libro tiene que buscarse en mi antiguo cariño y dedicación al estudio de los ríos. La necesidad de escribirlo y publicarlo nace del deseo de compartir mis vivencias e inquietudes en el apasionante mundo de los ríos.

La historia del progreso de la humanidad gira en torno al aprovechamiento de los cursos de agua. En consecuencia, el conocimiento de los ríos resulta ser fundamental para lograr el desarrollo económico y el bienestar de la sociedad. Desde los más remotos orígenes, la ingeniería ha tenido un papel preponderante en esta tarea.

En el Perú, que es la inspiración de este libro, los ríos constituyen un reto inagotable que el ingeniero debe afrontar cada día. En nuestro país se encuentra el 4,6% de los recursos hidráulicos superficiales de nuestro planeta. Sin embargo, la desigual distribución espacial y temporal del recurso crea enormes problemas para su aprovechamiento y control. A lo anterior debe añadirse la presencia cada vez más frecuente del Fenómeno de El Niño. Todo esto dentro de un creciente proceso de erosión de cuencas que trae consigo que nuestros ríos tengan un transporte sólido intenso, lo que dificulta y encarece enormemente su aprovechamiento.

Los orígenes de este libro tendrán que ubicarse en las primeras experiencias de laboratorio con modelos hidráulicos de cauce móvil, que empezaron en el Perú en los años sesenta con la puesta en marcha del Laboratorio Nacional de Hidráulica. De entonces acá, el tema de los ríos ha constituido el centro de mi atención profesional y académica.

Este libro es una introducción en el sentido que tiene esta palabra, de preparación para llegar a un fin. Pero, introducción significa también entrada y trato familiar e íntimo con alguien. El libro pretende ser una preparación, y en tal sentido es eminentemente propedéutico. Pretende también que el lector se familiarice con el complejo, y a veces desconcertante, comportamiento fluvial.

Ha sido difícil elegir dentro de la diversidad de temas que ofrece la Hidráulica Fluvial, aquéllos que podrían resultar de mayor interés. Haber elegido implicó necesariamente haber dejado de lado muchos temas que hubiera podido incluir. Considero, sin embargo, que ha sido necesario incidir en los temas fundamentales dado su carácter formativo. En tal sentido, este libro no es un manual de diseño. Aspira más bien a ser una ayuda para quien desee iniciarse en el apasionante tema del estudio de los ríos, sea un estudiante de antegrado o postgrado, de ingeniería civil, agrícola, geológica o sanitaria, sin excluir por cierto a otras especialidades como la ingeniería geográfica y la ambientalista.

El libro está inspirado y basado en los problemas que se presentan en los ríos peruanos, aunque no se restringe a ellos, pues he considerado enriquecedor incluir datos y casos provenientes de otros países, vinculados a temas que he conocido por alguna circunstancia.

Por grande que sea el trabajo del autor, la publicación de un libro es siempre un esfuerzo colectivo. Tengo que agradecer a todos aquéllos que a lo largo de las últimas décadas me permitieron intervenir en sus problemas, a mis colegas y a mis amigos que me estimularon para culminar la tarea, a mis alumnos de diversas épocas y generaciones en quienes siempre pensé al escribir esta Introducción a la Hidráulica Fluvial.

Este libro ha venido siendo escrito en los últimos años. Si hoy sale a la luz es por la decisión de nuestro Decano de la Facultad

de Ingeniería Civil, ingeniero Roberto Morales Morales, quien desde el primer momento acogió con entusiasmo y firmeza la idea de su publicación, y ha escrito las palabras de presentación. El ingeniero Edgar Rodríguez Zubiato, Jefe del Departamento de Hidráulica e Hidrología y coordinador de esta publicación, tuvo una decisiva participación para que ella continúe adelante. Su estímulo resultó ser fundamental para mi trabajo. A ellos les expreso mi agradecimiento, pues sin su participación este libro no habría sido posible.

El bachiller de Ingeniería Civil Marlon Gala García tuvo a su cargo la composición del texto, los dibujos, la diagramación general y la preparación de la edición en su presentación final, lo que hizo con especial dedicación y eficiencia, que agradezco mucho.

Mi amigo y colega el ingeniero Miguel Suazo, presidente del Comité Peruano de Grandes Presas, ha tenido la bondad de escribir el generoso prólogo que precede este libro por lo que le expreso mi especial reconocimiento.

A.R.F

En homenaje a los 122 años de la
Facultad de Ingeniería Civil de la
Universidad Nacional de Ingeniería
formando profesionales al servicio del Perú

1876 - 1998

CONTENIDO

Presentación	v	
Prólogo	vii	
Palabras Preliminares del Autor	xi	
Indice de Figuras	xx	
Indice de Cuadros	xxiii	
Lista de Símbolos	xxiv	
Capítulo 1	Introducción al Estudio de los Ríos	
1.1	La Escorrentía Mundial	1
1.2	El Aumento de las Demandas de Agua	7
1.3	Aproximación a la Hidráulica Fluvial	10
1.4	Relación de la Hidráulica Fluvial con otras Disciplinas	11
1.5	Los Ríos del Perú. Panorama de su Aprovechamiento y Control	12
1.6	El Binomio Río-Ciudad	14
Capítulo 2	Erosión de Cuencas	
2.1	Conceptos Fundamentales de Geomorfología	19
2.2	Procesos y Agentes Geomórficos. Agradación y Degradación	23
2.3	Erosión de Cuencas. Erosión Específica	24
2.4	Tipos de Erosión	29
2.5	El viento y los Glaciales como Agentes Erosivos	33
2.6	Prevención de la Erosión	34
2.7	Áreas Críticas	35
2.8	La Erosión en el Perú	37

Capítulo 3	Movilidad Fluvial	
3.1	Definiciones	43
3.2	Movilidad Fluvial	48
3.3	Introducción a la Clasificación de los Ríos	57
3.4	Ejemplos de Inestabilidad Fluvial	58
3.5	Clasificación de los ríos por su Edad	61
3.6	Río Chira: Aspectos de Inestabilidad Fluvial	62
3.7	Río Tumbes: Aspectos de Inestabilidad Fluvial	64
3.8	Comportamiento del Río Sigwas: Simulación en Modelo Hidráulico	67
Capítulo 4	Hidráulica de los Conductos Abiertos	
4.1	Conductos Abiertos	69
4.2	Fuerza Tractiva	70
4.3	Naturaleza Hidráulica del Contorno	72
4.4	Coefficientes de Resistencia	74
4.5	Ecuaciones de Distribución de Velocidades	76
Capítulo 5	Introducción al Estudio del Transporte de Sedimentos	
5.1	Modalidades del Transporte Sólido Fluvial	79
5.2	Fuerza Tractiva Crítica	85
5.3	Interacción Sedimento-Estructura	86
5.4	Propiedades Físicas de los Sólidos	89
	5.4.1 Tamaño y Forma	90
	5.4.2 Composición Mineralógica	96
	5.4.3 Peso Específico	97
	5.4.4 Velocidad de Caída	98
5.5	Variabilidad del Transporte Sólido	109
Capítulo 6	El Fondo Móvil	
6.1	El Concepto de Iniciación del Movimiento	115
6.2	Criterio de SHIELDS	119
6.3	Otras Fórmulas y Criterios de Iniciación del Movimiento	125
6.4	Fases del Transporte Sólido	133
6.5	Macro y Microrrugosidad. Descomposición del Coeficiente de Resistencia	137
6.6	Acorazamiento del Lecho Fluvial	138

Capítulo 7	Gasto Sólido de Fondo	
7.1	Problemática General	141
7.2	Metodología Básica	142
7.3	Metodología de Cálculo	145
7.4	Función Transporte	146
7.5	Fórmula de DU BOYS	147
7.6	Fórmula de SCHOKLITSCH	150
7.7	Fórmula de MEYER-PETER y MUELLER	152
7.8	Fórmula de EINSTEIN	160
7.9	Fórmula de FRIJLINK	162
Capítulo 8	Gasto Sólido en Suspensión	
8.1	Características de la Suspensión	165
8.2	Distribución Vertical de Concentraciones	167
8.3	Gasto Sólido en Suspensión	171
8.4	Distribución Vertical del Gasto Sólido en Suspensión	173
8.5	Mediciones	173
Capítulo 9	Morfología Fluvial	
9.1	Introducción a la Fluviomorfología	179
9.2	Perfil Longitudinal	182
9.3	Estado de Equilibrio	185
9.4	Clasificación Morfológica de los Ríos	187
9.5	Cursos de Agua en Régimen	190
9.6	Teoría del Régimen	191
9.7	Método de BLENCH	193
9.8	Abanicos Fluviales	198
9.9	Descarga Dominante	199
Capítulo 10	Erosión de Cauces Fluviales	
10.1	El Fenómeno de la Erosión	201
10.2	Origen de la Erosión de los Cauces Fluviales	203
10.3	Relación de LANE	206
10.4	Degradación del Cauce Aguas Abajo de una Presa	208
10.5	Protección con Espigones	212
10.6	Erosión en Pilares de Puentes	218

Capítulo 11	Sedimentación de Embalses	
11.1	Introducción	223
11.2	Factores para la Determinación del Volumen Muerto	229
11.3	Consideraciones sobre el Aporte de Sólidos	230
11.4	Problemas en la Apreciación de la Eficiencia de Retención	231
11.5	El Mecanismo de la Decantación y su Desarrollo en el Tiempo	234
11.6	Peso Específico de los Sólidos Sedimentados	235
11.7	Consecuencia de la Pérdida del Volumen Útil de los Embalses	238
11.8	Métodos para Aumentar la Vida del Embalse	241
11.9	Breve Examen de Algunos Casos de Colmatación Acelerada	242
11.10	Comentarios sobre el Problema	245

Capítulo 12	Modelos Fluviales	
12.1	Introducción	247
12.2	El Criterio de Similitud	250
12.3	Modelos Fluviales de Lecho Móvil	255
12.4	Necesidad de un Modelo Físico	257
12.5	Confiabilidad de un Modelo Físico	258

Índice de Temas	261
------------------------	------------

Referencias Bibliográficas	265
-----------------------------------	------------

Índice de Figuras

Figura 2.1	Variación de Pendientes durante la Erosión	25
Figura 2.2	Cuenca del Río Amarillo	30
Figura 2.3	Cuenca del Río Santo Domingo	32
Figura 3.1	Movilidad Fluvial	49
Figura 3.2	Flujo en Curva	51
Figura 3.3	Meandros del Río Mississippi	51
Figura 3.4	Secciones Características de un Río con Meandros	52

Figura 3.5	Evolución de un Meandro	53
Figura 3.6	Cambios Fluviales producidos por un Barraje	56
Figura 3.7	Variación del Cauce del Río Mississippi	59
Figura 3.8	Variación del Recorrido del Río Piura	60
Figura 3.9	Variación del Recorrido del Río Tumbes	66
Figura 5.1	Modos de Transporte	81
Figura 5.2	Distribución Vertical de Velocidades Concentraciones y Fuerza de Corte	82
Figura 5.3	Curva de Distribución Granulométrica	92
Figura 5.4	Definición de Diámetro Efectivo	93
Figura 5.5	Coefficiente de Arrastre C_D	103
Figura 5.6	Velocidad de Caída de Esferas de Cuarzo	106
Figura 5.7	Gráfico de YALIN para el Cálculo de la Velocidad de Caída	107
Figura 5.8	Gráfico de SCHULZ	108
Figura 5.9	Relaciones Gasto Líquido-Gasto Sólido	114
Figura 6.1	Iniciación del Movimiento	118
Figura 6.2	Diagrama de SHIELDS	121
Figura 6.3	Diagrama de YALIN	125
Figura 6.4	Diagrama de PETERSON	126
Figura 6.5	Diagrama de LANE	128
Figura 6.6	Fases del Transporte Sólido	134
Figura 6.7	Determinación de las Fases del Transporte	136
Figura 6.8	Acorazamiento del Lecho	138
Figura 6.9	Composición Granulométrica del Lecho Antes y Después del Acorazamiento	139
Figura 7.1	Función Transporte	146
Figura 7.2	Curva de Duración de Caudales Sólidos	148
Figura 7.3	Gráfico para la Ecuación de DU BOYS	149
Figura 7.4	Ecuaciones de MEYER-PETER	154
Figura 7.5	Coefficiente de Rizos	157
Figura 7.6	Ecuación Final de MEYER-PETER	158
Figura 7.7	Ecuación de EINSTEIN	161

Figura 7.8	Comparación de las Fórmulas de KALINSKE EINSTEIN, MEYER-PETER y FRIJLINK	163
Figura 8.1	Distribución Vertical de Concentraciones	169
Figura 8.2	Distribución Vertical de Concentraciones en Función del Diámetro de las Partículas	170
Figura 8.3	Esquema de Definición para el Cálculo del Gasto Sólido en Suspensión	172
Figura 8.4	Distribución Proporcional del Gasto Sólido en la Vertical	174
Figura 8.5	Muestreador Cilíndrico	176
Figura 9.1	Esquematación del Perfil Longitudinal y Secciones Transversales Típicas de un Río	183
Figura 9.2	Estado de Equilibrio	186
Figura 9.3	Clasificación Morfológica de los Ríos	188
Figura 9.4	Criterio de LANE para distinguir entre Ríos Meándricos y Entrelazados	189
Figura 9.5	Abanico Fluvial	198
Figura 10.1	Balanza de LANE	207
Figura 10.2	Degradación del Cauze Aguas Abajo de una Presa	209
Figura 10.3	Disposición Típica de Espigones en un Tramo en Curva	213
Figura 10.4	Esquemas Típicos de Espigones	214
Figura 10.5	Relación entre la Erosión Local y la Erosión Generalizada	219
Figura 11.1	Definición de Términos para un Embalse según ICOLD	226
Figura 11.2	Significado de los Términos para un Embalse en Proceso de Sedimentación	228
Figura 11.3	Influencia de las Series Hidrológicas	235
Figura 11.4	Variación del Volumen Útil con el Tiempo en Función del Avance de la Sedimentación	239
Figura 11.5	Consecuencias de la Disminución del Volumen Útil	243

Índice de Cuadros

Cuadro 1.1	Distribución Continental de la Escorrentía Mundial según LIND	3
Cuadro 1.2	Distribución Continental de la Escorrentía Mundial según SHIKLOMANOV	4
Cuadro 1.3	Disponibilidad de Aguas Superficiales en Algunos Países	5
Cuadro 2.1	Comparación de Datos Básicos de Algunos Ríos	28
Cuadro 2.2	Erosión Específica y Valores Característicos en Subcuencas del Río Amarillo	36
Cuadro 2.3	Producción de Sedimentos de la Cuenca Alta del Río Santo Domingo según GUEVARA y YAÑEZ	38
Cuadro 2.4	Origen y Relaciones de la Erosión	39
Cuadro 5.1	Clasificación de Partículas de Acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.)	91
Cuadro 5.2	Composición Mineralógica	97
Cuadro 5.3	Volúmenes Anuales de Sólidos en Suspensión del Río Santa	112
Cuadro 5.4	Relación Porcentual del Transporte Mensual de Sedimentos del Río Santa	113
Cuadro 6.1	Fuerza Tractiva Crítica en Función de la Concentración	127
Cuadro 6.2	Esfuerzo Cortante Crítico en Función del Diámetro	130
Cuadro 6.3	Velocidad Media Crítica en Función del Diámetro	131
Cuadro 6.4	Velocidad Media Crítica	132
Cuadro 11.1	Peso Específico de Sedimentos Depositados en Embalses	137

Lista de Símbolos Principales

A	Amplitud de un meandro
A	Área
a	Longitud mayor de una partícula
a	Constante
A_1, A_2	Constantes
B	Ancho
b	Longitud intermedia de una partícula
B_1, B_2	Constantes
b, b	Constantes
C	Coefficiente de CHEZY
c	Constante
c	Menor longitud de una partícula
c	Concentración
C_D	Coefficiente de arrastre (Drag)
C_a	Concentración a la distancia a del fondo
c_h	Concentración a la distancia h del fondo
c_{max}	Concentración máxima
D	Diámetro de un Pilar
d	Diámetro de una partícula
d_m	Diámetro efectivo
d_n	Diámetro nominal
d_c	Diámetro de cribado
d_s	Diámetro de sedimentación
e	Escala (de un modelo hidráulico)
e	Parámetro en las ecuaciones de LACEY
e_L	Escala de longitudes
E	Erosión
$E.E$	Erosión específica
F	Fuerza
F	Número de Froude
f	Coefficiente de DARCY
f	Parámetro en las ecuaciones de LACEY
F_b	Factor dependiente de la naturaleza del lecho en la fórmula de BLENCH

$F.F.$	Factor de forma
F_s	Factor dependiente de la naturaleza de la márgenes en la fórmula de BLENCH
F_{cr}^*	Parámetro de SHIELDS
g	Aceleración de la gravedad
h	Distancia del fondo
K	Coefficiente de rugosidad de STRICKLER
k	Rugosidad absoluta
K, K_1, K_2	Constantes
K_m	Coefficiente de rugosidad de STRICKLER
K_r	Rugosidad debida al tamaño de los granos del fondo
K_s	Rugosidad del lecho
K_w	Rugosidad de las paredes
L	Longitud
L_E	Longitud de empotramiento de un espigón
LM	Longitud de un meandro
ln	Logaritmo neperiano
log	Logaritmo
L_T	Longitud de trabajo de un espigón
n	Coefficiente de rugosidad de KUTTER
P	Perímetro
Q	Gasto
q	Gasto específico
Q_o	Gasto crítico de iniciación del movimiento
q_o	Gasto crítico específico de iniciación del movimiento
q_s	Parte del gasto sólido (específico) que determina el transporte sólido de fondo
R	Radio hidráulico
r	Radio de curvatura
Re	Número de Reynolds
Re_*	Número de Reynolds referido a la velocidad de corte y al diámetro de la partícula
S	Pendiente
S_E	Separación entre espigones
T	Temperatura
t	Tiempo

T_F	Gasto sólido de fondo
T_S	Gasto sólido en suspensión
T_T	Gasto sólido total
t_F	Gasto sólido de fondo específico
t_s	Gasto sólido en suspensión específico
T''_F	Gasto sólido de fondo pesado bajo agua
t''_F	Gasto sólido de fondo (específico) pesado bajo agua
y	Tirante (calado)
y_s	Profundidad de socavación
V	Velocidad media
V_c	Velocidad crítica
V_h	Velocidad a la distancia h del fondo
V_*	Velocidad de corte
\forall	Volumen
W	Peso
w	Velocidad de caída de una partícula
w_t	Velocidad terminal de caída de una partícula
X	Intensidad de transporte
Y	Intensidad de movimiento
Z	Número de ROUSE (Parámetro característico de la suspensión)
\acute{a}	Ángulo
\hat{a}	Coficiente
\square	Peso específico del material sólido sumergido
\grave{a}	Espesor de la subcapa laminar
$\square\rho$	Intervalo en el eje de porcentaje
\tilde{a}	Peso específico del agua
\ddot{O}_*	Intensidad de transporte (EINSTEIN)
\tilde{a}_s	Peso específico de los sólidos
\tilde{a}''_s	Peso específico de los sólidos pesados bajo el agua
\hat{e}	Constante de KARMAN
\tilde{n}	Densidad del agua
\tilde{n}_s	Densidad de una partícula sólida
\hat{o}_c	Fuerza tractiva crítica
\hat{o}_h	Esfuerzo de corte a la distancia h del fondo

$\hat{\sigma}_o$	Esfuerzo de corte sobre el fondo
$\hat{\sigma}_c^*$	Parámetro de SHIELDS
$(\hat{\sigma}_o)_c$	Fuerza tractiva crítica
$(\hat{\sigma}_o)_{\square c}$	Valor de $\hat{\sigma}_c$ para el que las partículas entren en suspensión
μ	Coeficiente de rizos
μ	Viscosidad dinámica
μ	10^{-3} mm
$\dot{\nu}$	Viscosidad cinemática
\div	Parámetro de transporte (DU BOYS)
\varnothing_*	Intensidad de movimiento (EINSTEIN)

Capítulo 1

Introducción al Estudio de los Ríos

1.1 La Escorrentía Mundial

Los ríos forman parte del Ciclo Hidrológico, que como sabemos constituye un proceso que no tiene principio ni fin.

Se ha estimado que la precipitación total sobre los continentes es, en promedio, de 100 000 km³ por año, lo que equivale a 685 mm anuales. De esta enorme cantidad de agua un elevado porcentaje, el 65%, se evapora y regresa a la atmósfera. De la masa hídrica restante, una parte se infiltra y, eventualmente, da lugar a la escorrentía subterránea; otra, contribuye al mantenimiento de diversas formas de retención superficial, y la mayor parte constituye la escorrentía superficial, la que en cifras redondas y como promedio plurianual es de 35 000 km³ por año.

En consecuencia, los ríos de la Tierra conducen hacia los mares y océanos una cantidad anual de agua equivalente a 35 000 000 000 000 m³. Estimaciones hechas por el U.S. Geological Survey fijan la escorrentía superficial en 1 170 400 m³/s, en tanto que según el Balance Mundial efectuado por la

antigua Unión Soviética, este valor sería de 1 154 200 m³/s.

La escorrentía mundial ha sido cuantificada por varios autores, entre ellos están LINDH y SHIKLOMANOV, cuyos resultados pueden verse en los Cuadros 1.1 y 1.2. LINDH encontró para la escorrentía mundial un valor de 38 820 km³/año, que presenta distribuido en siete áreas continentales del planeta. Señala además este autor la importante distinción entre la escorrentía persistente y la no persistente. Este concepto se origina en el hecho de que la escorrentía es muy variable en el tiempo. Cuando se calcula un promedio plurianual hay años con caudales muy altos, pero poco frecuentes, que contribuyen a levantar el promedio, sobre todo cuando la serie disponible no es muy larga. Ocurre también que hay épocas (días) del año en que los caudales son notablemente altos, pero de muy poca duración en el tiempo. De acá que sólo una parte de la escorrentía mundial puede ser considerada como persistente.

Persistente es aquello que dura por largo tiempo. Sólo el 36 % de la escorrentía mundial resulta ser persistente, según el estudio de LINDH. El 64 % es no persistente, eventual, esporádico, lo que significa que sus posibilidades de aprovechamiento son seguramente difíciles y costosas. Sudamérica tiene un poco más de la cuarta parte de la escorrentía mundial, pero sólo el 38% es persistente.

SHIKLOMANOV encuentra valores más altos para la escorrentía mundial; además incluye la Antártida y llega así a 46 768 km³ por año.

En el Cuadro 1.3 se presenta la disponibilidad de aguas superficiales de algunos países, incluyendo al Perú. Obsérvese que el Perú tiene casi el 5% de los recursos hidráulicos superficiales mundiales.

Asimismo, la disponibilidad de agua por habitante del Perú es una de las más altas del mundo; es casi diez veces el promedio mundial. En cambio China tiene sólo 2 500 m³/hab/año, valor bastante pequeño y que obliga a un uso y cuidado intensivo de sus escasos recursos hidráulicos.

CUADRO 1.1
DISTRIBUCION CONTINENTAL DE LA ESCORRENTIA MUNDIAL SEGUN LINDH

REGION	Escorrentía km ³ /año			$\frac{\text{Esc. Persistente}}{\text{Esc. Total}} \times 100$
	Total	Persistente	No Persistente	
Africa	4 225	1 905	2 320	45%
Asia (sin la ex URSS)	9 544	2 900	6 644	30%
Australia	1 965	495	1 470	25%
Europa (sin la ex URSS)	2 362	1 020	1 342	43%
Norte América	5 960	2 380	3 580	40%
Sud América	10 380	3 900	6 480	38%
La ex-URSS	4 384	1 410	2 974	32%
Total continental sin regiones polares	38 820	14 010	24 810	36%
Caudal	1 230 974 m³/s	444 254 m³/s	786 720 m³/s	

CUADRO 1.2

DISTRIBUCION CONTINENTAL DE LA ESCORRENTIA MUNDIAL SEGUN SHIKLOMANOV

Territorio	Caudal Anual mm	km ³	Porcentaje de la Escorrentía Total	Superficie 10 ³ km ²	Descarga Específica l s ⁻¹ km ⁻²
Europa	306	3 210	7	10 500	9,7
Asia	332	14 410	31	43 475	10,5
Africa	151	4 570	10	30 120	4,8
América del Norte y Central	339	8 200	17	24 200	10,7
América del Sur	661	11 760	25	17 800	20,9
Australia y Tasmania	45	348	1	7 683	1,4
Oceanía	1 610	2 040	4	1 267	51,1
Antártida	160	2 230	5	13 977	5,1
Total Mundial	314	46 768	100	149 022	10,0

Caudal 1 483 004 m³/s

CUADRO 1.3

DISPONIBILIDAD DE AGUAS SUPERFICIALES EN ALGUNOS PAISES

País	Superficie 10 ³ km ²	Población ¹ 10 ⁶	Caudal anual medio a largo plazo			
			km ³	Por Unidad de Superficie (10 ³ m ³ /km ²)	Per Cápita (10 ³ m ³)	Porcentaje(%) del Caudal Mundial
Brasil	8 512	130	9 230	1 084	71	20,7
La ex-URSS	22 274	275	4 740	213	17	11
República Popular China	9 561	1 024	2 550	267	2,5	5,7
Canadá	9 976	25	2 470	248	99	5,6
India	3 288	718	1 680	511	2,3	3,8
Estados Unidos de América	9 363	234	1 940	207	8,3	4,4
Noruega	324	4	405	1 250	99	0,9
La ex-Yugoslavia	256	23	256	1 000	11	0,6
Francia	544	55	183	336	3,4	0,4
Finlandia	337	5	110	326	22	0,2
Total Mundial²	134 800	4 665	44 500	330	9,5	
Perú ⁺	1 285	23	2 044	1 591	89	4,6

¹ En 1983² Sin la Antártida⁺ Datos incorporados por el autor (1998)

Como puede observarse en los cuadros presentados, los valores no coinciden plenamente. Esto se debe a varios factores y circunstancias. De un lado, cada autor dispone de un conjunto de datos que no es necesariamente igual al del otro. Cada autor tiene su propia metodología para estimar valores faltantes y totales. Cada autor trabaja con una serie de determinada longitud (años de registro que ha tenido disponible) y cada autor trabaja en una cierta época. También debemos tener presente que no siempre coinciden los objetivos y metas de cada evaluación. A pesar de las consideraciones anteriores los valores encontrados son razonablemente coincidentes y útiles para darnos una idea general de la disponibilidad y distribución de los recursos hidráulicos superficiales mundiales.

La escorrentía es muy variable en el tiempo y en el espacio. Hay regiones del planeta donde la escasez de agua es notable. Se denomina Zonas Áridas, etimológicamente secas, aquéllas en las que el agua es el factor limitante del desarrollo; el agua es, o debe ser, entonces, la variable que controla su planificación. La escorrentía es también variable en el tiempo. Hay periodos de abundancia y periodos de escasez. Así son, pues, los caudales de los ríos: muy variables en el tiempo y en el espacio.

El valor del agua es incalculable, ¿cómo ponerle precio?. El agua es un recurso natural insustituible para el desarrollo de los pueblos. De acá que el Estado, que es la organización política de una Nación en un territorio determinado, proclame como suyos los recursos hidráulicos de su territorio, sin los cuales la tierra no tendría valor.

Para poder aprovechar y conservar un recurso es necesario conocerlo. Una parte de esta tarea corresponde a la Hidráulica Fluvial. Nuestros ríos son recursos valiosos, son nuestra fuente de vida. Corresponde a la ingeniería hacer que sea posible la utilización racional y económica de los ríos.

El tema de este libro es, pues, el estudio de los ríos desde el punto de vista de su aprovechamiento y control con el fin de contribuir al bienestar de la Humanidad.

1.2 El Aumento de las Demandas de Agua

El agua es un recurso escaso que tenemos que aprovechar del mejor modo posible. La población mundial viene creciendo a gran velocidad. En la Edad de Piedra, hace unos 10 000 años, la población mundial probablemente no pasaba de los cinco millones. Para el año 2 000 la población mundial llegará a los 6 198 millones, y el año 2 050 llegaremos a la enorme cifra de 10 000 millones de habitantes.

En los últimos 50 años la población del Perú se ha triplicado. Según el censo del 11 de Julio de 1993 la población del Perú era un poco más de 22 millones de habitantes.

Una de las características del incremento de la población mundial y nacional es el aumento de la población urbana con respecto a la rural. En el Perú el 71% de la población es urbana. Lima, capital de la República, ha crecido enormemente; representa casi el 30 % de la población nacional y tiene sólo una proporción pequeñísima de los recursos hidráulicos del país.

Esta circunstancia tiene grandes consecuencias desde el punto de vista del aprovechamiento de los recursos hidráulicos en general y de los ríos en particular.

Hay que tener en cuenta, además, la naturaleza y composición de la demanda total de agua, pues si una región requiere riego, sus demandas totales serán mucho mayores que otra región en la que los cultivos sean de secano, es decir, sólo por lluvia (sin riego).

En España, por ejemplo, la escorrentía total, incluyendo un 20 % de aguas subterráneas, es de 110 km³ por año, lo que da una disponibilidad media de 2 683 m³/hab/año. Este valor tiene que mirarse junto con el hecho de que España tiene más de 1 000 grandes presas y 2 500 pequeños lagos y lagunas, lo que facilita el aprovechamiento del agua.

En el Perú tenemos en 1998 alrededor de 89 000 m³/hab/año, una cifra altísima, la que, sin embargo, debe mirarse dentro de una gran distribución espacial y variación temporal. La costa, donde está más del 50% de la población, sólo tiene el 1,7% de los recursos hidráulicos superficiales del país.

El problema de la determinación de las demandas y la asignación de los recursos hidráulicos para satisfacerlas, no puede independizarse de la creciente escasez de agua a nivel planetario.

Es decir, que la escasez tiene que llevarnos al uso racional de lo existente, *"El agua de que disponemos en nuestro planeta es algo precioso y que las sociedades actuales no saben valorar"*, ha afirmado el secretario general de la Organización Meteorológica Mundial de las Naciones Unidas (OMM). Dicha Organización ha llamado la atención acerca del *"derroche existente y mala utilización de este recurso vital"* y ha manifestado que pronto tendremos que saber valorar el agua *"ya que la escasez de agua no será un problema aislado, sino general y repercutirá en los distintos sectores económicos, especialmente en la agricultura"* y *"la crisis que se avecina se traducirá en un aumento de los niveles de pobreza, y en otros casos se dispararán los índices de contaminación de las aguas como consecuencia de los vertidos de fertilizantes y productos químicos en los caudales fluviales"*.

Vivimos en un mundo en el que la población y sus demandas de agua vienen aumentando. Pero los recursos hidráulicos con que contamos no están aumentando, sino que por el contrario están disminuyendo, principalmente por la pérdida de calidad del recurso. Las demandas de agua aumentan, no sólo porque aumenta la población, sino porque aumenta el deseo de mejorar la calidad de vida, lo que implica que cada ser humano tenga más agua a su disposición.

Una sociedad pobre, en un clima de condiciones duras, tiene que hacer su agricultura exclusivamente de secano, es decir, dependiendo en un alto grado de la irregularidad de las lluvias. En cambio una sociedad opulenta en un clima árido hace obras de irrigación, regula la escorrentía y ejecuta otras acciones similares que implican consumo de agua. Algo similar puede decirse con respecto a la satisfacción de las necesidades de agua de las ciudades. A medida que su potencialidad económica es mayor, demandan más agua. Así se tiene ciudades que consumen varios cientos de litros al día por habitante. El consumo de agua es una medida de la calidad de vida alcanzada.

Pero las demandas son crecientes y la disponibilidad de agua es decreciente. Así por ejemplo en los años cincuenta, según la Organización Meteorológica Mundial (OMM), cada europeo disponía anualmente de 5 900 m³ de agua dulce, para diversos usos. En cambio hacia el año 2000 sólo dispondrá de 4 100 m³. En América Latina se pasará para el periodo mencionado, de 105 000 a 28 300 m³ por año y por habitante. Algo similar ocurrirá en los otros continentes.

La escasez de agua se agrava debido a los problemas creados por la contaminación. La pérdida de calidad del agua restringe, encarece o impide su uso. El cálculo racional de las demandas y el uso justificado del agua son, pues, un imperativo. ISRAESEN ha afirmado, y debemos recordarlo, que *"Ningún hombre tiene derecho a malgastar el agua que otro hombre necesita"*.

Este aumento de las demandas de agua obliga a recurrir a todas las fuentes posibles. El continuo desarrollo de proyectos de ingeniería para disponer de agua tuvo que empezar con los más fáciles y más económicos. Nos toca ahora acometer los proyectos más costosos y más difíciles. Pero no todo puede resolverse por el lado de la oferta, también debemos actuar sobre la demanda. Tiene que haber una política de manejo de las demandas, compatible con la disponibilidad de recursos económicos e hidráulicos. Debe haber, pues, un uso racional del agua, en beneficio de las generaciones presentes y futuras. Debemos marchar hacia una gestión del agua. Todo esto implica un mejor uso de los recursos existentes.

Hemos señalado en varias oportunidades que la disminución de la cantidad de agua disponible se viene originando, no sólo por el aumento de la población y sus mayores demandas específicas, sino por la pérdida de calidad del recurso. En 1980 el total mundial anual de aguas residuales era de 1 870 km³, de los cuales 308 km³ se producían en Europa y 440 km³ en Estados Unidos. Hacia finales del siglo XX el total mundial de aguas residuales ascenderá a 2 300 km³ por año.

El aumento de las demandas mundiales de agua nos obliga a conocer y aprovechar mejor los ríos de nuestro planeta. Esta es una razón importante para el estudio de la Hidráulica Fluvial.

1.3 Aproximación a la Hidráulica Fluvial

Hay tres grandes ideas que debemos tener presentes al enfrentarnos al estudio de los ríos. Las tres ideas son fases de un mismo problema.

En primer lugar debemos mirar a los ríos como riqueza, como recursos naturales, como fuentes de vida; es decir, como posibilidades de aprovechamiento en beneficio de la Humanidad. Así ha sido desde los tiempos más remotos, cuando el hombre se estableció junto a las fuentes de agua, las aprovechó y empezó la civilización. En los primeros tiempos la utilización de los ríos se lograba mediante sencillas obras de ingeniería. Hoy, en cambio, se requiere de complejas obras para satisfacer la creciente demanda de agua y de bienestar. Es así como tenemos proyectos de irrigación, de hidroelectricidad, de abastecimiento poblacional e industrial, de recreación, así como de control y encauzamiento de ríos, que requieren importantes obras de ingeniería relacionadas con la Hidráulica Fluvial. La Hidráulica Fluvial tiene mucho que ver con el comportamiento de importantes estructuras hidráulicas. Así, las bocatomas son obras construidas en un río con el objeto de captar sus aguas para utilizarlas en un proyecto hidráulico. El diseño, construcción y operación de una bocatoma es importante tema de la Hidráulica Fluvial, pues su implementación significa una modificación profunda en el escurrimiento fluvial. Para el aprovechamiento de los ríos se recurre también a la construcción de presas con el objeto de regular caudales. Cuando las presas están ubicadas sobre el lecho de los ríos representan cambios fluviomorfológicos importantes, como erosión y sedimentación. La pérdida de volumen útil de los embalses y los métodos de lucha para mantenerlos forman parte de la Hidráulica Fluvial. Hay numerosas estructuras hidráulicas y problemas de diseño muy relacionados con la Hidráulica Fluvial.

En segundo lugar debemos mirar a los ríos como elementos naturales de los cuales tenemos que defendernos. Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es, pues, un

fenómeno de tipo hidráulico, prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas o un evento hidrometeorológico extraordinario. Las obras de control y el tratamiento del problema de las avenidas e inundaciones son parte de la Hidráulica Fluvial.

La tercera idea que debemos tener presente con relación a un río es su protección. Debemos proteger al río de la agresión humana. Una forma típica de agresión a los ríos, que luego se vuelve contra quien la causó, es la contaminación. La contaminación es un fuerte limitante para el uso del agua. La contaminación es la pérdida de pureza del agua como consecuencia de la incorporación de sustancias extrañas. El agua que está en la Naturaleza es prácticamente pura; se contamina cuando entra en contacto con la corteza terrestre y con las acciones humanas (en algunos casos el agua se contamina antes de llegar a la tierra, tal es la lluvia ácida). El río es un gran dren colector de la cuenca, no sólo del agua, sino de todo aquello que está en contacto con ella. Los ríos conducen las sustancias contaminantes de un lugar a otro. En el Perú casi todos los ríos están contaminados. Debemos, pues, luchar contra la contaminación para que de ese modo sea más fácil y económico el aprovechamiento de los ríos.

Las tres características señaladas en el estudio de los ríos nos hacen ver que la Hidráulica Fluvial tiene que ubicarse dentro del estudio y tratamiento integral de la cuenca.

1.4 Relación de la Hidráulica Fluvial con otras Disciplinas

La Hidráulica Fluvial no puede comprenderse ni aplicarse aisladamente de una serie de disciplinas de ingeniería que le son complementarias. Así, la Hidráulica Fluvial se ubica dentro de la Hidráulica General y de la Hidráulica de Canales en particular. La Meteorología y la Hidrología resultan indispensables para el estudio de una de las fases del fenómeno fluvial. La Geología, la Geomorfología y disciplinas afines constituyen fundamento importante para la mejor comprensión del comportamiento fluvial.

La teoría del Transporte de Sedimentos resulta indispensable e inseparable de la aproximación al problema. Toda la información que nos da la Hidráulica Fluvial tiene que traducirse en acciones concretas para el diseño, construcción y operación de estructuras hidráulicas.

1.5 Los Ríos del Perú. Panorama de su Aprovechamiento y Control

Los ríos del Perú tienen las más diversas características y, como ocurre en casi todo el mundo, están ligados al desarrollo social y económico del país.

Los hay torrenciales, de fuerte pendiente y corto recorrido, de descargas irregulares y de gran transporte sólido, como los ríos de la costa peruana. Desembocan al Océano Pacífico y, ante la ausencia de lluvias útiles, han constituido la base del desarrollo económico y poblacional de esta parte del país. El aprovechamiento de las aguas superficiales hizo posible la existencia y supervivencia del antiguo habitante de la costa, desde hace varios miles de años. Las grandes civilizaciones preincaicas surgieron como consecuencia del aprovechamiento de las aguas superficiales, es decir, de la utilización de los ríos en obras de riego. Así ocurre también en la actualidad. En la costa peruana hay unas 800 000 hectáreas bajo riego, que representan la totalidad del área sembrada, que existen como consecuencia de la construcción de obras de irrigación, que representan aprovechamiento de los ríos, todo lo que supone el empleo de la Hidráulica Fluvial. Los jóvenes torrentes de la costa tienen una marcada tendencia al desbordamiento, a la producción de inundaciones, debido a la irregularidad de sus descargas, a la disminución de las pendientes, al manejo del río y a muchas otras causas que constituyen interesantes temas de la Hidráulica Fluvial. Los asentamientos humanos prehispanicos estuvieron alejados de los ríos; en cambio, luego de la conquista se fortalecen los asentamientos urbanos junto a los ríos, en sus márgenes.

En la costa los ríos son la única fuente de agua utilizable económicamente para abastecimiento poblacional e industrial,

irrigaciones y recarga del agua subterránea. En algunos casos también son posibles los aprovechamientos hidroeléctricos.

En la selva, en cambio, hay ríos de grandes caudales, pendientes pequeñas, largos recorridos y fuerte inestabilidad y tendencia a la variación de curso. Como allí llueve en abundancia (en la selva baja) no se hacen irrigaciones, pero sí se aprovechan mucho los ríos para la navegación. Hay una importante tarea en lo que respecta a crear y mantener las condiciones adecuadas para la navegación y actividades portuarias.

En la sierra encontramos ríos de variadas características. Sin embargo, los valles son estrechos, la tierra agrícola es escasa, hay fuerte erosión de cuencas. Hay muchas posibilidades de desarrollos energéticos. En la región altiplánica las pendientes son pequeñas.

Los estudios efectuados por la antigua ONERN (Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales), hoy INRENA (Instituto Nacional de Recursos Naturales), han permitido identificar 1 007 ríos en el Perú, los que se desarrollan en tres vertientes

Pacífico	381 ríos (hasta del 4to orden, 53 ríos principales)
Atlántico	564 ríos (hasta del 6to orden, 4 ríos principales)
Titicaca	62 ríos (hasta del 4to orden, 12 ríos principales)

Estos 1 007 ríos representan en conjunto una masa hídrica anual de 2 044 km³, como puede verse en el siguiente cuadro

Vertiente	Masa Anual km ³ /año	Caudal m ³ /s	Porcentaje %
Pacífico	35	1 110	1,7
Atlántico	1 999	63 388	97,8
Titicaca	10	317	0,5
Total	2 044	64 815	100,0

Los ríos en general se caracterizan por su movilidad; siguen su camino por acción de la gravedad; el desnivel topográfico es la causa del desplazamiento del agua. Los ríos existen desde hace muchísimo tiempo, desde antes por cierto que existiesen los Estados y los países. En consecuencia, el territorio, es decir, aquel espacio geográfico sobre el que el Estado ejerce su dominio, no siempre contiene íntegramente de principio a fin a un curso de agua. Como consecuencia de la demarcación política de los Estados resulta que un lago o un río queda contenido en dos o más Estados. Nos encontramos entonces frente a los recursos hidráulicos internacionalmente compartidos.

Se dice que un curso de agua es internacional cuando su escurrimiento se produce en más de un Estado. Se denomina curso de agua internacional a todo curso de agua, canal o lago, que separa o atraviesa los territorios de dos o más Estados. Obsérvese que el concepto de curso de agua es más amplio que el de río y resulta imprescindible para tratar, por ejemplo, la contaminación.

Casi el 99% de los recursos hidráulicos del Perú se encuentra de algún modo comprometido internacionalmente: el 100% de las cuencas del Atlántico y del Titicaca y un pequeño porcentaje de la cuenca del Pacífico. En muchos casos el Perú es el país de aguas arriba y en algunos otros es el país de aguas abajo. El hecho de que nuestros ríos estén en mayor o menor grado con algún compromiso de tipo internacional tiene consecuencias desde el punto de vista de la Hidráulica Fluvial.

1.6 El Binomio Río-Ciudad

En todas partes existe una relación muy fuerte entre el río y la ciudad que se desarrolla a sus orillas. Londres y el Támesis, París y el Sena, Florencia y el Arno, Iquitos y el Amazonas, Lima y el Rímac, son algunos de los muchísimos binomios que podría mencionarse.

El tratamiento que las más importantes ciudades del mundo dan a los ríos que las cruzan es muy variado, dependiendo de diversos factores y circunstancias; así como, por cierto, de las características hidráulicas, hidrológicas y sedimentológicas de cada

río.

En general, las grandes y más importantes ciudades han alcanzado soluciones armónicas para los problemas fluviales, estéticos y funcionales.

En la búsqueda de soluciones juega un papel importantísimo el carácter de cada río. Es así como en muchos casos se trata de ríos maduros, de régimen netamente subcrítico y cuya variación estacional y anual alcanza valores extremos sólo en situaciones verdaderamente excepcionales. A la vez, se dispone de orden, recursos y demás elementos que permiten el planeamiento de las acciones de control fluvial.

Pero, cuando los ríos son jóvenes, agresivos, de fuerte e irregular transporte sólido y gran diferencia entre sus caudales mínimos y máximos y su tratamiento e incorporación a la ciudad no ha seguido un plan, entonces los problemas, acumulados durante centurias, se manifiestan en un momento dado de una forma violenta.

En la costa peruana tenemos claros y dramáticos ejemplos del divorcio que ha existido, a partir de la conquista, entre el desarrollo de la expansión urbana y los problemas fluviales correspondientes. Importantes ciudades se han visto inundadas, sus puentes y vías de acceso destruidos, sus servicios públicos interrumpidos y toda la vida normal de la población fuertemente afectada.

La relación entre Lima y el Rímac es muy estrecha. Desde sus orígenes Lima no usó más agua que la que existía en el río Rímac. El control del agua del río, el control de las bocatomas, era fuente de poder en el antiguo Perú, y Lima no era la excepción. Todo esto tiene que mirarse a la luz de la aridez existente en el área.

Al principio los usos predominantes del río eran los poblacionales y agrícolas. Posteriormente apareció con fuerza el uso energético.

El Rímac es un típico torrente costeño con irregulares descargas en el tiempo. En los meses de verano el río transporta grandes cantidades de sólidos provenientes de la erosión de la cuenca.

El río Rímac es un torrente, una gran quebrada, con fuerte pendiente que en el tramo ciudadano llega a valores que están alrededor del 1%. Su régimen hidrológico es fuertemente irregular: grandes caudales en los meses de verano y caudales mínimos en los meses de invierno (estiaje). No sólo es importante la variación estacional; hay años en los que en los meses de verano (marzo, especialmente) el río alcanza grandes caudales. Es, sin embargo, notorio que los grandes caudales tienen una corta duración. Este fenómeno es más intenso en los caudales sólidos. Las concentraciones de material en suspensión han alcanzado valores extraordinarios, aun para caudales bajos.

El tramo ciudadano del río Rímac, desde la fundación de la ciudad de Lima, ha sido objeto de diversas obras (puentes, bocatomas, encauzamientos, defensas) que no se han ejecutado dentro de un plan de desarrollo, que contemple el binomio río-ciudad. La consecuencia ha sido que la sucesiva construcción de obras ha alterado profundamente las condiciones naturales del río creando problemas serios. Es decir, se ha producido la respuesta fluvial frente a las obras realizadas.

Una de las características de la ciudad de Lima es que todo el tramo ciudadano del río Rímac se encuentra desprovisto y desvinculado de un tratamiento que lo incorpore a la estética y funcionalidad de la ciudad.

El río Rímac presenta problemas en casi todo su recorrido, pues el crecimiento de las ciudades ha invadido gran parte del cauce.

El crecimiento desordenado de las poblaciones ribereñas y sus carencias cívicas y sanitarias hacen que se considere al río Rímac como un colector de desperdicios al que se arroja basura y todos los residuos de las actividades humanas, lo que dificulta y encarece su aprovechamiento.

Otro de los problemas que presenta el río Rímac en su relación con las ciudades se encuentra en Chosica. Allí el cauce del río ha sufrido estrechamientos importantes, que limitan la caja fluvial y la posibilidad de que el río ocupe sus áreas de inundación.

Esto es un problema que se presenta en muchas partes del país: la expansión urbana ha ocupado paulatinamente las áreas

naturales de inundación de los ríos, las que como cauce secundario servían para el escurrimiento temporal de los grandes caudales. En la zona en la que el Rímac atraviesa Chosica las construcciones llegan hasta el borde mismo del río, sin que éste se encuentre en sus máximos caudales. Hay una sección en la que el ancho del río se ha reducido a 17 metros. Todo esto motiva que el río no tenga cauce secundario y cuando se presentan avenidas y huaicos se producen desbordes.

Los problemas del binomio río-ciudad se presentan en muchas partes del Perú. En 1998 el río Ica inundó la ciudad. El río Piura en algunas oportunidades ha inundado la ciudad del mismo nombre y en 1998 derribó importantes puentes de la ciudad. La ciudad de Tumbes sufre inundaciones del río del mismo nombre. El número de ejemplos podría multiplicarse. Recordemos pues que la planificación del uso de la tierra es sumamente importante y en ella la Hidráulica Fluvial es un componente importante.

Son, pues, numerosos los problemas que presenta el binomio río-ciudad. La cuenca debe mirarse de un modo integral. La comprensión y el tratamiento de un río no pueden desligarse de lo que ocurre en su cuenca. Utilizar el agua, defendernos de ella y protegerla de la contaminación son los elementos fundamentales para planificar el uso del agua de una cuenca. Debe haber, pues, una Autoridad Responsable de las Cuencas en su Integridad, encargada de planificar y coordinar con los diferentes sectores involucrados el manejo integral de la cuenca, comprendiendo lo relativo a su conservación y mantenimiento, acciones de forestación, obras de defensa, encauzamiento, mantenimiento de puentes y el aprovechamiento del agua en sus múltiples usos, lo que obviamente incluye el control de la contaminación, tal como fue señalado por el Colegio de Ingenieros del Perú, a través del Consejo Departamental de Lima, en su Pronunciamiento del 18 de marzo de 1994.

Capítulo 2

Erosión de Cuencas

2.1 Conceptos Fundamentales de Geomorfología

THORNBURY en su libro Principles of Geomorphology señala algunos conceptos fundamentales con relación a la Geomorfología y, como de algún modo tienen que ver con la hidráulica fluvial los resumimos a continuación.

Concepto 1. Los procesos físicos que se dan en la actualidad y las leyes que los rigen son fundamentalmente iguales a los que operan desde los tiempos geológicos, aunque no necesariamente siempre con la misma intensidad que ahora.

Este es uno de los principios fundamentales de la geología, *"el presente es la clave para entender el pasado"* escribió HUTTON en el siglo XVIII. Sin embargo, la intensidad de estos procesos es variable. Por ejemplo, en el Pleistoceno los glaciares estuvieron mucho más activos que ahora.

Pero, en general, los procesos son fundamentalmente iguales: el agua forma los valles, el viento transporta las arenas, etc.

Concepto 2. Las estructuras geológicas son factores dominantes del control de la evolución de las formas terrestres y se reflejan en ellas.

El término estructura geológica debe entenderse acá en su acepción más amplia. Es decir, no sólo como pliegues o fallas, sino como todo aquello que modela las formas terrestres, como por ejemplo las propiedades físicas y químicas, la dureza, la capacidad de soportar agresiones químicas, etc.

Las estructuras rocosas son más antiguas que las formas terrestres que se desarrollan junto a ellas.

La influencia de las estructuras geológicas no siempre es evidente, depende de la habilidad y experiencia del observador. Las fotografías aéreas nos ayudan a interpretar la evolución de las formas terrestres.

Concepto 3. Los procesos geomórficos dejan su sello característico sobre las formas terrestres, y cada proceso geomórfico se desarrolla dentro de las formas terrestres existentes (se "*ensambla*" a ellas).

Acá el término proceso implica las muchas maneras físicas y químicas por medio de las cuales se modifican las formas terrestres. Estos procesos pueden ser endógenos, como vulcanismo y diatrofismo, o exógenos como los provenientes de la erosión o del intemperismo.

Cada proceso geomórfico deja su sello característico sobre la superficie terrestre. Es conocido que las terrazas fluviales, un abanico fluvial o un delta, para mencionar algunos ejemplos, son producidos por la acción del agua. Hay numerosos ejemplos que podría citarse (las cavernas son producidas por el agua subterránea, etc.).

Debido a que cada agente geomórfico produce una forma terrestre particular es que es posible hacer una clasificación genética de las formas terrestres. Las formas terrestres no se desarrollan, pues, al azar, sino que hay una vinculación causal entre ellas. Ciertas formas están asociadas con otras. Conociendo las formas existentes podemos inferir cuales son las que se presentarán en el futuro.

Concepto 4. Al actuar los diferentes agentes de erosión sobre la superficie terrestre se produce una secuencia de formas que tienen determinadas características en función del estado del proceso general.

Este concepto está vinculado al de ciclo geomórfico. El ciclo geomórfico consiste en los varios cambios que una masa de tierra sufre en su configuración superficial como consecuencia de los agentes externos. Hay, pues, una secuencia ordenada y previsible de formas, y no la aparición de ellas al azar. De acá los términos, más o menos metafóricos de río joven, maduro o viejo, que se usan frecuentemente en Hidráulica Fluvial. Naturalmente que estos conceptos de secuencias temporales no son fácilmente manejables e implican relativismos.

Concepto 5. En la evolución geomórfica la complejidad es más frecuente que la simplicidad.

Las explicaciones simples son deseables, pero insuficientes (muchas veces, por lo menos). Las formas terrestres que vemos son producto de la combinación de varios eventos. Así, HORBERG, citado por THORNBURY, clasifica los paisajes y formas terrestres de la siguiente manera

Paisaje Simple: es aquél que se origina en un proceso geomórfico único y dominante.

Paisajes Compuestos: son aquéllos cuyo origen se explica en función de dos o más procesos geomórficos. Sin embargo, por lo general hay un proceso dominante. Así, el origen de un paisaje puede atribuirse fundamentalmente al agua, pero no debe ignorarse que, por ejemplo, el intemperismo también ha desempeñado algún papel. Puede haber una formación de origen claramente hidráulico, pero que tenga partes de origen volcánico.

Paisajes Monocíclicos: son aquéllos que sólo representan un ciclo de erosión.

Paisajes Multicíclicos: son aquéllos que se originaron en más de un proceso de erosión.

Paisajes Redescubiertos: son aquéllos que se formaron en una época geológica antigua, luego fueron cubiertos y finalmente descubiertos en tiempos geológicos más recientes.

Concepto 6. Poca de la topografía actual es más antigua que el Terciario y la mayor parte no es más antigua que el Pleistoceno.

ASHLEY ha insistido mucho en la juventud de nuestra topografía. El cree que *"la mayor parte del paisaje terrestre, montañas, valles, costas, lagos, ríos, caídas, acantilados y cañones son posteriores al Mioceno, la mayor parte de los detalles topográficos son de la época en la que apareció el hombre y pocos o ninguno de los accidentes actuales tienen relación con las superficies premiocénicas"*.

Concepto 7. No es posible una correcta interpretación del paisaje actual sin una apreciación completa de las muchas influencias geológicas y climáticas ocurridas durante el Pleistoceno.

Los cambios ocurridos durante el Pleistoceno (Cuaternario más antiguo, ya hay restos fósiles humanos) muestran sus efectos en la época actual. La glaciación afectó directamente unos 26 millones de km² (10 millones de millas cuadradas), pero la influencia se extendió mucho más allá. Regiones que actualmente son áridas, no lo eran. La invasión del hielo alteró profundamente los cauces fluviales. Por ejemplo, el curso actual de los ríos Missouri y Mississippi es el resultado de las modificaciones ocurridas durante las glaciaciones. Se alteraron los niveles del mar. Al congelarse el agua superficial disminuyó el volumen de los océanos. Se produjo una disminución del nivel medio del mar de por lo menos 100 metros y quizás más. Al derretirse posteriormente los hielos se produjeron importantes cambios en la superficie terrestre.

Concepto 8. Para un correcto entendimiento de los diferentes procesos geomórficos se requiere una apreciación adecuada del clima mundial.

El clima (temperatura y precipitación, principalmente) tiene una gran influencia en los procesos geomórficos. Esta influencia puede ser directa o indirecta. Por ejemplo, el clima determina la cobertura vegetal (cantidad, tipo y distribución espacial).

Hay que diferenciar bien las elaboraciones que se han hecho sobre la geomorfología de las regiones húmedas y la que corresponde a las regiones áridas.

Concepto 9. La geomorfología se ocupa principalmente de las formas actuales de la tierra, pero tiene un importante papel en el análisis histórico del paisaje.

El estudio de las apariencias que tuvo el paisaje terrestre en el pasado podría llamarse paleogeomorfología. Por ejemplo, valles preglaciales, ahora cubiertos con materiales glaciales, constituyen fuentes importantes de agua subterránea.

Se trata, pues, de conocer las formas de la tierra que se originaron en fuerzas que ya no existen.

2.2 Procesos y Agentes Geomórficos. Agradación y Degradación

Los procesos geomórficos son los cambios físicos y químicos que modifican la forma de la superficie terrestre.

Un agente geomórfico es un medio natural capaz de remover y transportar los materiales terrestres. Son agentes geomórficos típicos: la escorrentía superficial, las aguas subterráneas, los glaciares, el viento, los movimientos del agua, como olas, mareas, corrientes y tsunamis. Todos estos agentes se originan fuera de la corteza terrestre por lo que se les designa como agentes exógenos.

Los agentes geomórficos remueven materiales de una parte de la corteza terrestre y los trasladan a otra. A los agentes geomórficos antes señalados debe añadirse la acción de los seres vivos: los animales en general y el hombre en particular.

Hay otro tipo de agentes geomórficos que se origina en el interior de la corteza terrestre: son endógenos.

THORNBURY señala que no hay una nomenclatura única para designar los procesos geomórficos. Por ejemplo, podría preguntarse si el intemperismo es parte de la erosión o no.

Los geomorfólogos usan la expresión inglesa "gradation" para designar "*todos los procesos que tienden a llevar a un mismo*

nivel a todos los puntos de la litósfera". "Gradation", que traducimos como gradación, es un fenómeno general que tiene dos categorías: degradación y agradación. La gradación es la tendencia a la igualación de niveles.

La degradación (disminución de niveles, erosión, socavación) incluye básicamente tres procesos: intemperismo, pérdidas violentas de suelo y erosión en general. El intemperismo consiste en la descomposición, en la desintegración, de las rocas en el lugar en el que se hallan.

Una forma de degradación es la pérdida violenta de suelos como consecuencia de deslizamientos, avalanchas y huacicos. En el Perú la degradación violenta es importante y frecuente. Resulta ser un concepto indispensable para comprender, por ejemplo, la gran variabilidad temporal del transporte sólido fluvial.

La agradación es el proceso contrario. Consiste en la sedimentación, en el aumento de niveles, en la deposición de materiales sólidos.

Desde el punto de vista del estudio de la Hidráulica Fluvial nos interesan mucho los procesos de erosión de la corteza terrestre, pues en el manejo de un río el transporte sólido es muy importante y éste sólo puede comprenderse y controlarse en función de la erosión de la cuenca.

2.3 La Erosión de Cuencas. Erosión Específica

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre.

El Glosario de la Organización Meteorológica Mundial define la erosión como el desgaste del suelo por acción del agua en movimiento, de los glaciares, vientos y olas.

FRIJLINK, en su libro *Rivers*, nos dice que la erosión es el proceso natural de destrucción ("demolition") de la superficie de la Tierra y la remoción por el viento y el agua de los productos resultantes.

Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno (pendiente endogenética). En algunos lugares hay remoción de materiales y en otros hay sedimentación. Como consecuencia aparece una nueva pendiente a la que se denomina exogenética, tal como se ve en la Figura 2.1.

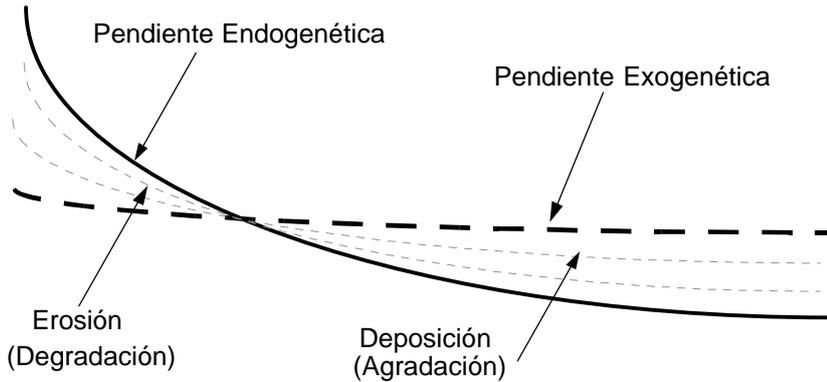


Figura 2.1 Variación de Pendientes durante la Erosión

El estudio de la erosión es importante desde el punto de vista de la conservación de suelos. Y es que la erosión actúa permanentemente modificando la apariencia del paisaje terrestre. Estos cambios pueden ser lentos o rápidos, bruscos o paulatinos.

La erosión puede originarse a partir de la roca primaria desnuda expuesta a agentes naturales mecánicos, orgánicos y químicos. La diferencia entre las temperaturas máximas y mínimas produce rajaduras en la roca desnuda. El agua ingresa por las grietas, se congela, se dilata y se produce la fractura de la roca. Allí puede luego desarrollarse vegetación y aparecer la acción química.

El producto de la erosión de la roca forma un talud o cono aluvial junto a la roca desnuda. Este material, que en inglés se llama "debris" (escombros, restos, despojos) es transportado por el agua o el viento hacia los ríos, los que lo conducen eventualmente hasta el mar. En los ríos este material recibe el nombre de material sólido o sedimentos.

El material sólido que se incorpora a los cauces fluviales puede provenir de deslizamientos, desplomes, etc, e ingresar violentamente, en grandes cantidades, al cauce fluvial.

El movimiento de los sólidos a lo largo de un río no es un proceso continuo, sino intermitente. El material es transportado por la corriente hasta un cierto punto donde se deposita. Puede eventualmente ser depositado en las terrazas o áreas de inundación. En un cierto momento, para un determinado caudal, el material depositado es parcialmente erosionado y transportado hasta otro lugar, donde a su vez sedimenta.

El proceso se repite y consta de acumulaciones sucesivas de modo que en ciertos ríos puede demorar años, siglos, hasta que el material sólido llegue a la desembocadura ("miles de años", dice FRIJLINK).

Un río está continuamente seleccionando las partículas que erosiona y que sedimenta, y presenta además capacidad de transporte variable.

La corteza terrestre es cambiante a lo largo del tiempo. Las fuerzas tectónicas producen las grandes modificaciones. A ellas se debe los continentes, las islas, las cordilleras. La erosión tiende a igualar niveles. Se ha calculado que las fuerzas erosivas podrían en veinticinco millones de años *"convertir a la mayor parte de América del Norte en una vasta llanura de proporciones gigantescas, pero de apenas unos metros sobre el nivel del mar... si las fuerzas tectónicas no contrarrestan estas tendencias, todos los continentes, paulatinamente reducidos a vastas llanuras, tarde o temprano quedarán bajo el nivel del mar. Algunos estudiosos especulan que este proceso es irreversible, pero las fuerzas tectónicas, en cambio, parecen trabajar -en el fondo del Pacífico- en la elevación de nuevas masas terrestres, para formar nuevos continentes"*.

El agua es el agente erosivo más importante y poderoso. El agua no sólo transporta partículas sólidas. También transporta sustancias químicas que contribuyen al proceso de erosión.

LEOPOLD da para la erosión global de nuestro planeta el valor de 2,7 cm cada mil años. En cambio FOURNIER, citado por FRIJLINK, da como valor 4 cm por centuria. Se ha estimado que los ríos de nuestro planeta conducen hacia el mar anualmente 30 000 millones de toneladas de materiales sólidos. Se ha calculado

que en Estados Unidos el río Colorado lleva diariamente una masa de sólidos de 500 000 toneladas. Para apreciar las grandes cantidades transportadas por algunos ríos puede observarse el Cuadro 2.1, según FRIJLINK.

Todos estos grandes valores de la erosión tienen que relacionarse con la gran cantidad de agua que precipita sobre la tierra y, sobre todo, con la gran variabilidad temporal que tiene.

El agua arrastra muchas veces tierras fértiles por lo que la lucha contra la erosión forma parte de la lucha contra la desertificación.

La cantidad de sólidos resultante de la erosión de la cuenca se expresa en unidades de volumen o peso por unidad de área de la cuenca y por unidad de tiempo ($t/km^2/año$, $m^3/ha/año$, etc.). A este valor se le conoce con el nombre de Erosión Específica (E.E.). Así tenemos que en la zona de los Pirineos se ha registrado una erosión específica de $70 m^3/km^2/año$, pero en los Alpes el valor sube a valores comprendidos entre 500 y $800 m^3/km^2/año$. Es interesante citar en este punto, lo señalado por AGUIRRE: "*En Venezuela, CURIEL (1965) determinó la producción de sedimentos de diversas cuencas por medio de los datos de mediciones de la concentración de sedimentos en suspensión durante un largo periodo de tiempo. La máxima producción de sedimentos correspondió a la cuenca del río Motatón, muy erosionada, de 4 200 km² hasta Agua Viva, con una producción de 2 556 m³/km²/año. La mínima producción correspondió a la cuenca del río Mucujún, con amplia cobertura vegetal, de 129 km² hasta Valle Grande, con una producción de 8 m³/km²/año*". Y en el caso de nuestras cuencas tenemos por ejemplo que la cuenca del río Jequetepeque, de 3 625 km² hasta la estación Ventanillas, tuvo una erosión específica del orden de $800 t/km^2/año$ (en el periodo 1968-1977). Este valor fue similar en los ríos Chira y Huancabamba.

En general los valores más altos de la erosión específica se registran en cuencas pequeñas, de régimen irregular de lluvias. En ellas hay fuerte erosionabilidad del suelo, y la erosión específica puede exceder de $10 000 m^3/km^2/año$.

CUADRO 2.1

COMPARACION DE DATOS BASICOS DE ALGUNOS RIOS

No	Nombre	Area Drenada km ²	Longitud km	Transporte Anual de Agua 10 ⁹ m ³	Transporte Anual de Sedimentos 10 ⁶ t	Descargas de Agua m ³ /s	
						Máxima	Mínima
1	Amazonas	7 050 000	6 700	3 000	900	200 000	-
2	Nilo	2 860 000	6 100	85	60	-	-
3	Yangtze Kiang	1 830 000	5 580	700	970	80 000	5 200
4	Congo	3 700 000	4 700	1 400	70	65 000	27 000
5	Missouri	1 370 000	4 660	-	-	25 500	-
6	Hwang Ho	771 000	4 630	200	2 000	25 000	245
7	Mekong	795 000	4 200	400	800	60 000	1 700
8	Nigeria	1 890 000	4 100	180	40	30 000	1 200
9	Mississippi	3 222 000	3 970	600	600	76 500	3 500
10	Volga	1 500 000	3 890	250	25	-	-
11	St Lawrence	-	3 800	300	3	-	-
12	Paraná(Plata)	3 000 000	3 800	600	90	-	-
13	Indus	452 000	3 300	200	400	26 000	490
14	Brahmaputra	938 000	2 900	380	-	-	425
15	Danubio	1 165 000	2 900	200	80	10 000	-
16	Zambia	1 300 000	2 700	500	100	-	-
17	Ganges	905 000	2 580	-	-	60 000	1 740
18	Dnieper	-	2 270	50	50	-	-
19	Irrawaddy	415 000	2 000	520	290	64 000	1 310
20	Rin	162 000	1 320	80	3	12 000	500

En la Figura 2.2 se observa la cuenca del río Amarillo (China). Se muestran las curvas que unen los puntos que tienen igual erosión específica.

Dentro de la inmensa cuenca del río Amarillo está la subcuenca CHING, que tiene un área de 57 000 km² y en la que la erosión específica es de 7 898 t/km²/año. Es esta una zona con gravísimos problemas de erosión.

En México se determinó que el 80% del territorio tiene problemas de erosión. La producción total de sólidos, producto de la erosión, es de 500 millones de toneladas por año. La erosión específica es de 330 t/km²/año. Entre las causas que se señalaron para explicar esta gran erosión están las siguientes: lluvias intensas, desforestación y monocultivos.

2.4 Tipos de Erosión

Se puede, en términos estadísticos, hablar de una erosión normal, la que se caracteriza por un progreso lento. Se va alcanzando poco a poco un estado de equilibrio. El tamaño de las partículas presenta una distribución normal (que incluye desde rocas hasta limos). No hay un porcentaje anormal de ningún tamaño de partículas. El río prácticamente está en estado de equilibrio. No hay problemas serios de erosión o sedimentación.

Existe también la erosión acelerada, que ocurre cuando se rompen o alteran las condiciones naturales. Puede originarse en diversas circunstancias: cambios en el clima (aumento de temperatura, deshielos, cambio de vegetación, etc.), acción de fuerzas geológicas, acción de animales, etc. Sin embargo, la principal y más frecuente causa de una erosión acelerada está en las acciones humanas.

El hombre es el principal destructor de la Naturaleza. La erosión es un proceso natural que puede agravarse por la acción del hombre. Es decir, que se puede pasar de una erosión normal o natural a una erosión inducida. Así por ejemplo, la desforestación, la destrucción de la vegetación, causa un aumento de la erosión. Sin embargo, este fenómeno sólo puede comprenderse dentro de su compleja problemática socioeconómica.

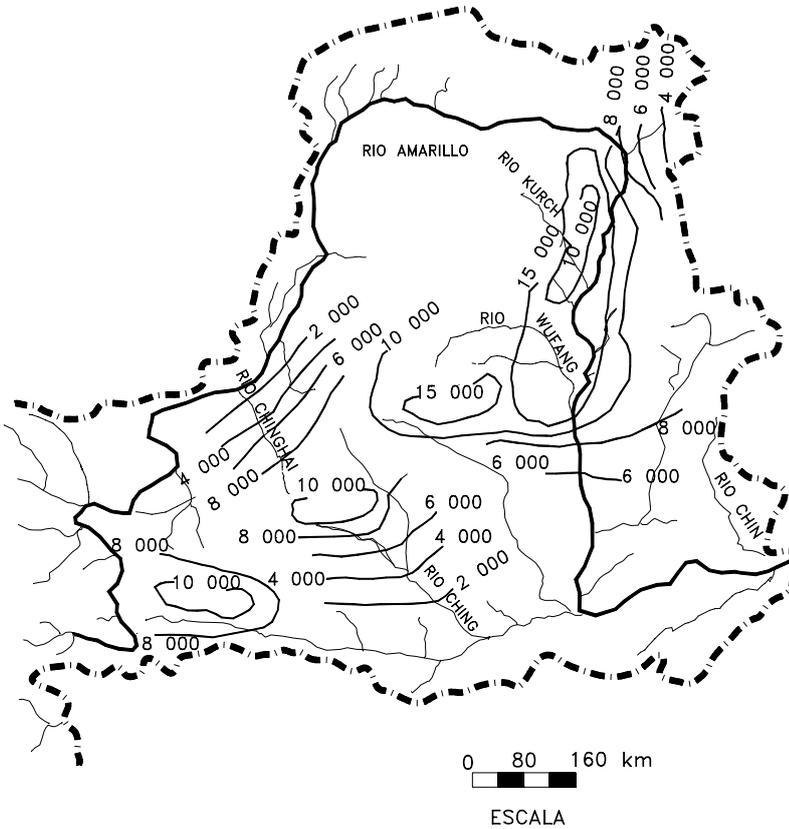


Figura 2.2 Cuenca del Río Amarillo. Las líneas unen puntos de igual Erosión Específica (E.E.) en $t/km^2/año$. La cuenca del río Amarillo es de $673\,400\ km^2$. La erosión específica es de $3\,089\ t/km^2$. La concentración media anual es de $44\ kg/m^3$. La subcuenca Ching tiene el 8% del área total de la cuenca y produce el 22% de los sedimentos de toda la cuenca; su concentración media es de $252\ kg/m^3$.

Hay algunas definiciones sobre tipos de erosión que están contenidas en el Glosario de Términos de la Comisión Latinoamericana de Irrigación y Drenaje (CLAID). Ellas son

Erosión en Cárcavas: es la que causa profundas excavaciones en el suelo. Cárcava, según el diccionario, es la "hoya o zanja grande que suelen hacer las avenidas de agua".

Erosión Laminar: es la remoción, por efecto de la lluvia o del escurrimiento de las aguas, de una capa más o menos uniforme del suelo superficial. Contrasta con la erosión en cárcavas. Entre los factores que determinan la intensidad de la erosión laminar están la precipitación, las características de erosionabilidad de los suelos, las características del terreno (pendiente, longitudes), las características de los cultivos que puedan existir (o su ausencia) y las medidas de control que pudieran haberse tomado. Para el cálculo de la erosión laminar se emplea la Ecuación Universal de Pérdida de Suelos. Para su aplicación se requiere mediciones de campo.

Erosión en Surcos: es la remoción y pérdida del suelo superficial en pequeños canales, ocasionada por el agua.

Erosión Eólica: es la separación, transporte y depósito de suelo por la acción del viento. La remoción y el depósito pueden ser en forma más o menos uniforme, o como médanos y dunas localizadas.

Son varios los factores que originan la producción de sedimentos en una cuenca tropical. Para el río Santo Domingo, Venezuela, (Figura 2.3) ellas fueron

- La erosión laminar
- Los derrumbes geológicos (masivos)
- Pequeños deslizamientos (en el cauce principal y en las quebradas afluentes)
- Erosión del material depositado en los cauces
- La construcción de obras de ingeniería

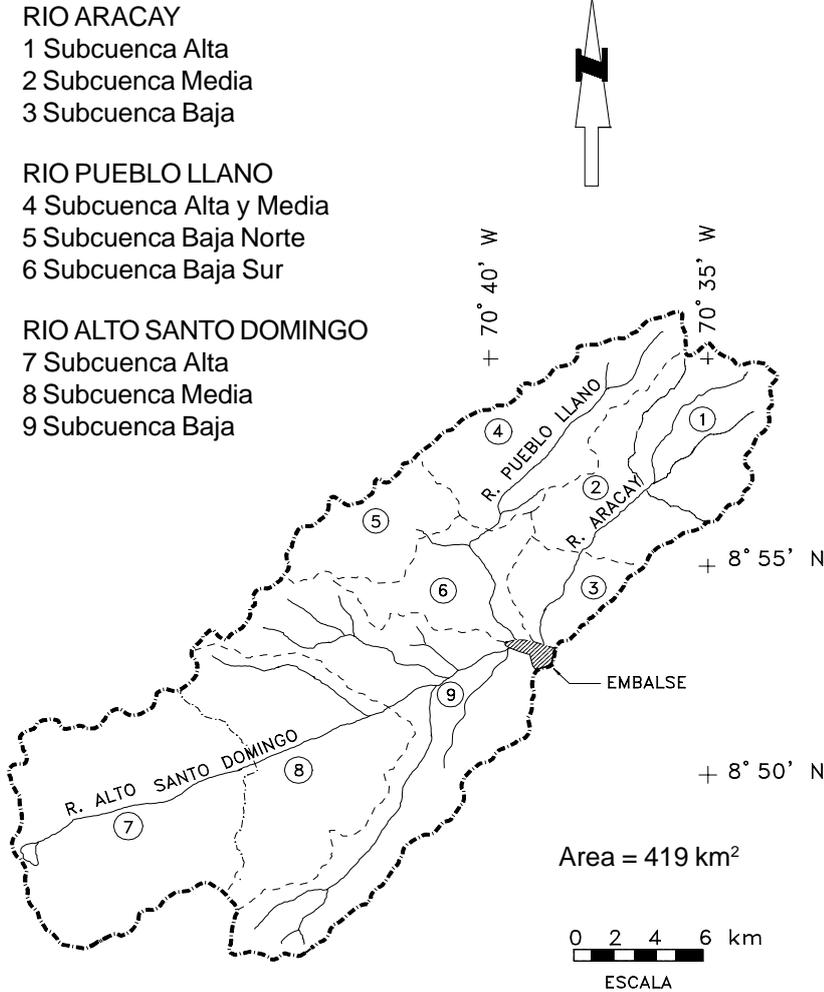


Figura 2.3 Cuenca del Río Santo Domingo: descomposición en subcuencas. (Ver Cuadro 2.3)

El embalse sirve para la regulación diaria de los caudales que se requieren para la generación de energía en el "Complejo Hidroeléctrico General Juan Antonio Páez" (Venezuela). El volumen total del embalse es de 3 millones de m³ y debe conservarse permanentemente un volumen útil de 0,4 millones de m³. Se realizaron intensas acciones para reducir la erosión de la cuenca, cuyo costo se comparó con el de la energía que se dejaría de producir.

2.5 El Viento y los Glaciares como Agentes Erosivos

El viento es también un agente erosivo importante. El viento actúa esencialmente trasladando las partículas sólidas, aunque también lo hace por abrasión, que es el choque y fricción de las partículas transportadas por el viento con el terreno natural.

Se afirma que el viento no siempre tiene una acción negativa. Su acción también puede ser benéfica, pues contribuye a la formación de suelos. Así por ejemplo, se dice que los *"vientos que han soplado por milenios desde el desierto de Gobi, han enriquecido el suelo de China oriental"*. Igualmente *"los vientos que azotaron el valle del Mississippi y varias regiones, a finales de la última Edad de Hielo, produjeron los ricos suelos que hoy poseen la zona oriental del bajo Mississippi y varias regiones de los estados de Iowa, Illinois y Missouri"*.

La acción del viento es mucho más fuerte en las zonas áridas, pues la ausencia de vegetación hace que la fuerza del viento actúe íntegramente sobre el suelo. En algunas regiones del Perú las arenas eólicas se incorporan a los canales y drenes y producen problemas sedimentológicos. En algunos proyectos ha sido necesario convertir el canal en un conducto cubierto (para impedir el ingreso de arenas eólicas).

Los glaciares son agentes erosivos muy destructivos. Los glaciares actuales constituyen restos de la última glaciación (ocurrida hace unos 20 000 años). *"Un glaciar de 300 m de profundidad ejerce una fuerza de aproximadamente 10 toneladas sobre cada metro cuadrado del suelo del valle sobre el que se desliza. A medida que el glaciar avanza, va barriendo consigo el suelo sobre el que se desplaza. Los glaciares de los Alpes avanzan sólo un tercio de metro al día, otros en Alaska, llegan a avanzar hasta 12 metros diarios"*.

En los últimos miles de años el paisaje terrestre ha cambiado muchísimo. La explotación de los recursos naturales puede tener consecuencias negativas sobre la conservación de la corteza terrestre. La búsqueda de fuentes energéticas, la deforestación, la construcción de caminos y ciudades, la minería, en fin mucho de lo que el hombre hace, provoca erosión.

2.6 Prevención de la Erosión

Para prevenir la erosión es importante la conservación de la vegetación. Son varios los modos mediante los que la vegetación disminuye la posibilidad de erosión. Así tenemos que la vegetación

- a) Rompe la fuerza de las gotas de lluvia
- b) Retiene parte de la lluvia (quizás hasta 10 mm)
- c) Conserva el suelo húmedo y absorbente
- d) Mantiene al suelo poroso, por la presencia de raíces y vida vegetal
- e) Aumenta la resistencia del suelo por la presencia de raíces
- f) Representa una resistencia al flujo superficial y aumenta el flujo subterráneo.

Es conocido el caso de Haití, donde la tala indiscriminada de los árboles y la destrucción de los bosques trajo como consecuencia que aumente enormemente la erosión con los consiguientes problemas en los ríos y cauces.

Para ilustrar la importancia de la vegetación citamos un ejemplo registrado por SCHOKLITSCH. En la cuenca de 518 km² del río Santa Inés, California, ocurrió una serie de incendios que destruyeron gran parte de la vegetación y dejaron la cuenca expuesta a la erosión. En el cuadro siguiente se muestra la variación, a lo largo del tiempo, de los porcentajes de área verde destruida por los incendios y los valores correspondientes de la erosión específica

Años	Porcentaje (%)	Erosión Específica
1922	15,0%	376 m ³ /km ² /año
1927	43,6%	588
1932	60,3%	1 410

En cambio, en el río Pecos una campaña de forestación de la cuenca dio por resultado que al cabo de algunos años la erosión específica disminuyera notablemente, tal como lo demostraron los valores de la sedimentación en el reservorio de Mc Millan, a partir de los cuales se dedujo que la erosión bajó de 62,5 a 7,5 m³/km²/año.

Así como la presencia de vegetación es importante para la intensidad de erosión hay también otros factores. El análisis e incidencia de cada uno de ellos puede ser bastante complejo. En general los factores determinantes de la erosión son

- a) Vegetación (tipo, cantidad, etc)
- b) Suelos (características físicas, textura, estructura, etc)
- c) Pendiente de la cuenca
- d) Lluvias (intensidad, cantidad, variación temporal)
- e) Acciones humanas (puede ser el más importante)

2.7 Áreas Críticas

Los estudios de erosión de cuencas son largos y costosos, pero resultan indispensables para su aprovechamiento.

Para estudiar y tratar una cuenca lo mejor es descomponerla en áreas parciales de diferente grado de erosionabilidad. Esto permite identificar las acciones a realizarse para disminuir la erosión. Se busca así la identificación de las áreas críticas.

Las Áreas Críticas pueden ser definidas de la siguiente manera: porción de la cuenca que produce una cantidad de sedimentos significativamente mayor que el porcentaje de área que le corresponde.

Así por ejemplo, la subcuenca CHING tiene el 8% del área de toda la cuenca del río Amarillo, pero produce el 22% de los sedimentos de toda la cuenca. En el Cuadro 2.2 se presenta los valores de la erosión específica en varias pequeñas subcuencas del río Amarillo. Obsérvese los altos valores que aparecen.

La erosión total de una cuenca es igual a la suma de los productos del área por la erosión específica de cada una de las partes características en las que se ha descompuesto la cuenca

$$\text{Erosión total} = A \times E = A_1 \times E_1 + A_2 \times E_2 + A_3 \times E_3 + \dots$$

E es la erosión específica de toda la cuenca y E_i corresponde a la erosión específica de cada una de las áreas A_i identificadas. Una parte de la cuenca puede tener erosión cero.

CUADRO 2.2

EROSION ESPECIFICA Y VALORES CARACTERISTICOS EN SUBCUENCAS DEL RIO AMARILLO

SUBCUENCA	ZONA 1		ZONA 2			PROPORCION ZONA1/ZONA2			
	AREA (km ²)	EROSION ESPECIFICA t/km ² /año	EROSION ESPECIFICA t/km ² /año	AREA %	EROSION %		EROSION ESPECIFICA t/km ² /año	AREA %	EROSION %
TUANSHAN	0,18	23 460	19 600	74	62	34 500	26	38	1,8
TUANYUAN	0,49	27 530	26 300	45	43	28 500	55	57	1,1
WANGOIA	9,10	13 800	10 900	60	47	14 200	41	53	1,3
CHUIYUAN	70,10	18 100	16 000	57	50	20 700	43	50	1,3

CUENCA CHUIYUAN

FECHA	TORMENTA		CHUBASCOS		ESCORRENTIA		EROSION	
	PRECIPITACION (mm)	DURACION (hrs)	INTENSIDAD (mm/min)	DURACION (min)	m ³ /km ²	%	t/km ²	% de todo el año
8 de Agosto 1956	45,1	2,40	2,0	7,0	21 100	46,0	18 500	50,5
19/20 Agosto 1959	97,9	18,90	0,8	10,0	15 200	35,0	12 150	40,4
1 de Agosto 1961	57,7	3,14	3,3	10,0	32 100	67,2	26 200	76,6
5 Julio 1964	129,1	18,81	1,1	8,0	17 200	49,2	15 600	58,0
19 Julio 1966	46,2	7,30	2,1	10,0	53 940	85,0	29 100	86,5

ZONA 1: Pendientes hasta de 35°. Suelos finos, cultivados

ZONA 2: Pendientes entre 45° y 60°. Tendencia a deslizamientos

En Venezuela se hizo un estudio detalladísimo de la cuenca del río Santo Domingo, identificándose no sólo las subcuencas de mayor producción de sedimentos, sino también las fuentes de erosión potencial. Se estudió cada cárcava y área crítica en un trabajo que puede decirse se realizó hectárea por hectárea. En la Figura 2.3 se muestra la cuenca del río Santo Domingo y en el Cuadro 2.3 se ven los valores de la erosión específica. La erosión específica media de toda la cuenca fue de 411 t/km²/año.

En el Cuadro 2.4 titulado Origen y Relaciones de la Erosión, preparado por la Empresa de Energía Eléctrica de Venezuela, se muestra esquemáticamente la secuencia de la erosión y sus consecuencias.

2.8 La Erosión en el Perú

En el Perú es notable la destrucción de la cobertura vegetal en muchas cuencas. Esto agudiza los estiajes y avenidas e incrementa las cantidades de sólidos transportadas por los ríos. El río Zaña, por ejemplo, tiene una cuenca con amplia cobertura vegetal. En ella la erosión específica es muy pequeña, del orden de 60 toneladas por año y por kilómetro cuadrado, es decir, menos del 10% de la que se presenta en su cuenca vecina, Jequetepeque.

Como ejemplo de mala conservación de cuencas, citamos a continuación unos párrafos de una publicación ecuatoriana sobre los ríos Puyango-Tumbes y Catamayo-Chira.

"Las dos cuencas se hallan afectadas por una deforestación casi catastrófica, que se debe a factores socio-económicos de la población asentada en ellas. El afán de buscar tierras para la agricultura y ganadería, sin dirección y consejo técnico alguno, permitió que nuestros campesinos del austro subieran hasta las mismas crestas de las montañas dispuestos a talar inmisericordemente la foresta primitiva. Tal deforestación sumada a las pésimas prácticas en el uso de las tierras, constituyen la causa de que las aguas pluviales que se precipitan sobre la cordillera, escurran violentamente sobre los cauces abriendo cárcavas y arrancando la capa vegetal, pues el efecto de retención

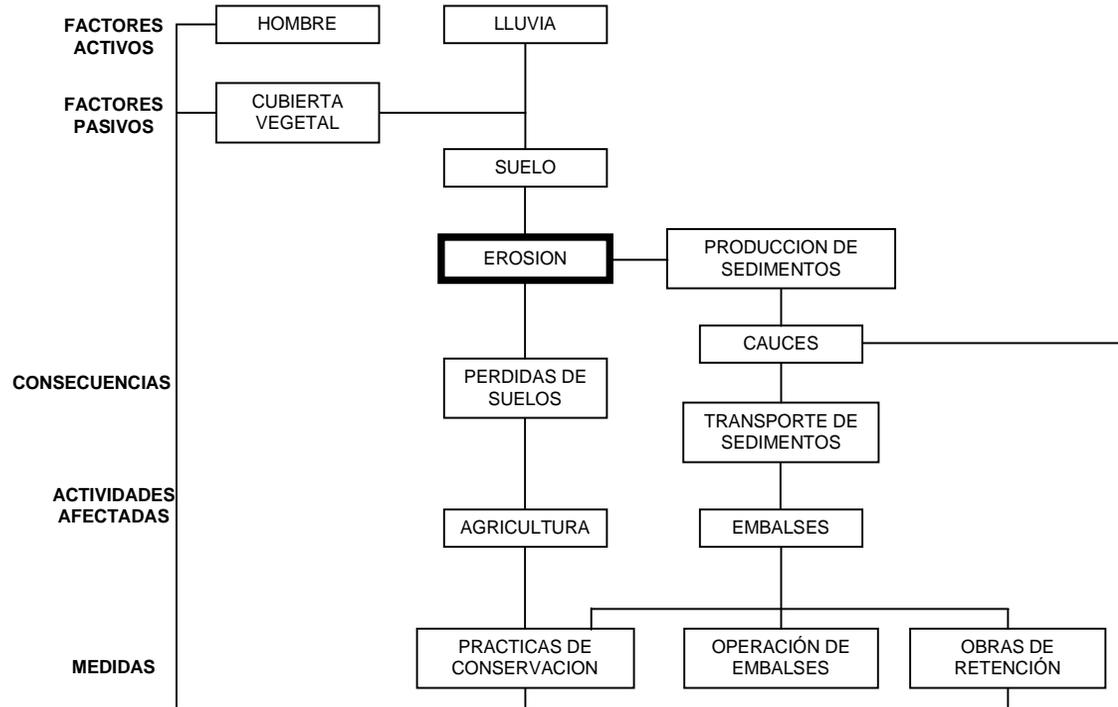
CUADRO 2.3

PRODUCCION DE SEDIMENTOS DE LA CUENCA ALTA DEL RIO SANTO DOMINGO, SEGUN GUEVARA Y YAÑEZ

Cuenca/Subcuenca	Erosión Laminar t/año	Erosión Local t/año	Erosión Total t/año	%	Area km ²	Erosión Específica t/km ² /año
ARACAY:						
Alta	13 112	5 959	19 071	11	36	530
Media	35 120	8 780	43 900	26	36	1 219
Baja	13 076	1 243	14 319	8	9	1 591
SUBTOTAL	61 308	15 982	77 290	45	81	954
PUEBLO LLANO:						
Alta-Media	6 397	1 083	7 480	4	28	267
Baja-Norte	10 753	1 809	12 562	7	50	251
Baja-Sur	10 804	5 636	16 440	10	18	913
SUBTOTAL	27 954	8 528	36 482	21	96	380
ALTO STO DOMINGO:						
Alta	5 355	2 233	7 588	4	75	101
Media	6 074	2 955	9 029	5	62	146
Baja	32 865	8 859	41 724	24	105	397
SUBTOTAL	44 294	14 047	58 341	34	242	241
TOTAL	133 556	38 557	172 113	100	419	411

CUADRO 2.4

ORIGEN Y RELACIONES DE LA EROSION



y detención va desapareciendo a tal punto que el tiempo de la base de los hidrogramas de las crecientes irá reduciéndose cada vez más, si no se toman las medidas del caso, con las consecuencias gravísimas que este hecho ocasiona al desarrollo integral de la cuenca hidrográfica".

Se continúa diciendo: *"Los ríos de la cuenca del Puyango, que no hace mucho tenían descargas importantes, bien repartidas dentro del año hidrológico, llegan ahora a tener escasez de agua en periodos notables del año, afectando a regadíos y a la generación de fuerza instalada".*

De los ejemplos y descripciones arriba mencionados, y de muchos otros que sería largo enumerar, concluimos que la erosión de las cuencas y la destrucción de los suelos es una dolorosa realidad en muchas partes del mundo. El proceso de destrucción es constante, pero cada cierto número de años el fenómeno y sus consecuencias se presentan con gran intensidad. En general, sólo entonces se piensa en el problema.

La destrucción de suelos es controlable. En cada cuenca hay áreas críticas que deben ser estudiadas preferentemente. Se debe realizar intensos trabajos, cuyo aspecto tecnológico está totalmente a nuestro alcance desde hace miles de años. La labor no es, sin embargo, sencilla. Se requiere tiempo, dinero y sobre todo decisión. Hemos gastado miles de millones de dólares en proyectos cuyo éxito depende del comportamiento sedimentológico de sus estructuras hidráulicas. A su vez, la cantidad de sedimentos fluviales depende de la erosión de la cuenca. Este fenómeno debe ser controlado.

Entre el 11 y el 13 de abril de 1972 se realizó en el Colegio de Ingenieros del Perú, un Simposio sobre Deslizamientos (Huaicos) e Inundaciones. Esta reunión se originó como consecuencia de las avenidas que ese verano habían causado fuertes daños. Si examinamos ahora las conclusiones que entonces se obtuvieron veremos fácilmente que en lo esencial no han perdido actualidad y conservan su carácter general. Así por ejemplo, se afirma que los huaicos e inundaciones son fenómenos naturales y frecuentes en el Perú, existiendo zonas particularmente propensas en función de las características de los suelos, pendiente, cobertura

vegetal y acción del hombre. Las lluvias constituyen el agente activo común. Entre las conclusiones se señala específicamente que el centro del país es una zona particularmente expuesta a huacos y deslizamientos.

El manejo de cuencas, la protección de la cobertura vegetal, la supresión de la acción devastadora del hombre son fundamentales para la disminución de estos fenómenos, además por cierto de la realización de obras físicas de control.

Una de las recomendaciones del Simposio de 1972, fue la siguiente: *"Se recomienda que los estudios de las cuencas deben tener como fin el planeamiento integral del desarrollo de esta unidad. Parte del plan debe ser el control de los deslizamientos e inundaciones. El planeamiento integral se hará de acuerdo con las necesidades y potencialidades existentes en la cuenca y en el país; y con los objetivos sociales que se persiguen"*.

Pero debemos ser plenamente conscientes de que una labor de protección de cuencas no puede improvisarse. Es una labor lenta y paciente en la que la cuenca debe ser tratada hectárea por hectárea: terrazas, diques, cobertura vegetal, andenerías, tienen que disponerse según la realidad de cada parte del terreno.

La cuenca debe tratarse como un conjunto armónico. Es un sistema vivo con profunda interacción entre cada una de sus partes. En el Perú, por ejemplo, el problema se viene agravando desde que se inició hace cientos de años la destrucción de la cobertura vegetal, y al introducirse elementos exóticos se rompió el equilibrio natural de las cuencas. El problema es común a gran parte del área andina. Sin embargo, estamos invirtiendo en el desarrollo de proyectos ubicados en cuencas en las que poco o nada se hace para prevenir y controlar la erosión.

Si no actuamos ahora, el problema será cada vez peor, la erosión de las cuencas, con la consiguiente pérdida de tierras de cultivo, destrucciones materiales, agudización de estiajes y avenidas y los daños a las estructuras hidráulicas, será incontenible y habremos contribuido así a la ruptura definitiva del equilibrio ecológico de las cuencas que son nuestra fuente de vida.

Capítulo 3

Movilidad Fluvial

3.1 Definiciones

La escorrentía superficial se origina en la precipitación. La lluvia puede producirse en una parte de la cuenca o en toda la cuenca. Esta circunstancia depende de varios factores, entre ellos está el tamaño de la cuenca. Pensemos, sin embargo, en el caso extremo: que se produzca una lluvia generalizada sobre toda la cuenca. Este evento no traerá un escurrimiento superficial generalizado. Por el contrario, el agua tiende a concentrarse en determinados cursos que se van juntando unos a otros y que constituyen finalmente los ríos, que es el tema de nuestro estudio.

FRIJLINK nos recuerda que un río puede definirse como *"un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca"*.

En el Diccionario de la Lengua Española encontramos que el río se define como *"corriente de agua continua y más o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar"*. La palabra río viene del latín ríus, rívus : arroyo.

El río es, pues, el elemento de drenaje de la cuenca. Sin embargo, un río no sólo lleva agua sino también materiales sólidos que provienen de la erosión de la cuenca. En general los ríos tienen fondo móvil, aunque no todos, ni siempre.

Fondo móvil (o lecho móvil) significa que el lecho del río está constituido por partículas sólidas no cohesivas (arena, grava), que están en movimiento. Para determinadas características del flujo se ponen en movimiento partículas de un determinado tamaño. A los lechos móviles se oponen los lechos rígidos.

Las márgenes, las riberas, los lechos de los ríos, están en general compuestos de materiales erosionables. Debe entenderse que dichos materiales son erosionables para determinado caudal o velocidad de la corriente.

Las características de erosionabilidad y movilidad del lecho y de las márgenes son en general diferentes. Eventualmente, las márgenes pueden ser rígidas y el lecho no.

Sedimento es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En Hidráulica Fluvial entendemos por sedimento cualquier material, más pesado que el agua, que es transportado en algún momento por la corriente y luego depositado.

En consecuencia, en Hidráulica Fluvial la palabra sedimento se aplica tanto a una enorme roca, como a una fina partícula de arcilla.

En general los sedimentos están constituidos por materiales no cohesivos, como limos, arenas, gravas y eventualmente piedras. A los sedimentos así entendidos se les denomina sólidos.

Cuando se estudia un lecho móvil en un modelo hidráulico tiene que representarse a escala, tanto el material sólido constituyente del lecho, como sus características de movilidad. En algunos casos, como cuando la pendiente es pequeña, no se puede usar en el modelo un material sólido del mismo peso específico que el del material sólido del río. Se recurre entonces a lo que algunos autores llaman una distorsión de pesos específicos, y se usa en el modelo materiales livianos como plásticos, aserrín o carbón. Tanto los materiales naturales como los artificiales

mencionados (livianos) son sedimentos. El estudio de la teoría de Transporte de Sedimentos nos enseña como efectuar en un modelo la reproducción del material sólido correspondiente para que haya similitud.

Flujo a dos fases, es el movimiento simultáneo del agua (fase líquida) y de los sólidos constituyentes del lecho (fase sólida). Son dos movimientos interdependientes que no deben ser tratados separadamente. Siempre que la fuerza de la corriente sea suficiente para poner en movimiento las partículas (sedimentos) constituyentes del lecho, habrá movimiento de fondo.

La intensidad y características del movimiento del material de fondo depende de las características del flujo que lo originó. A su vez, el movimiento del material sólido produce alteraciones en el movimiento del agua. Hay un cambio de rugosidad, por ejemplo. En realidad, más que de rugosidad debería hablarse de resistencia al escurrimiento.

Las dos fases tienen que ser estudiadas conjuntamente. El estudio de una no puede ignorar la otra. Hay que estudiar lo que se llama el movimiento a dos fases, el fenómeno de dos fases o el fenómeno del transporte.

Al estudiar el flujo se supone el movimiento permanente, uniforme, bidimensional de un fluido real (que tiene viscosidad), con una superficie libre y que se debe a la acción de la gravedad. La presencia de formas del fondo (rizos o dunas) puede determinar que en realidad el movimiento sea quasi-uniforme. La pendiente de la línea de energía produce la fuerza que origina el flujo del agua y éste causa el movimiento sólido. Se produce así el flujo a dos fases.

Flujo bidimensional. En la actualidad se dispone de fórmulas confiables para la descripción y análisis de las ecuaciones de distribución de velocidades y de corte en el flujo bidimensional. Es por eso que la mayor parte del análisis teórico correspondiente al flujo a dos fases es bidimensional. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que las ecuaciones de distribución de velocidades para un flujo bidimensional han sido establecidas para un fluido

homogéneo (agua limpia, por ejemplo) y que cuando se las aplica al agua cargada de sedimentos se debe esperar algunos cambios. Así por ejemplo, la "constante" de KARMAN cambia (no siempre es 0,4).

No debemos perder de vista que el modelo bidimensional presenta enormes ventajas operativas. El modelo matemático involucrado es mucho más simple. Es a la vez una gran suerte que la mayor parte de los flujos que ocurren en la Naturaleza puedan ser adecuadamente descritos mediante el flujo bidimensional; esto se debe a que son en realidad casi bidimensionales.

El ingeniero no debe perder de vista la diferencia entre un flujo bidimensional (teórico, ideal) y el flujo tridimensional, que es el que se presenta en la Naturaleza.

Transporte de Sedimentos. Se denomina así al estudio de los procesos de erosión, iniciación del movimiento, transporte, depósito y compactación de las partículas sólidas. La teoría se refiere a las partículas no cohesivas. La cohesión es la fuerza que une a las partículas de arcilla, como consecuencia de la atracción iónica entre ellas.

YALIN señala que si un material granular está bien graduado puede ser considerado como homogéneo e isotrópico. En realidad esta es la hipótesis que generalmente se hace, como consecuencia de la cual las *"propiedades estadísticas del material son independientes de la posición y la dirección"*.

Para la mejor comprensión general de la teoría del Transporte de Sedimentos es conveniente tener siempre presente los párrafos siguientes, cuyo autor es H.A.EINSTEIN, quien fuera estudioso de los problemas de transporte de sedimentos y autor de una conocida fórmula para el cálculo del gasto sólido de fondo *"Toda partícula sólida que pasa a través de una sección de un río debe satisfacer las dos condiciones siguientes: a) debe provenir de la erosión de un punto de la cuenca situado aguas arriba de la sección considerada, b) debe haber sido transportada por la corriente desde el punto de erosión hasta la sección considerada."*

Cada una de estas dos condiciones limita la cantidad de sedimentos a través de la sección considerada en función de la

disponibilidad de sólidos en la cuenca y la capacidad de transporte de la corriente".

Cuando en 1978 se empezó a preparar el Plan Nacional de Ordenamiento de los Recursos Hidráulicos del Perú, se elaboró un Glosario en el que a la definición de río dada anteriormente se adicionaron otras, que mencionamos a continuación. Algunos de los conceptos involucrados en estas definiciones serán materia de análisis posterior.

Río con Pendiente Estabilizada: río que ha alcanzado aparentemente un estado aproximado al de equilibrio entre transporte y aportación de sedimentos (sólidos).

Río Encajonado: río que ha excavado su cauce en el lecho de un valle muy cerrado.

Río Estable: río que en su conjunto mantiene sus pendientes, profundidades y dimensiones de cauce sin elevar o descender su lecho.

Río Fangoso: flujo de agua en el que, por estar fuertemente cargada de agua y residuos, la masa fluyente es espesa y viscosa.

Río Kárstico: río que tiene su origen en una fuente kárstica, o que corre por una región kárstica.

Río Subterráneo: masa de agua en movimiento que pasa a través de un intersticio de gran tamaño, tal como una caverna, cueva o conjunto de grandes intersticios en comunicación.

Estas seis definiciones fueron recogidas, en el referido Glosario, del Glosario Hidrológico Internacional de la Organización Meteorológica Mundial (OMM).

3.2 Movilidad Fluvial

Hidráulicamente, un río es un canal. Pero el comportamiento de un río es bastante diferente del que corresponde a la simplificación o esquematización que generalmente hacemos al estudiar el flujo en canales.

En un río prácticamente no existe movimiento permanente, porque el caudal está variando continuamente (a veces, lentamente; otras, rápidamente). El movimiento permanente, es decir, invariable con respecto al tiempo, puede darse en un canal hecho y operado por el hombre, en el que el caudal sea constante, lo que se logra manejando conveniente la fuente de alimentación (la que puede ser, por ejemplo, un embalse).

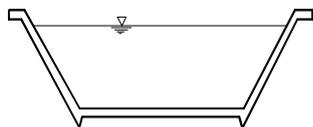
Pero en un río tampoco hay movimiento uniforme, pues la sección transversal es muy cambiante a lo largo de su recorrido. La sección transversal de un río no es prismática. En muchos casos existe, o hacemos como si existiese, un movimiento quasi-uniforme y también podría hablarse, por cierto, de un movimiento quasi-permanente.

En un canal hecho por el hombre (y por lo tanto artificial), el contorno suele ser rígido e invariable. Pero, en un río de lecho móvil el contorno está cambiando constantemente, como se ve en la Figura 3.1.

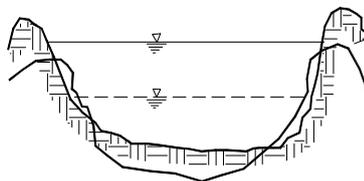
BLENCH ha señalado con toda nitidez lo que denomina el principio básico de autoajuste de los ríos aluviales. En virtud de este principio los ríos aluviales tienen una tendencia a adquirir determinados anchos, profundidades, pendientes y tamaño de meandros en función de sus propias características.

Una de las características de los ríos aluviales es su tendencia a formar meandros. Esta palabra viene del griego, a través del latín, "meandros". En griego "maíandros" era el nombre de un río del Asia Menor, célebre por lo tortuoso de su curso. El río Meandros es tributario del mar Egeo. Nace en Frigia. Su longitud es de 380 km. Hoy se le conoce con los nombres de Mendereh, Menderes o Menderez y está en la actual Turquía.

En el Diccionario, meandro se define como cada una de las curvas que describe el curso de un río. Por extensión se aplica a un camino.

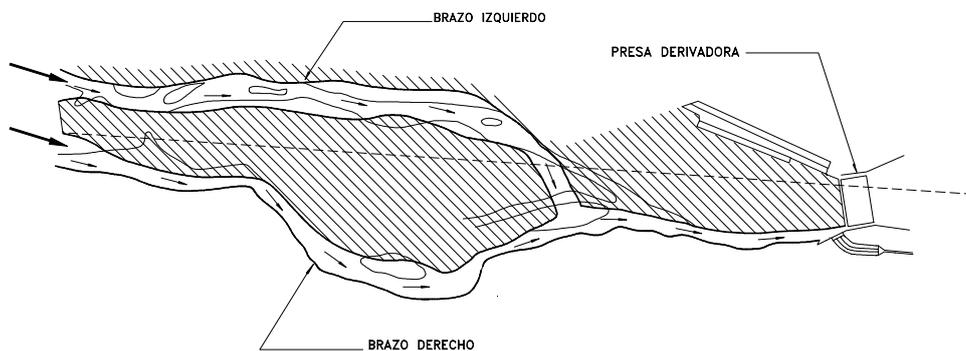


Lecho Rígido



Lecho Móvil

a) En un contorno rígido el lecho y las paredes son invariables; el tirante depende fundamentalmente del caudal. En un lecho móvil el fondo puede cambiar, por erosión o depósito; el ancho también.



b) Cauces del río Sigüas para un caudal de $12 \text{ m}^3/\text{s}$ observados en un modelo en el Laboratorio Nacional de Hidráulica.

Figura 3.1 Movilidad Fluvial

Un río aluvial es tortuoso en la medida en la que está lleno de curvas y tiene meandros en la medida en la que las curvas, las tortuosidades, se desplazan. BLENCH menciona que un canal en roca puede ser tortuoso, pero no tener meandros, por cuanto no hay movilidad de las tortuosidades. En las Figuras 3.2 a 3.5 se ilustra algunos conceptos sobre el flujo en curva y los meandros, según el libro de un grupo de profesores de Colorado State University (C.S.U.).

Todo esto trae varias dificultades en la descripción hidráulica de los fenómenos observados. Las fórmulas de CHEZY o MANNING, por ejemplo, han sido establecidas para un contorno definido y un movimiento permanente y uniforme, que no es el que se presenta en los ríos.

En los ríos el coeficiente de resistencia, al que generalmente se llama de rugosidad, resulta mucho más incierto. El fondo está cambiando en función del caudal. El río puede profundizar o sedimentar. En el fondo se presentan formas características (rizos, dunas), que dan una resistencia adicional y variable, que estudiaremos más adelante.

En principio cada río tiene desarrollos característicos, lo que inevitablemente nos lleva a considerar que hay tantos desarrollos fluviales como ríos.

Dentro de las muchas circunstancias que pueden determinar la forma y apariencia de los ríos están las siguientes

- a) Variabilidad temporal de las descargas.
- b) Características del transporte sólido.
- c) Presencia de vegetación.

Muchos ríos presentan gran variabilidad en sus descargas, es decir, que éstas son totalmente diferentes a lo largo del año y de un año a otro. Por lo tanto, hay variaciones estacionales y anuales. Tal es el caso de la mayor parte de los torrentes de la costa peruana.

Un torrente es un curso de agua que presenta un flujo supercrítico y que fluye en general con gran velocidad y turbulencia. Un torrente es, según el Diccionario, *"corriente o avenida impetuosa de aguas que sobreviene en tiempos de muchas lluvias o de rápidos deshielos"*.

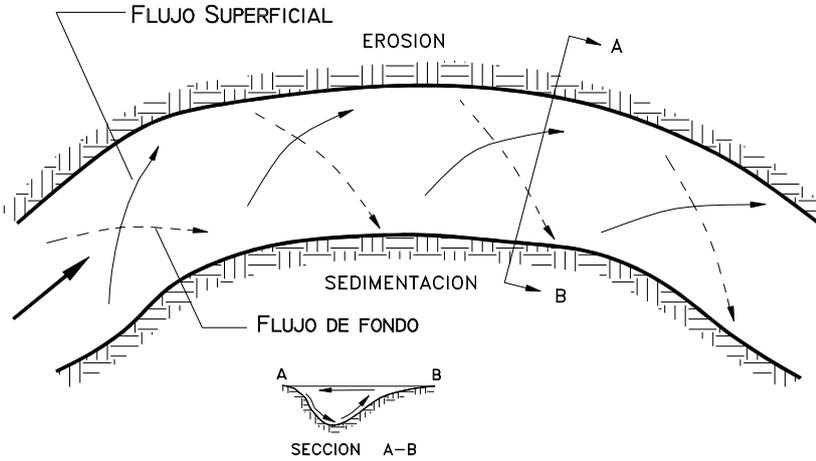


Figura 3.2 En el flujo en una curva predomina la tridimensionalidad; hay un flujo helicoidal. En la margen exterior (cóncava) hay tendencia a la erosión y en la margen interior (convexa) hay tendencia a la sedimentación.

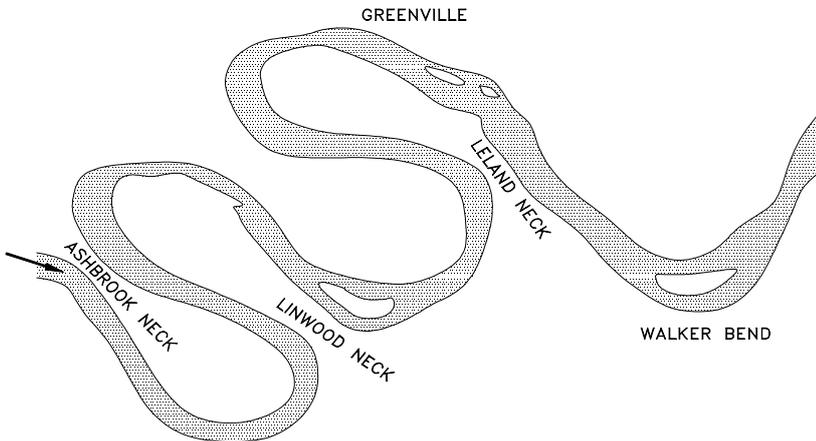


Figura 3.3 Meandros característicos del río Mississippi, cerca de Greenville. Observése la sucesión de curvas pronunciadas que constituyen un río meándrico. En algunos casos estas curvas ("Bend" en inglés) tienen nombre propio. La separación entre los puntos inicial y final de cada curva constituye un "cuello" ("Neck" en inglés).

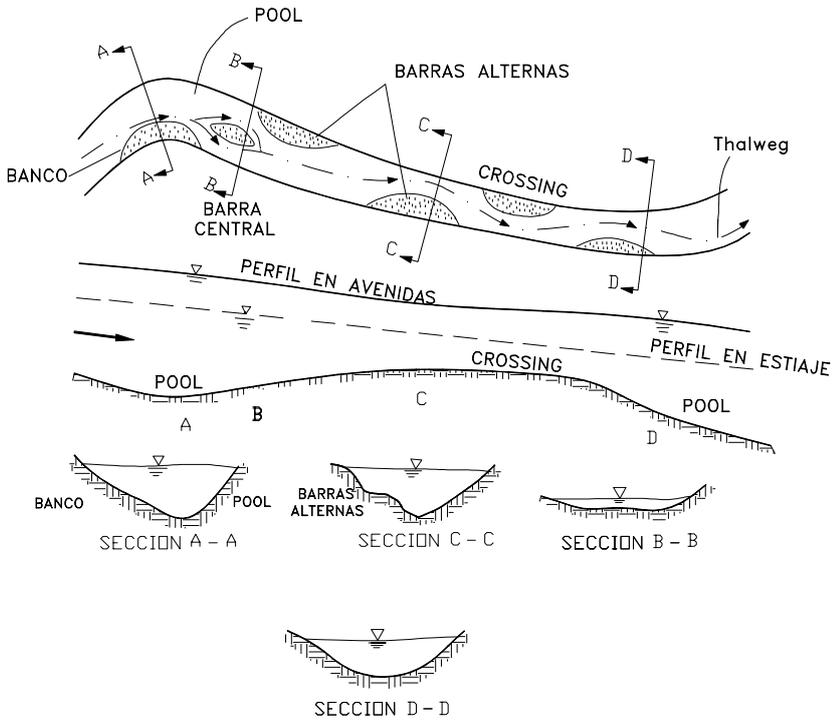


Figura 3.4 Planta, perfil y secciones transversales de un río con meandros.

Obsérvese la posición del "thalweg", de los bancos de sedimentos, de las zonas profundas en la margen exterior de las curvas (pool) y de los cruces entre curva y curva, que se llaman vados.

El cruce (crossing) es poco profundo y sus márgenes pueden estar sujetas a erosión.

"Thalweg" es la línea de mayor profundidad a lo largo del río. En castellano se llama vaguada.

Vado es la parte de un río con fondo poco profundo.

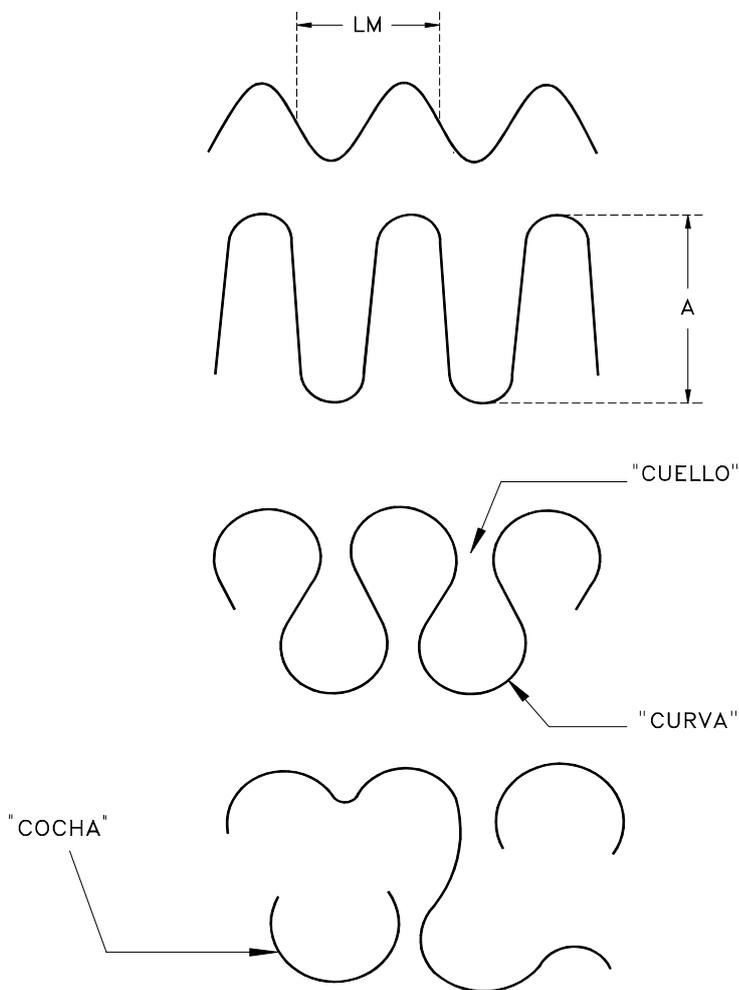


Figura 3.5 En esta serie de figuras se observa la evolución de un meandro. Se llega finalmente al corte de un meandro: CUTOFF, que se produce por el "cuello". En nuestra selva se forman las "cochas" (laguna, en quechua) a partir de lo que era una curva fluvial. SIMONS señala que se ha observado desplazamientos de meandros de 2 500ft en un año. En la zona baja del río Tumbes se ha medido desplazamientos de 300m en una temporada de avenidas. LM es la longitud del meandro; A es su amplitud.

La irregularidad de las descargas crea enormes problemas para el aprovechamiento fluvial, pero también es causante de la gran movilidad fluvial y de las formas y cursos cambiantes de los ríos. Este tema será tratado en numerosas oportunidades, pues es fundamental para la comprensión de la Hidráulica Fluvial.

Las grandes descargas fluviales suelen introducir importantes cambios en el recorrido fluvial. Para estos efectos nos interesan las máximas avenidas, pero los datos históricos son muy cortos para registrar la ocurrencia de grandes eventos. De acá que muchas veces tenga que recurrirse a métodos indirectos. En muchos casos la información histórica o la tradición oral es muy importante. En la costa peruana el Fenómeno de El Niño ha tenido un gran papel en la configuración del curso de los ríos. Este es un tema de enormes posibilidades de exploración y estudio.

Las sequías también tienen influencia en la determinación y variación del curso de los ríos. Es conveniente subrayar que todos estos problemas de forma y apariencia de los ríos son muy diferentes en las zonas húmedas y en las zonas áridas y semiáridas.

El transporte sólido, que es otro de los factores determinantes de la forma de los ríos, no puede predecirse en función únicamente de las descargas o del tamaño de la cuenca. El transporte sólido depende fundamentalmente de las posibilidades de erosión que puedan desarrollarse en la cuenca. La intensidad del transporte sólido, y su desarrollo en el tiempo, es un factor muy importante en la configuración fluvial.

El tercer factor que habíamos mencionado es la presencia de vegetación, la que contribuye a la fijación del curso del río.

Los ríos presentan gran dinamismo, gran variabilidad, gran tendencia al cambio. Esta es la realidad. Debemos, pues, desprendernos de la idea de considerar que los ríos son estáticos y que lo único que se mueve es el agua. La aceptación y la comprensión plena del concepto de dinámica fluvial resulta ser de primerísima importancia para el desarrollo de la Hidráulica Fluvial. Este tema está ampliamente desarrollado, por ejemplo, en el libro de Colorado State University (CSU), antes mencionado.

Un río aluvial está cambiando continuamente de posición y forma, como consecuencia de las fuerzas que actúan sobre el fondo

y las márgenes. Estos cambios pueden ser lentos o rápidos. Estos cambios pueden ser naturales o haber sido inducidos, provocados por acciones humanas.

Cuando los agentes externos actúan sobre un río (en una sección determinada), se producen consecuencias que se propagan hacia aguas arriba y/o hacia aguas abajo.

Estas consecuencias pueden ser incontrolables. Así, un derrumbe de laderas puede producir un embalse natural, obviamente sin aliviadero, cuya rotura puede ser catastrófica. La construcción de una presa sobre el lecho de un río puede causar cambios fluviomorfológicos importantes, como erosión (degradación) aguas abajo y sedimentación (agradación) aguas arriba, como se ve en la Figura 3.6.

Los ríos son dinámicos a lo largo del tiempo y del espacio. Los cambios se propagan a grandes distancias. Los agentes externos (naturales o inducidos) pueden causar efectos cuyo control escapa a las posibilidades humanas.

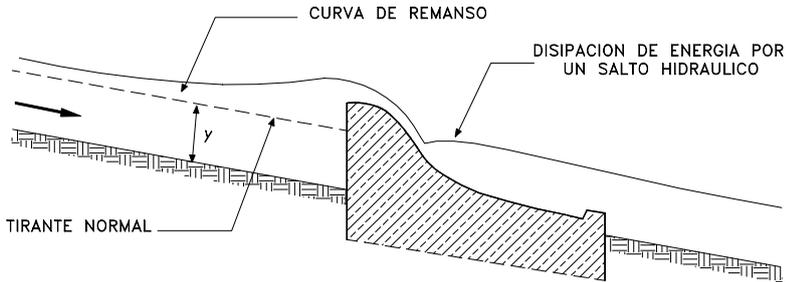
Para comprender y explicar la dinámica fluvial se requiere el estudio de diversos elementos. Entre ellos están los siguientes

- a) Factores geológicos
- b) Factores hidrológicos
- c) Características geométricas del álveo
- d) Características hidráulicas (tirantes, pendientes, velocidades)

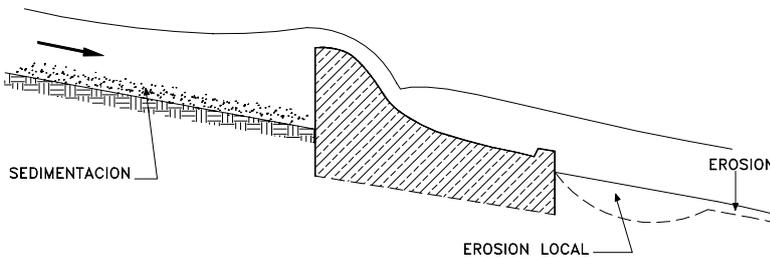
La importancia y significado de cada uno de estos elementos se verá con detalle a medida que avance nuestra presentación de casos.

El diseño de las estructuras que están apoyadas en las márgenes o en los lechos fluviales requiere de estudios de Hidráulica Fluvial. Ejemplo típico es el de los puentes. El diseño de un puente, incluyendo ciertamente su cimentación, tiene que examinarse como un problema de Hidráulica Fluvial.

En el diseño no se trata únicamente de determinar la profundidad de erosión, sino que debe hacerse un estudio integral del



a) En la superficie libre



b) En el lecho

Figura 3.6 Cambios fluviales producidos por un barraje (presa derivadora).

río que incluya el efecto de las obras ejecutadas o por ejecutarse, tanto aguas arriba como aguas abajo del lugar en el que se proyecta una obra. Resulta, pues, de primordial importancia el análisis de la movilidad fluvial.

Generalmente los puentes no fallan por un cálculo deficiente del tablero, sino por un mal comportamiento de la cimentación. Es decir, que las hipótesis de diseño de la cimentación no fueron lo suficientemente realistas.

La falla de los puentes por cimentación inadecuada es una constante a nivel mundial. Esto se ha visto muy claramente en el Perú, especialmente durante el Fenómeno de El Niño 1997-1998. Numerosos puentes fallaron. En todos los casos el problema fue de Hidráulica Fluvial, específicamente, de movilidad fluvial.

3.3 Introducción a la Clasificación de los Ríos

Hay muchas formas y criterios para la clasificación de los ríos; las iremos presentando poco a poco. Una primera clasificación, simple y general, es la siguiente

- a) Ríos sin áreas de inundación (confinados)
- b) Ríos con áreas de inundación

La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que ha efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo.

El movimiento lateral de los ríos (desplazamiento de cauce) trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden constituir Terrazas Fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el río se desborda, con respecto a su cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor, o cauce de avenidas.

La existencia de estos dos cauces, que por lo general tienen rugosidades diferentes, presenta para el cálculo de su capacidad un problema interesante de hidráulica fluvial. Un estudio amplio sobre este tipo de secciones fluviales se encuentra en el libro *Regularización y Control de Ríos*, de Wolfgang SCHROEDER, de la Universidad de Darmstadt, publicado por la Universidad de Piura.

El cálculo de la rugosidad de los cauces naturales es un problema difícil y un tanto incierto. No sólo ocurre que la rugosidad es compleja de describir, sino que es variable a lo largo del tiempo. Puede ocurrir también que la vegetación sea diferente en cada margen, a lo largo de ellas y además en el tiempo.

El uso de las planicies de inundación es un tema interesantísimo. La planificación del uso de dichas planicies resulta ser fundamental para el control de avenidas.

3.4 Ejemplos de Inestabilidad Fluvial

En el libro de *Hidráulica Fluvial* de CSU se menciona el siguiente ejemplo característico: el río Mississippi, en un tramo de 10 km redujo al 50% el área total que ocupaba. Este fenómeno se desarrolló a lo largo de 84 años (entre 1884 y 1968), tal como se muestra en la Figura 3.7. Esto es frecuente en los ríos aluviales. En ellos hay erosión de bancos, depósito de sedimentos, formación de islas, de terrazas y cambios de dirección en el curso del río.

Los cambios pueden tener diversos orígenes. Por ejemplo, el comportamiento hidrológico es sumamente importante. Las descargas pueden cambiar como consecuencia de alteraciones climáticas (variación fuerte de las precipitaciones, avenidas, sequías, etc). Puede ser también que los cambios se originen en acciones humanas. El movimiento de la corteza terrestre es también causa de la inestabilidad fluvial.

WALLACE, citado en el libro de CSU, ha demostrado que muchos cursos pequeños de agua se desplazan lateralmente a lo largo de la falla de San Andrés, en California. El desplazamiento de la falla es del orden de 1" por año.

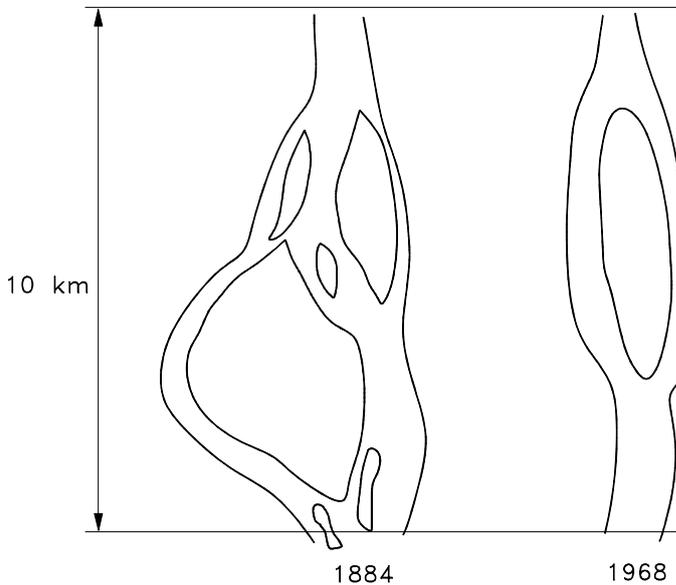


Figura 3.7 Variación del cauce del río Mississippi

La velocidad a la que se mueven las fallas es muy variable. SCHUMM ha estimado que es del orden de 25 pies en mil años (0,3" por año). Es una cantidad bastante grande; 3" en una década introducen importantes cambios fluviales, sobre todo si comparamos estos valores con la pendiente de muchos ríos. La pendiente media del río Mississippi es de 3 a 6" por milla.

COLMAN atribuye a movimientos tectónicos el desplazamiento hacia el oeste que experimenta el río Brahmaputra (río del Asia que nace en los Himalaya y desemboca en el golfo de Bengala, luego de juntarse con el Ganges. Su nombre significa hijo de Brahma. Es uno de los más importantes del mundo. Tiene un delta muy grande).

Un río puede permanecer estable durante muchos años y, de pronto, en poco tiempo, puede tener desplazamientos laterales importantes, originados en determinada secuencia de avenidas, alteraciones en la estabilidad de las márgenes, uso y manejo de las áreas de inundación y otros factores. Es notable el río Kosi en la India : 2 500 pies de desplazamiento lateral en un año (cerca de 800 metros).

En el libro de CSU se cita otros valores de desplazamientos fluviales

- a) Río Colorado : entre 10 y 150 pies por año
- b) Río Mississippi : entre 158 y 630 pies por año

Estos desplazamientos laterales tienen relación con la formación y desarrollo de meandros, como lo veremos más adelante. LATHROP calculó que el tiempo de desarrollo de un meandro en el río Ucayali era del orden de 5 000 años.

Los ríos de descarga permanente, como los que hemos señalado, tienen variaciones importantes en su configuración y recorrido. Pero, en los ríos de las zonas áridas y semiáridas, de descargas intermitentes, los cambios de recorrido son impresionantes.

En la Figura 3.8 se aprecia el cambio de recorrido del río Piura: antes desembocaba en el mar, en la bocana de San Pedro; luego, en la laguna Ramón. Estos cambios ocurrieron en pocas décadas. A los cauces antiguos se les llama paleocauces.

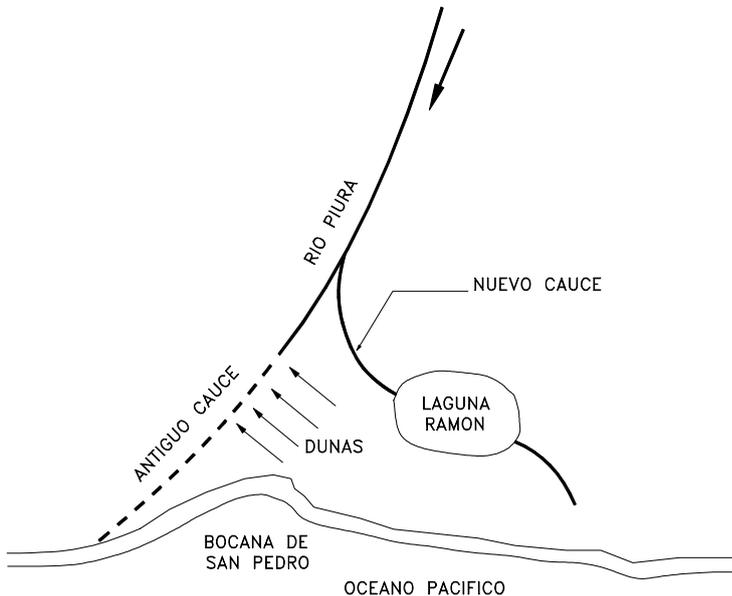


Figura 3.8 Representación esquemática del cambio de curso del río Piura

3.5 Clasificación de los Ríos por su Edad

Los ríos pueden ser clasificados de muchas formas y maneras. Cada clasificación tiene un origen y una finalidad específica. En todo caso las clasificaciones sirven para obtener un mejor conocimiento del comportamiento fluvial.

A continuación presentamos, siguiendo la exposición del libro de CSU, una de las tantas clasificaciones de los ríos: la clasificación de los ríos por su edad. Se afirma generalmente que esta clasificación es de origen geomorfológico. Según ella se distinguen tres tipos de ríos: jóvenes, maduros y viejos. Esta clasificación resulta útil para el planificador, el proyectista y el ingeniero hidráulico en general. Esta clasificación de los ríos expresa no sólo la evolución fluvial a lo largo del tiempo, sino también los esfuerzos hechos por el hombre para dominar la Naturaleza, para dominar el río y usarlo en su beneficio.

Ríos Jóvenes. Corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, éste tiene una sección en forma de V. Son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Ejemplo típico: torrentes de montaña.

En la selva encontramos ríos jóvenes de otro tipo, en los que predomina una gran movilidad. El cambio frecuente de curso es una de sus características esenciales. En estos ríos aluviales de baja pendiente y en los que falta condiciones naturales de encauzamiento, o de obras que las reemplacen, la tendencia a la divagación, a la creación y abandono de cauces es notable.

Los ríos jóvenes presentan también variaciones importantes en los niveles del lecho, y por lo tanto en los niveles del agua, como parte de los procesos de agradación y degradación que les son propios.

En el río Pastaza se ha observado desplazamientos laterales del orden de 50 a 60 metros por año.

Ríos Maduros. Cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal. El valle es más ancho. Disminuye la pendiente. El río está en estado de equilibrio o próximo a él.

La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él ("graded condition"). En el río maduro hay pequeñas planicies de inundación y algunos meandros. Hay desarrollos agrícolas y urbanos en las planicies aledañas. Hay obras de encauzamiento que impiden o limitan los desplazamientos laterales del río.

Ríos Viejos. Los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta. El río está confinado, encauzado, controlado. Hay un uso intensivo de todo el valle. Hay desarrollos urbanos, agrícolas e industriales importantes.

El grupo de CSU señala que esta clasificación no tiene aceptación unánime entre los geólogos. Consideramos, sin embargo, que es de gran utilidad para el ingeniero hidráulico.

3.6 Río Chira: Aspectos de Inestabilidad Fluvial

El río Chira, al igual que el río Tumbes, es binacional. Se trata de ríos peruano-ecuatorianos cuyo aprovechamiento se rige por un Convenio entre ambos países firmado en 1971.

El área total de la cuenca del río Chira es de 16 800 km². De este total el 41% se encuentra en territorio ecuatoriano (6 900 km²). El resto, 9 900 km², está en territorio peruano. La sección de aforos ubicada más aguas abajo es la de Puente Sullana. Hasta allí la cuenca es de 14 930 km². El resto, 1 870 km², no tiene aporte hídrico significativo.

Para el aprovechamiento de este río se construyó la presa de Poechos, sobre el lecho del río. Este tipo de presa introduce cambios importantes en el comportamiento fluvial. Aguas arriba se produce sedimentación y aguas abajo hay teóricamente tendencia a la erosión. Sin embargo, la gran retención de agua que realiza la presa de Poechos determina que, muchos años, los caudales aguas abajo de ella sean muy pequeños. Hasta la presa de Poechos, sección Solana Baja, el área de la cuenca es de 13 220 km². El 52% de ella se encuentra en el Ecuador.

A partir de información topográfica y aerofotográfica se estableció y reconstruyó los cauces que había tenido el río en diferentes oportunidades (1963, 1967, 1972, 1980 y 1983) y se encontró que el cauce del río Chira tiene dos tramos característicos.

El primero corresponde al comprendido entre la desembocadura en el Océano Pacífico y el poblado de Macará. El segundo, es el comprendido entre este poblado y la presa de Poechos. A continuación se presenta un resumen de las características de cada tramo, según ENERGOPROJEKT.

Primer Tramo. El valle es ancho, de riberas bajas. El cauce se encuentra completamente encajonado en los depósitos fluviales, de modo que *"su desarrollo se desenvuelve en total conformidad con las leyes de desarrollo de las riberas fluviales de los cursos de agua"*.

Segundo Tramo. El valle es angosto, de riberas altas. *"El desarrollo y la formación del cauce están influenciados también por las propiedades de la roca matriz, caracterizándose el cauce por formas morfológicas hasta cierto punto específicas"*.

El primer tramo (excepto en una zona de 6 km, alrededor de El Arenal) se caracteriza por tener un cauce sumamente inestable.

La sección transversal es ancha, con muchas curvas y meandros, grandes y pequeños. La tendencia a formar meandros es muy clara luego de periodos largos sin grandes avenidas (como sabemos el régimen hidrológico juega un papel muy importante en la formación del cauce). Las avenidas tienden a rectificar (volver recto) el cauce y, en consecuencia, éste se acorta notablemente. En pocos años hubo un acortamiento de varios kilómetros.

La longitud del cauce tiende a igualarse con la longitud del valle. Las riberas están expuestas a socavación y el cauce tiene tendencia a la sedimentación.

El segundo tramo presenta en general curvas menores y no desarrolladas. Prácticamente no existen meandros (sin embargo, el cauce es aluvial). En realidad no hay espacio suficiente para que el río pueda desarrollarse libremente de acuerdo a las leyes de la mecánica fluvial. También hay influencia de la roca matriz.

Durante, o después de las avenidas de 1983, el cauce se redujo de 66 km a 59 km de longitud.

3.7 Río Tumbes: Aspectos de Inestabilidad Fluvial

El río Tumbes nace y se desarrolla en el Ecuador con el nombre de río Puyango. Internacionalmente se le conoce como río Puyango-Tumbes. Para el aprovechamiento conjunto de este río por los dos países hay, como mencionamos anteriormente, un acuerdo que incluye el desarrollo de proyectos por parte de ambos países en la cuenca del río Chira, que en Ecuador se llama Catamayo.

El referido acuerdo es el Convenio para el Aprovechamiento de las Cuencas Hidrográficas Puyango-Tumbes y Catamayo-Chira. La utilización de las aguas del río Tumbes por parte de ambos países implicará la construcción de una o más presas de regulación.

La parte baja del río Tumbes riega la zona del mismo nombre y en torno a ella se prevé la expansión de los desarrollos agropecuarios, industriales y urbanos. Como este tramo fluvial está sujeto a inundaciones y a la influencia del Fenómeno de El Niño, se requerirán importantes acciones de Hidráulica Fluvial para el correcto manejo del río.

En el río Tumbes se distingue en su parte baja dos grandes tramos: uno de ellos está ubicado aguas arriba de la zona llamada El Tigre (donde hay una estación de aforos); el otro está comprendido entre la desembocadura en el Océano Pacífico y El Tigre.

En el tramo ubicado aguas arriba de El Tigre el río tiene comportamiento de río joven, con régimen torrencial. El río tiene formas irregulares. Hay pendientes fuertes. El río está encajonado. Hay gran deforestación y aumento de la cantidad de sólidos aportados al río.

Al ingresar en el segundo tramo hay menor pendiente. Hay menor capacidad de transporte. Hay tendencia a la formación de abanicos fluviales. En este tramo el río es aluvial, es decir que: *"de acuerdo a sus propias características hidráulicas busca su propio*

cauce para alcanzar un sistema equilibrado con la pendiente, tal que le permita disipar una energía suficiente para transportar el material sólido". (ARIASA)

El río tiene en este segundo tramo una tendencia natural a formar meandros. El río experimenta movimientos laterales y longitudinales. Hay formación y destrucción de curvas (por erosión en la parte cóncava y sedimentación en la parte convexa). La zona baja está sometida a continuas inundaciones, y a erosión de riberas, debido a diversos factores entre los que se señala: caudales, carga de sedimentos, actividades humanas (labores agrícolas, construcción de puentes), geología, acción de mareas y otras.

La presencia del Fenómeno de El Niño significa en la costa peruana la aparición de lluvias bajas. Hay descargas de quebradas que usualmente no traen agua. Las pequeñas cuencas, que sólo reciben eventualmente agua significativa están sujetas a un agudo proceso de deforestación y erosión. Hay, pues, gran aporte sólido esporádico. Hay deslizamientos de laderas.

El río se encuentra entonces con un aporte sólido inusitado, que se ve en dificultades para transportar (nótese que no necesariamente hay lluvias intensas en la parte alta de la cuenca, por lo que tampoco necesariamente hay aumento importante de caudales). El río tiene que adaptarse a esta nueva situación.

En la Figura 3.9 se observa dos cauces del río Tumbes, uno antiguo y otro nuevo. Durante el Fenómeno de El Niño 1983 el desarrollo del meandro amenazó la carretera Panamericana. Hubo un cambio en la forma del meandro ubicado cerca de la ciudad de Tumbes. El meandro fue desplazado hacia el Oeste, acercándose peligrosamente a la carretera Panamericana. La carretera actuó como un dique precario. A la altura del Puente Viejo el río fue forzado a escurrir en un ancho de 100 m. Por allí el río hacía una curva brusca de 90 grados, con un radio aproximadamente igual al doble del ancho del río. Esto causa un remanso y sedimentación aguas arriba. Todo esto se vio agravado por las mareas (pleamar y bajamar).

Durante el Fenómeno de El Niño 1997-1998 el río adquirió una vez más un nuevo cauce.

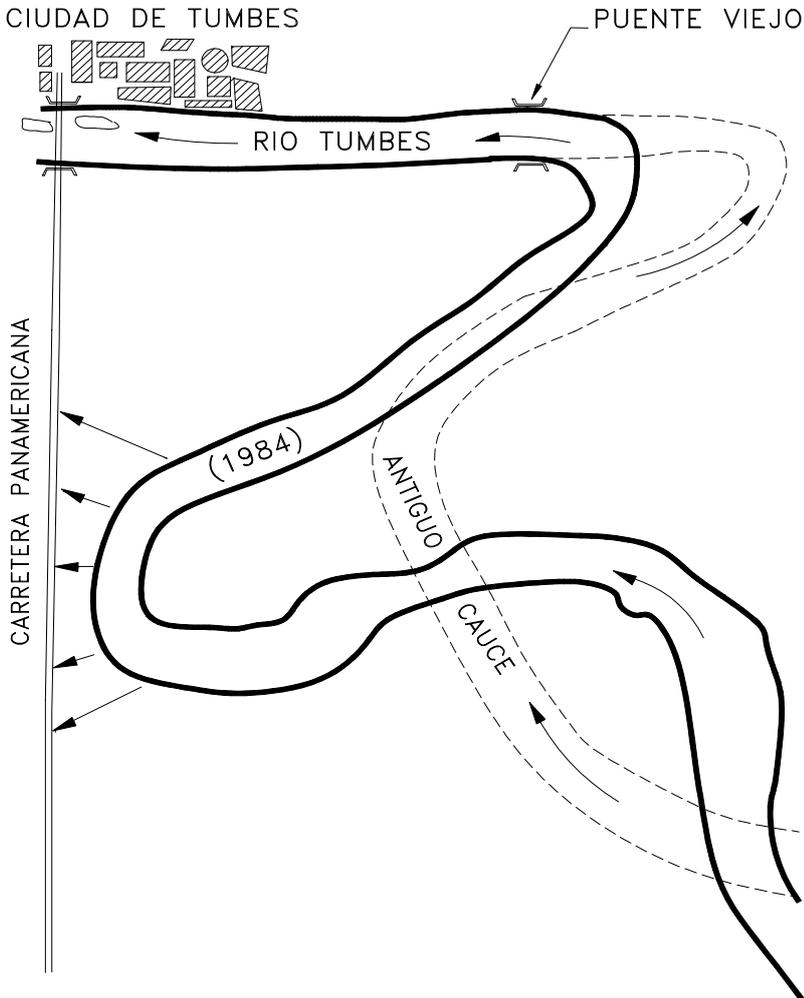


Figura 3.9 Se observa dos cauces del río Tumbes: uno antiguo (paleocauce) y otro de 1984. Este último presentaba una gran curva en desarrollo, que amenazaba la carretera Panamericana, y que fue controlada mediante espigones. (ARIASA)

3.8 Comportamiento del Río Siguas: Simulación en Modelo Hidráulico

Para el aprovechamiento de las aguas del Proyecto Majes, reguladas en la presa ya construida de Condoroma, y en la de Angostura que está por construirse, se ha previsto su captación desde el río Siguas mediante un sistema de canales y túneles, de 18 km de longitud, hacia las pampas de Majes y mediante otro sistema de 17 km hacia las pampas de Siguas.

En el río Siguas existe una bocatoma, Pitay Majes-Siguas, de doble captación (izquierda y derecha) para ambas pampas, la que fue estudiada en modelo en el Laboratorio Nacional de Hidráulica.(U.N.I)

El tramo fluvial correspondiente fue estudiado en el modelo para diversos caudales. En el modelo se observó, por ejemplo: *"formación de corrientes preferenciales y presencia de áreas de inundación en el valle. Las corrientes están en dependencia del carácter aleatorio de la interacción entre las fuerzas hidráulicas de naturaleza tridimensional y los sedimentos del lecho del río. Esto determinó que caudales similares tengan diferentes corrientes preferenciales"*.

Respecto a este tema (comportamiento del río) una de las conclusiones del Laboratorio fue la siguiente: *"el aspecto morfológico del río Siguas no es previsible en el entorno de la bocatoma Pitay, sobre todo si se tiene en cuenta el carácter aleatorio en la formación de cauces preferenciales durante la ocurrencia de la estación de lluvias. Como factores incidentes en el comportamineto morfológico se tiene el carácter trezado del río, el acorazamiento del lecho y el ancho de la caja de río que no guarda correspondencia con los caudales que escurren"*.

El Laboratorio sugirió una serie de modificaciones. Entre ellas el *"emplazamiento de tres espigones, con arranque en la margen izquierda del valle, aguas arriba de la bocatoma de Pitay"*, con el objeto de encauzar las aguas por la margen derecha en el tramo próximo a la toma.

Estas observaciones en modelo confirman la gran movilidad fluvial y la necesidad de obras correctivas para el control del río.

Capítulo 4

Hidráulica de los Conductos Abiertos

4.1 Conductos Abiertos

Los conductos hidráulicos abiertos se caracterizan por tener una superficie libre, en contacto con la atmósfera. El flujo se produce como consecuencia del peso del fluido. En tal sentido, y desde el punto de vista hidráulico, un canal se comporta como si fuese un río.

Para el estudio hidráulico de los canales es necesario hacer algunas simplificaciones y esquematizaciones del flujo real, que es bastante complejo. Generalmente suponemos que el escurrimiento es permanente y uniforme. En un canal se puede lograr un cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal. En un río sólo excepcionalmente se podría lograr la permanencia (por ejemplo, en el flujo regulado aguas abajo de un embalse). Normalmente los caudales fluviales son muy irregulares en el tiempo. Las descargas son tan variables que para registrar las variaciones de nivel debe recurrirse a aparatos como los limnógrafos. En los canales puede lograrse algo parecido al movimiento uniforme, en la medida en la que el canal sea prismático y mantenga su sección transversal. En un río ocurre todo lo contrario: la sección

transversal es muy variable y, en consecuencia, el movimiento no es uniforme.

A lo anterior debe añadirse que en la Naturaleza los flujos son tridimensionales. Esta tridimensionalidad es, si cabe la expresión, más intensa en los ríos que en los canales.

Por lo tanto, las ecuaciones de descarga que se usan en conductos abiertos, como la ecuación de CHEZY o la de MANNING, corresponden a simplificaciones, a esquematizaciones, del escurrimiento real. De acá que sea frecuente encontrar diferencias entre los valores medidos y los calculados.

Una dificultad adicional que se encuentra en los ríos es la presencia del transporte sólido. En realidad el flujo en un río con transporte sólido corresponde a un flujo a dos fases.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en Hidráulica Fluvial tenemos que hacer uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo en canales. De acá la importancia de conocer profundamente la Hidráulica de Canales para su aplicación, crítica y razonada, en la Hidráulica Fluvial. Así, en los estudios de campo de Hidráulica Fluvial medimos la velocidad de la corriente puntualmente, por medio de correntómetros, por ejemplo, y luego calculamos el caudal y la velocidad media.

El presente capítulo constituye una apretada síntesis de los más relevantes aspectos del movimiento uniforme, tal como se estudia en la Hidráulica de Canales, aplicables a la Hidráulica Fluvial. En todos los casos se supone el movimiento permanente y uniforme de un fluido cuyo peso específico es γ , con un tirante y , un radio hidráulico R , una pendiente S y un coeficiente C de CHEZY.

4.2 Fuerza Tractiva

La distribución vertical del esfuerzo de corte, en un canal muy ancho con flujo bidimensional, se describe mediante la siguiente ecuación

$$\tau_h = \gamma (y - h) S \quad (4.1)$$

h es la distancia del fondo a la que se está calculando el esfuerzo de corte τ_p , el que obviamente es variable con la distancia del fondo.

El esfuerzo de corte sobre el fondo corresponde a la condición $h = 0$ y constituye su valor máximo. Se designa como τ_o

$$\tau_o = \gamma y S \quad (4.2)$$

En la superficie, para $h = y$, el corte es cero. Dentro de los dos extremos mencionados la variación es lineal. Ver Figura 5.2.

En una sección transversal de forma cualquiera el esfuerzo de corte sobre el fondo es

$$\tau_o = \gamma R S \quad (4.3)$$

Si tenemos en cuenta que RS es igual a V^2/C^2 (lo que resulta evidente a partir de la ecuación de CHEZY), se concluye que el esfuerzo de corte sobre el fondo es proporcional al cuadrado de la velocidad media

$$\tau_o = \frac{\gamma}{C^2} V^2 \quad (4.4)$$

que puede expresarse así

$$\tau_o \propto V^2 \quad (4.4a)$$

Si en la ecuación 4.4 introducimos el coeficiente f de DARCY (al que también se llama de DARCY-WEISBACH y que es igual a $8g/C^2$) se obtiene

$$\tau_o = \rho \frac{f}{8} V^2 \quad (4.5)$$

como expresión del esfuerzo de corte sobre el fondo; ρ es la densidad del fluido. Obsérvese que las ecuaciones anteriores son válidas tanto para el flujo laminar como para el turbulento, pues son independientes del Número de Reynolds del escurrimiento.

τ_o representa la fuerza actuante, la fuerza unitaria que ejerce el flujo sobre el fondo. Es la fuerza tractiva o tractoriz. Su acción explica la existencia de un lecho móvil. Se le llama también tensión cortante o cizallante.

A la relación entre el esfuerzo de corte sobre el fondo y la densidad del fluido, elevada a la potencia un medio, que es dimensionalmente una velocidad, se le designa convencionalmente como velocidad de corte V_* .

$$V_*^2 = \frac{\tau_o}{\rho} = g R S \quad (4.6)$$

Naturalmente que también existe una distribución transversal del esfuerzo de corte en la sección de un río o de un canal.

4.3 Naturaleza Hidráulica del Contorno

El escurrimiento de los fluidos reales, es decir, aquéllos que tienen viscosidad, debe vencer la resistencia que le ofrece el contorno.

Los contornos rígidos se caracterizan por su indeformabilidad, tal es el caso de un canal revestido en piedra o en concreto, por ejemplo. En cambio los lechos móviles son deformables.

En los contornos rígidos la resistencia al escurrimiento, expresada como un coeficiente, depende de las características de las irregularidades constituyentes del contorno (tamaño, forma, espaciamiento) y, generalmente, se identifica con un tamaño característico, al que se le llama rugosidad y que se designa como k y al que también se le llama aspereza.

En los cauces móviles, además del tamaño característico de los granos que los constituyen, se debe considerar el tamaño y separación de las formas del fondo (rizos, dunas, etc.).

Los contornos hidráulicos son en general de dos tipos: hidráulicamente lisos e hidráulicamente rugosos. Eventualmente están en transición, es decir, en un estado intermedio.

Los contornos hidráulicamente lisos se caracterizan porque en ellos existe una subcapa laminar, cuyo espesor se designa con la letra δ . Para que un contorno sea hidráulicamente liso es necesario que el tamaño representativo de la rugosidad sea igual o inferior al 40% del espesor de la subcapa laminar.

$$k \leq 0,40 \delta \quad (4.7)$$

lo que equivale a

$$\frac{V_* k}{\nu} \leq 5 \quad (4.8)$$

Este parámetro es una especie de Número de Reynolds (desde el punto de vista dimensional) y está constituido por la velocidad de corte, el tamaño de la rugosidad y la viscosidad cinemática del fluido.

En los contornos hidráulicamente rugosos no puede desarrollarse la subcapa laminar. Este es el caso más frecuente en Hidráulica Fluvial. Se dice que un contorno es hidráulicamente rugoso cuando el tamaño representativo de la rugosidad es mayor que seis veces el espesor de la subcapa laminar que podría desarrollarse, lo que equivale a

$$\frac{V_* k}{\nu} \geq 70 \quad (4.9)$$

Para valores intermedios

$$5 < \frac{V_* k}{\nu} < 70 \quad (4.10)$$

se dice que el contorno es una transición, o estado intermedio, entre contornos lisos y rugosos. El espesor de la subcapa laminar se calcula, como es sabido, a partir de la siguiente expresión

$$\delta = 11,6 \frac{\nu}{V_*} \quad (4.11)$$

Los valores de la rugosidad se obtienen experimentalmente y están presentados en tablas.

4.4 Coeficientes de Resistencia

La resistencia del contorno es fundamental para determinar el mayor o menor caudal que puede llevar un conducto. Si la sección transversal y la pendiente son dadas, entonces el caudal depende de la mayor o menor resistencia del contorno. Esta, a su vez, depende de varios factores entre los que están la aspereza (rugosidad) y el espesor de la subcapa laminar, para los contornos rígidos. En los lechos móviles, que se presentan en los ríos, la resistencia al escurrimiento depende de un número mayor de factores. Este tema será examinado más adelante.

Es importante conocer el coeficiente de resistencia de un cauce fluvial para poder así saber que caudal puede descargar. El conocimiento del coeficiente de resistencia es determinante, por ejemplo, para el diseño de un encauzamiento fluvial capaz de contener máximas avenidas. El cálculo del coeficiente de resistencia tiene complicaciones adicionales cuando la sección transversal es compuesta: esto ocurre en ríos con áreas de inundación.

La ecuación fundamental del flujo en canales es la de CHEZY, quien planteó por primera vez que la resistencia que ofrece un contorno (río o canal) al escurrimiento es directamente proporcional al perímetro mojado y al cuadrado de la velocidad media e inversamente proporcional al área de la sección transversal y a la pendiente hidráulica. En consecuencia podría escribirse la siguiente expresión

$$\text{Resistencia al flujo} :: \frac{P V^2}{A S} \quad (4.12)$$

de donde se obtiene la conocida ecuación de CHEZY. Sin embargo, en Hidráulica Fluvial nos interesa la estructura del coeficiente C . Al principio se creía que el coeficiente de resistencia C de CHEZY, era más o menos constante para todos los ríos y que su valor estaba alrededor de $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Como consecuencia de los desarrollos obtenidos en la Mecánica de los Fluidos se establece que la estructura del coeficiente C es la siguiente

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} \ln \frac{6R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (4.13)$$

que equivale a

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa} 2,3 \log \frac{6R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (4.14)$$

κ es la llamada constante de KARMAN, que sólo es constante para fluidos libres de sustancias extrañas; como pudiera ser al agua sin sedimentos. Para estas condiciones su valor es 0,4.

Reemplazando valores se obtiene para el coeficiente C de CHEZY la expresión general siguiente

$$C = 18 \log \frac{6R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (4.15)$$

Obsérvese que las dimensiones de C corresponden a las de $g^{1/2}$. En un contorno hidráulicamente rugoso no puede desarrollarse la subcapa laminar; por lo tanto $\delta = 0$, y

$$C = 18 \log \frac{12R}{k} \quad (4.16)$$

De un modo similar, para un conducto hidráulicamente liso ($k = 0$), se obtendría

$$C = 18 \log \frac{42R}{\delta} \quad (4.17)$$

Si en las dos últimas expresiones incorporamos el valor del coeficiente f de DARCY ($f = 8g / C^2$) se obtiene

$$\text{Para conductos rugosos} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{12 R}{k} \quad (4.18)$$

$$\text{Para conductos lisos} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{42 R}{\delta} \quad (4.19)$$

Los valores señalados para los coeficientes (2,03; 12 y 42) en las últimas ecuaciones pueden cambiar según la forma de la sección transversal, según que se trate de tuberías o canales y según las condiciones particulares de cada investigación.

En canales se usa frecuentemente las siguientes expresiones

$$\text{Para contornos rugosos} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{11 R}{k} \quad (4.20)$$

$$\text{Para contornos lisos} \quad \frac{1}{\sqrt{f}} = 2,03 \log \frac{38,3 R}{\delta} \quad (4.21)$$

4.5 Ecuaciones de Distribución de Velocidades

En el flujo turbulento la distribución vertical de velocidades es logarítmica. A los contornos hidráulicamente rugosos corresponde la siguiente ecuación

$$V_h = \frac{V_*}{\kappa} \ln \frac{30 h}{k} \quad (4.22)$$

en la que V_h es la velocidad puntual a la distancia h del fondo. Esta ecuación se transforma fácilmente en la siguiente

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{30 h}{k} \quad (4.23)$$

En los contornos hidráulicamente lisos la ecuación de distribución vertical de velocidades es

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{104 h}{\delta} \quad (4.24)$$

la que también puede expresarse así

$$V_h = 5,75 V_* \log \frac{9 h V_*}{v} \quad (4.25)$$

De acuerdo a las ecuaciones de distribución de velocidades que hemos presentado la velocidad es máxima en la superficie ($\Rightarrow h=y$), y mínima cerca al fondo. Ver Figura 5.2. Si bien es cierto que teóricamente la distribución de velocidades debe ser logarítmica, como lo muestran las ecuaciones anteriores, ocurre que en los ríos, por no cumplirse plenamente las hipótesis que sirvieran de base para deducir dichas ecuaciones, ocurren algunas diferencias. Es frecuente que la velocidad superficial sea ligeramente inferior a la máxima, la que ocurre debajo de la superficie libre.

Existe también una distribución transversal de velocidades. Ambas distribuciones, horizontal y vertical, son importantes para el estudio de un río.

Es también de uso frecuente la ecuación de STRICKLER (en la que $K = 1/n$, siendo n el coeficiente de KUTTER)

$$V = K R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.26)$$

Hay muchas otras fórmulas para el cálculo de la velocidad media y del caudal en canales con movimiento uniforme.

Cuando no se dispone de una ecuación para la distribución de velocidades, pero se tiene varios valores puntuales de la velocidad, se obtiene el caudal específico por sumación

$$q = \sum_{h=0}^{h=y} V_h \Delta h \quad (4.27)$$

La expresión general de la velocidad media en contornos lisos o rugosos es

$$V = 18 \log \frac{6R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}} \sqrt{RS} \quad (4.28)$$

A partir de las ecuaciones 4.22 a 4.25 se determina que la velocidad puntual a la distancia $0,6y$ de la superficie ($h=0,4y$) es aproximadamente igual a la velocidad media

$$V_{0,4y} = V \quad (4.29)$$

Asimismo, la velocidad media es igual al promedio de las velocidades a $0,2$ y $0,8$ del tirante

$$V = \frac{V_{0,2y} + V_{0,8y}}{2} \quad (4.30)$$

Capítulo 5

Introducción al Estudio del Transporte de Sedimentos

5.1 Modalidades del Transporte Sólido Fluvial

Examinemos ahora, muy brevemente, las características generales del transporte sólido de los ríos, teniendo en mente las estructuras hidráulicas que en ellos se construye.

Cuando el fondo de un canal es rígido, de concreto por ejemplo, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de MANNING o CHEZY. El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño de la sección transversal. En cambio, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no sólo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección transversal determinan variaciones en el transporte sólido, con lo que el problema se complica aún más.

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida es sumamente

compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una profunda esquematización, vale decir de una simplificación del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional. El flujo ideal, que corresponde a las fórmulas, es bidimensional, tal como lo hemos visto en el Capítulo 4. Esta profunda diferencia, añadida a otros factores, hace que frecuentemente se presenten divergencias notables entre lo previsto "teóricamente" y lo observado posteriormente.

Bajo el supuesto anterior podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan o se deslizan constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar: a saltos. A esta modalidad se le denomina transporte por "saltación". En la Figura 5.1 se aprecia los modos de transporte.

El material de arrastre, que está constituido por las partículas de mayor tamaño, rueda o se desliza siempre en contacto con el fondo y avanza en forma de rizos, dunas y barras (siempre que la granulometría lo permita). La velocidad de una partícula sólida es en general inferior a la de la corriente.

El material en suspensión está constituido por las partículas más finas, y prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo. La curva de distribución vertical de concentraciones es logarítmica, como se ve en la Figura 5.2. En la práctica es usual que en los ríos de alta velocidad (en los que la turbulencia se encuentra plenamente desarrollada), la concentración sea prácticamente la misma en toda la sección transversal, siempre que las partículas sean muy pequeñas. La velocidad con la que avanza una partícula sólida en suspensión es prácticamente igual a la de la corriente en ese punto.

No es fácil establecer y definir un límite claro y nítido entre las dos modalidades de transporte antes señaladas. Cualquier alteración que ocurra en la velocidad de la corriente puede determinar de inmediato un cambio en la modalidad de transporte.

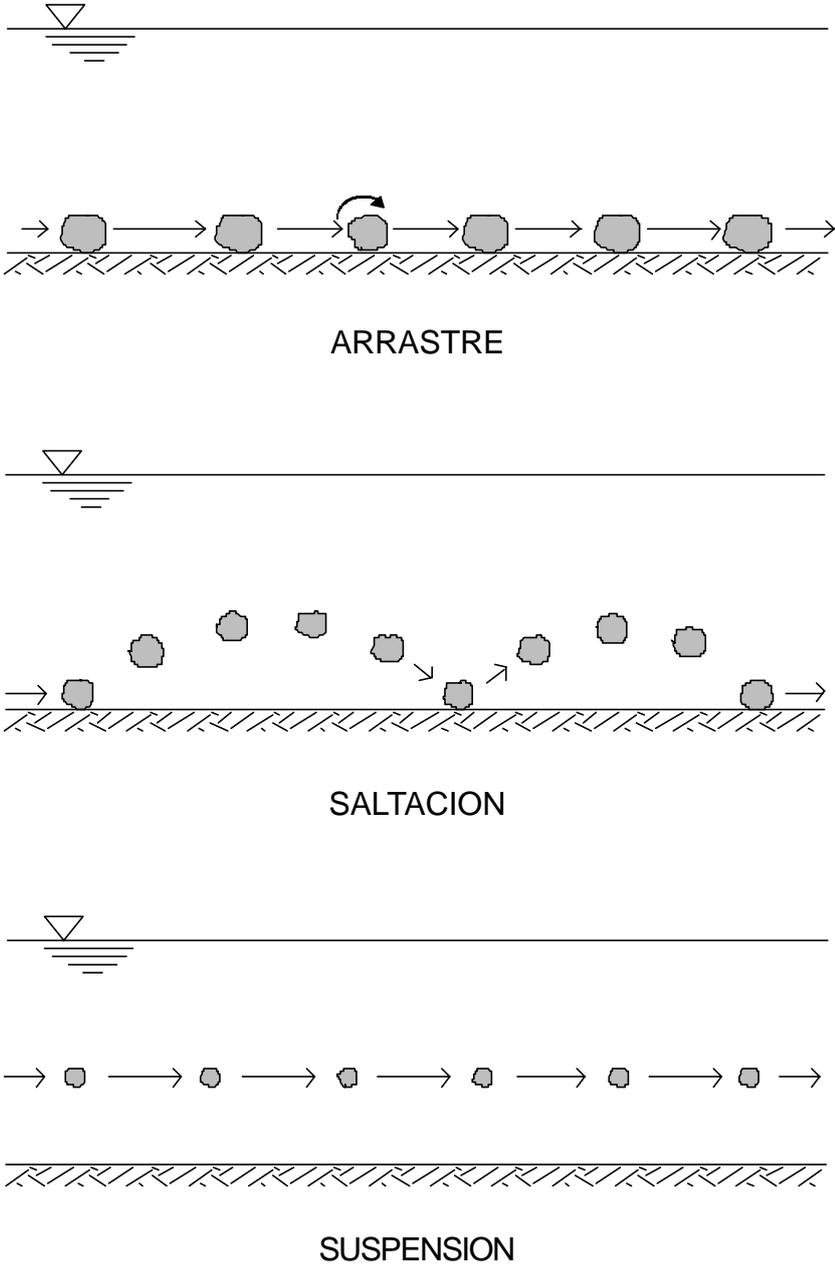


Figura 5.1 Modos de Transporte

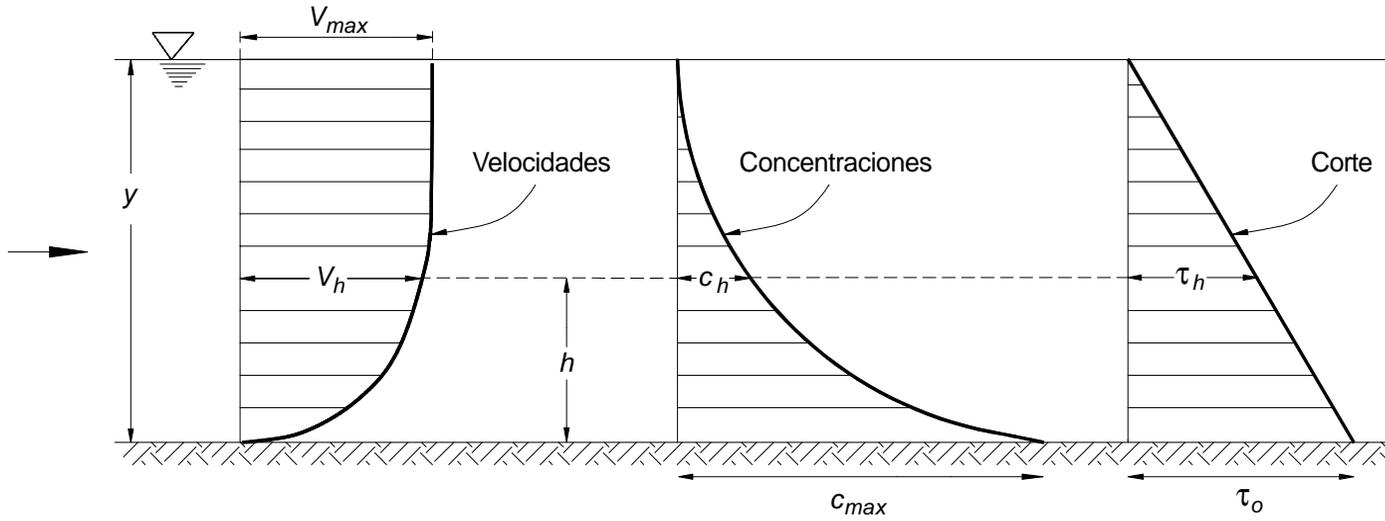


Figura 5.2 Distribución vertical típica de velocidades, concentraciones y fuerza de corte.

Las leyes que rigen y describen cada uno de estos modos fundamentales de transporte son en principio diferentes.

Se denomina gasto sólido, de fondo (T_F) o de suspensión (T_S), a la cantidad de partículas, en unidades de peso o volumen, que pasa por una sección determinada en la unidad de tiempo. Las unidades que se usan frecuentemente para el gasto sólido son: N/s, kg/día, t/mes, m³/año, etc. El gasto sólido puede expresarse también por unidad de ancho, del río o canal, y entonces se llama gasto sólido específico.

No existe una proporción definida entre la cantidad de material sólido transportado en suspensión y aquella transportada por el fondo. La distinción entre material de suspensión y de fondo sólo puede hacerse en función de la velocidad de la corriente en un momento dado. Por lo general el gasto sólido en suspensión es mayor que el gasto sólido de fondo. Para el río Rin, por ejemplo, se ha establecido que hasta su desembocadura en el lago Constanza descarga 3 millones de m³ de material sólido por año, de los cuales sólomente 100 000 m³ corresponde a material de fondo. En el río Mississippi se ha determinado que el 85% del material sólido transportado corresponde a suspensión y 15 % al fondo.

Los resultados de investigaciones y mediciones indican que en algunos casos de torrentes la proporción entre ambos modos de transporte puede acercarse a uno. Por el contrario, en los grandes ríos de pequeña pendiente, la masa transportada en suspensión es varias veces mayor que la transportada por el fondo. En la interpretación de estos resultados debemos tener en cuenta que, precisamente, los torrentes se caracterizan por transportar en corto tiempo gran cantidad de sólidos que generalmente no pueden ser medidos. De acá que probablemente la estimación de la masa anual transportada en suspensión por los torrentes sea menor que la verdadera.

La distinción entre ambas modalidades de transporte es importante. Desde el punto de vista metodológico corresponde a una condición natural, que se ve modificada por la construcción de una obra, tal como un encauzamiento o una presa.

La construcción de una presa derivadora, por ejemplo,

representa una alteración de las condiciones normales del escurrimiento, pudiendo ocurrir que frente a la toma se pongan en suspensión partículas que antes constituían material de fondo. Este problema se ve muy claro en la operación que fue prevista para el embalse de Tablachaca, en el río Mantaro. Se trata de una presa en el lecho del río, que crea un embalse cuya capacidad útil debe mantenerse. Los sedimentos transportados por el río son atrapados en el embalse y posteriormente eliminados mediante un sistema de purga.

Este tipo de presa es similar a la de Gebidem en Suiza, construida antes que Tablachaca y a la de Santo Domingo en Venezuela, construida después. Pero, durante ese periodo de purga, en el que no puede renunciarse a la captación por razones de servicio a la central hidroeléctrica, el agua presenta una gran cantidad de sedimentos, alta concentración y partículas relativamente grandes, puestas en suspensión durante la operación de purga. Para comprender y resolver estos problemas del comportamiento fluvial es indispensable el conocimiento de la teoría del Transporte de Sedimentos.

El gasto sólido en suspensión se determina a partir de mediciones de la concentración. Se llama concentración c a la cantidad de partículas sólidas, expresadas como peso seco, por unidad de volumen de la mezcla agua-sedimento. El producto de la concentración por el gasto es igual al gasto sólido. El gasto sólido de fondo, en cambio, se determina en base a cálculos. La suma de ambos constituye el gasto sólido total (T_T).

En los ríos como el Chira se ha estimado que los sólidos en suspensión constituyen alrededor del 95% del total anual de sólidos. Esta proporción es comprensible, pues durante las avenidas, que es cuando se transporta la mayor cantidad de sólidos, las altas velocidades determinan la puesta en suspensión de los sólidos, trasladándose solamente por el fondo el material muy grueso, que pudiera haber. En el río Mantaro, hasta la Mejorada, la masa anual media de sólidos fue estimada en 5,5 millones de toneladas, de las cuales el 40% correspondía a la suspensión y el 60% a material de fondo.

En el río Jequetepeque se estimó que la masa anual de

sólidos era del orden de 3 millones de toneladas, de la cual la suspensión representaba el 80%. Vemos, pues, que a pesar de la gran variabilidad de la proporción entre ambos modos de transporte puede obtenerse cierto orden de magnitud asociado a los fines del estudio de que se trate.

Debemos tener presente que la determinación de los gastos sólidos es un problema muy difícil, principalmente por las siguientes circunstancias

- a) Gran variabilidad de los fenómenos, tanto en el espacio como en el tiempo.
- b) Elevado y no bien determinado número de variables que intervienen.
- c) Dificultad de comprobar en la Naturaleza los resultados obtenidos.

5.2 Fuerza Tractiva Crítica

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_o . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica $(\tau_o)_c$. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que

$$\tau_o > (\tau_o)_c$$

Caso contrario, cuando $\tau_o < (\tau_o)_c$ el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido.

La condición $\tau_o = (\tau_o)_c$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo, definida en términos de la fuerza tractiva.

Un valor que se denomina $(\tau_o)'_c$, corresponde al valor de

τ_o para el que las partículas se ponen en suspensión y viajan distribuidas en la sección transversal. Por lo tanto, para que haya transporte sólido de fondo se requiere que

$$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c$$

Se denomina gasto sólido total (T_T) a la suma de ambos gastos sólidos (fondo más suspensión)

$$T_T = T_F + T_S$$

El cuadro siguiente presenta resumidamente lo antes expuesto (para granulometría uniforme)

Condición	Transporte Sólido		
	Fondo	Suspensión	Total
$\tau_o < (\tau_o)_c$	0	0	0
$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c$	T_F	0	T_F
$\tau_o > (\tau_o)'_c$	0	T_S	T_S

Si las partículas no fuesen de granulometría uniforme podrían darse las tres condiciones; cada una de ellas para una determinada porción de la curva granulométrica.

5.3 Interacción Sedimento-Estructura

La construcción de una obra hidráulica en un río altera el comportamiento fluvial, lo que se manifiesta mediante procesos de erosión y/o sedimentación. A su vez los sólidos transportados por las corrientes líquidas causan daños a las estructuras hidráulicas que están en contacto con ellas.

Entre los daños principales causados por los sólidos mencionamos los siguientes

- a) Sedimentación de embalses
- b) Dificultad en la operación de bocatomas y desarenadores

- c) Erosión del revestimiento de canales y túneles
- d) Sedimentación en conducciones hidráulicas
- e) Erosión de turbinas y bombas
- f) Sedimentación y erosión en puertos fluviales y marítimos
- g) Impedimentos para la navegación fluvial, etc.

a) Sedimentación de embalses. Cuando se construye una presa sobre el lecho de un río, ésta actúa como un gran desarenador y se produce la sedimentación de los sólidos acarreados por la corriente. Son numerosos los ejemplos de represamientos que han fracasado por colmatación acelerada. La colmatación representa la pérdida de volumen útil del embalse.

La colmatación de embalses es una realidad que no debemos perder de vista, especialmente en nuestro país donde las condiciones geológicas e hidrológicas suelen ser difíciles. De acá que nuestras obras de represamiento deban tener estudios sedimentológicos continuos. La terminación de una obra hidráulica no implica necesariamente la finalización de los estudios.

b) Dificultad en la operación de bocatomas y desarenadores. Hay proyectos en los que desde el punto de vista sedimentológico resulta fundamental el comportamiento de determinadas estructuras. Tal es el caso de bocatomas y desarenadores. Entre ambas estructuras existe una clara continuidad sedimentológica, por lo que preferimos hablar del sistema bocATOMA-desarenador.

Muchas bocatomas de la costa peruana han tenido en mayor o menor grado problemas originados por los sedimentos. A veces los problemas en las bocatomas se originan en la necesidad de mantener en el río un gasto lo suficientemente grande como para evitar sedimentación, y permitir el arrastre de los sólidos no captados. La construcción de una obra de toma representa una alteración de las condiciones normales del escurrimiento, y por lo tanto deben esperarse cambios fluviomorfológicos importantes como erosión y sedimentación. Con respecto al material sólido frente a una toma hay dos posibilidades: evitar su ingreso o provocar su decantación y purga inmediatamente después de su ingreso.

Todos estos problemas sólo pueden analizarse dentro de un conocimiento integral del río que incluya los aspectos sedimentológicos. Para estructuras de toma importantes es imperativo recurrir a un estudio en modelo hidráulico. En las bocatomas también se presentan problemas de erosión.

c) Erosión del revestimiento de canales y túneles. En los conductos hidráulicos, canales o túneles, puede producirse erosión del revestimiento como consecuencia de la presencia de sólidos y de una alta velocidad de la corriente. Los antiguos canales de la Joya y el túnel Chotano, de fuerte pendiente, presentaron grandes problemas de erosión y de destrucción del revestimiento. El túnel Chotano tuvo daños tan grandes que fue necesario proceder a su reparación total.

d) Sedimentación en conducciones hidráulicas. Cuando la velocidad es baja se presenta el problema contrario: sedimentación. La sedimentación en canales representa una disminución de la sección y una variación del coeficiente de rugosidad. Eventualmente aparece vegetación.

e) Erosión de turbinas y bombas. Otro de los graves problemas que originan los sólidos está en las centrales hidroeléctricas, específicamente en las turbinas. Las partículas sólidas, aun las más finas, causan erosión si la velocidad es suficientemente grande. Hay varios ejemplos de turbinas que en un tiempo relativamente breve han quedado inutilizadas. Así ocurrió con las turbinas de la C.H. de Machupicchu. Acá las partículas sólidas eran muy finas, menores que un décimo de milímetro, pero de gran abrasividad. En las mediciones efectuadas se encontró que para un gasto en el río de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ la concentración fue de $2 \text{ kg}/\text{m}^3$. Las centrales hidroeléctricas sobre el Rímac también sufren severos daños, habiéndose organizado un sistema para una reparación parcial y escalonada de sus turbinas.

La turbina Francis de la central hidroeléctrica de Pativilca también sufrió un agudo proceso de erosión. Como antecedente de la agresividad de este río puede señalarse que la bocatoma que

forma parte del proyecto hidroeléctrico fue dañada fuertemente por una crecida del río.

El poder destructor de los sólidos es básicamente una función de la concentración, calidad mineralógica, forma y tamaño de las partículas sólidas, así como de la velocidad, la que depende de la altura de caída y del tipo de turbina. La erosión resultante depende del tipo de turbina y de la aleación que la constituye.

f) Sedimentación y erosión en puertos fluviales y marítimos.

En los puertos fluviales y marítimos se presentan problemas de sedimentación y de erosión. Así, el puerto de Salaverry da lugar a tal grado de sedimentación que las operaciones portuarias se ven seriamente afectadas y es necesario recurrir a costosos dragados. También ha habido problemas de erosión en zonas vecinas.

g) Impedimentos para la navegación fluvial.

La navegación fluvial requiere de un calado mínimo. A veces la sedimentación lo disminuye tanto que dificulta o impide la navegación.

Los ejemplos mencionados son suficientes para concluir que los daños causados por los sólidos a las estructuras hidráulicas son muchos y que éstos pueden disminuir en la medida en la que tengamos un mejor conocimiento del transporte sólido.

5.4 Propiedades Físicas de los Sólidos

Las partículas que intervienen en el transporte sólido se pueden clasificar en cohesivas y no cohesivas. Las primeras son las que están adheridas unas a otras, lo cual representa para el transporte una fuerza adicional que se conoce como fuerza de cohesión. Los materiales cohesivos pueden encontrarse entre las arcillas y los limos. Los materiales no cohesivos carecen de esta fuerza adicional, y para ser arrastrados sólo ofrecen la resistencia proveniente de su propio peso y de su forma. Aquí consideramos sólo el comportamiento de los materiales no cohesivos.

Las principales propiedades físicas de las partículas sólidas

que más nos interesan son: Tamaño y Forma, Composición Mineralógica, Peso Específico y Velocidad de Caída. Estas propiedades se refieren a las partículas individuales y no al conjunto de ellas, como sería el caso de la porosidad o el peso específico aparente.

5.4.1 Tamaño y Forma

Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En el Cuadro 5.1 se presenta la perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), confeccionada en base al diámetro. El tamaño de los cantos rodados y guijarros se puede medir directamente. El de las gravas y arenas se mide mediante mallas, y el de limos y arcillas se determina por medio de sedimentación o con microscopio.

Para la determinación de la curva de distribución granulométrica de muestras muy pequeñas de arena se usa el tubo de acumulación visual.

La equivalencia de mallas y aberturas es la siguiente

Malla	Abertura (mm)
0,742"	18,850
0,525"	13,330
0,371"	9,423
# 4	4,760
# 5	4,000
# 8	2,380
# 10	2,000
# 18	1,000
# 20	0,840
# 30	0,590
# 35	0,500
# 40	0,420
# 50	0,297
# 60	0,250
#100	0,149
#200	0,074

CUADRO 5.1
CLASIFICACION DE PARTICULAS DE ACUERDO
A LA AMERICAN GEOPHYSICAL UNION (A.G.U.)
(Escala de Wentworth)

1) Cantos rodados (250-4 000 mm)	muy grandes grandes medianos pequeños	4 000-2 000 mm 2 000-1 000 mm 1 000-500 mm 500-250 mm
2) Guijarros (64-250 mm)	grandes pequeños	250-125 mm 125-64 mm
3) Gravas (2-64 mm)	muy gruesa gruesa media fina muy fina	64-32 mm 32-16 mm 16-8 mm 8-4 mm 4-2 mm
4) Arenas (0,062-2 mm)	muy gruesa gruesa media fina muy fina	2-1 mm 1-0,5 mm 0,5-0,25 mm 0,25-0,125 mm 0,125-0,062 mm
5) Limos (4 a 62 μ) = (0,004 a 0,062 mm)		
6) Arcillas (0,24 a 4 μ) = (0,00024 a 0,004 mm)		

$$1\mu = 10^{-3} \text{ mm}$$

Al realizar un análisis granulométrico por tamizado se obtiene la llamada curva de distribución granulométrica de la muestra. Al dibujarla en un papel semilogarítmico aparece como la indicada en la Figura 5.3.

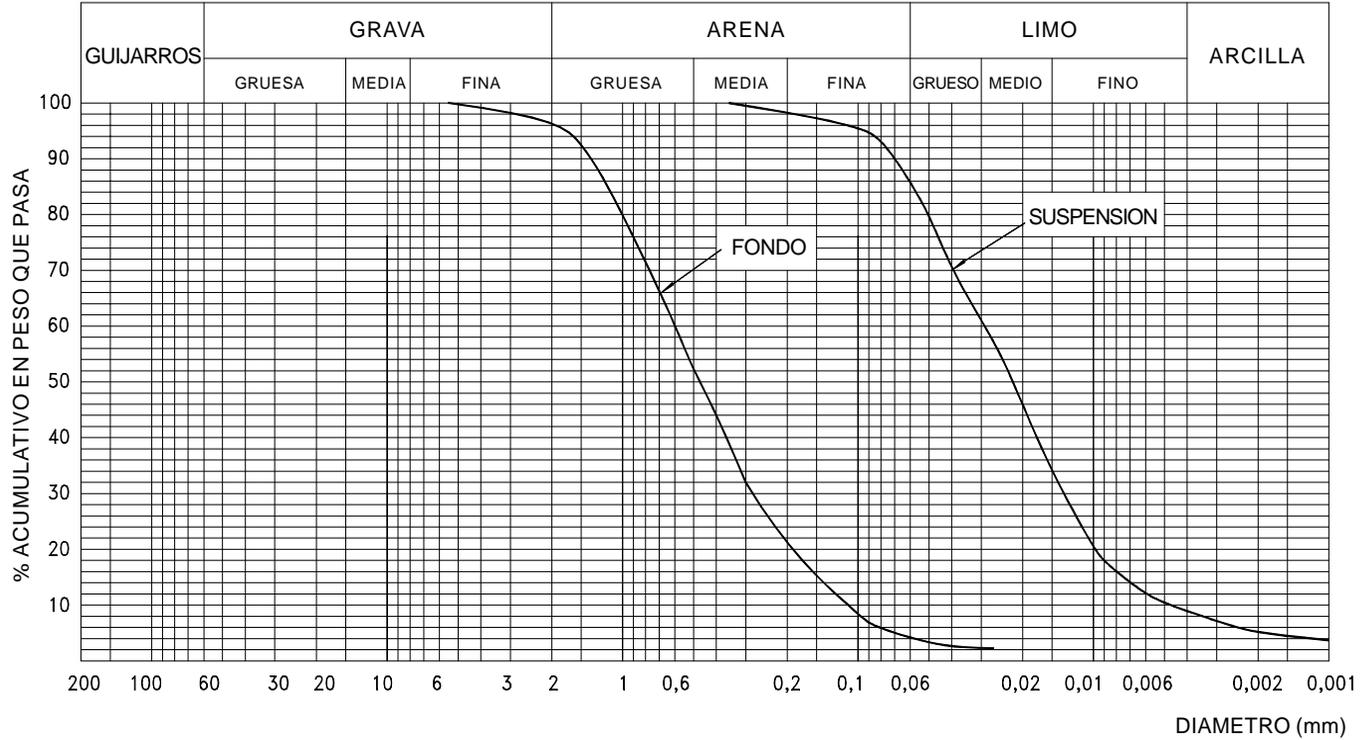


Figura 5.3 Distribución Granulométrica del Material Sólido del Rio Chira que ingresa al Embalse Poechos (Estación Ardilla)

En el estudio del transporte de sólidos existen diferentes criterios para tomar o elegir un diámetro representativo de la muestra. Así por ejemplo, es común tomar el diámetro que corresponde al 50% del porcentaje acumulado, denominándosele como d_{50} ; EINSTEIN, por ejemplo, toma el d_{65} y MEYER-PETER utiliza el llamado diámetro efectivo, que lo define como

$$d_m = \sum \frac{d_i \Delta p}{100} \tag{5.1}$$

siendo Δp un intervalo que se toma sobre el eje vertical de porcentajes y d_i el diámetro medio correspondiente al intervalo Δp , tal como se indica en la Figura 5.4.

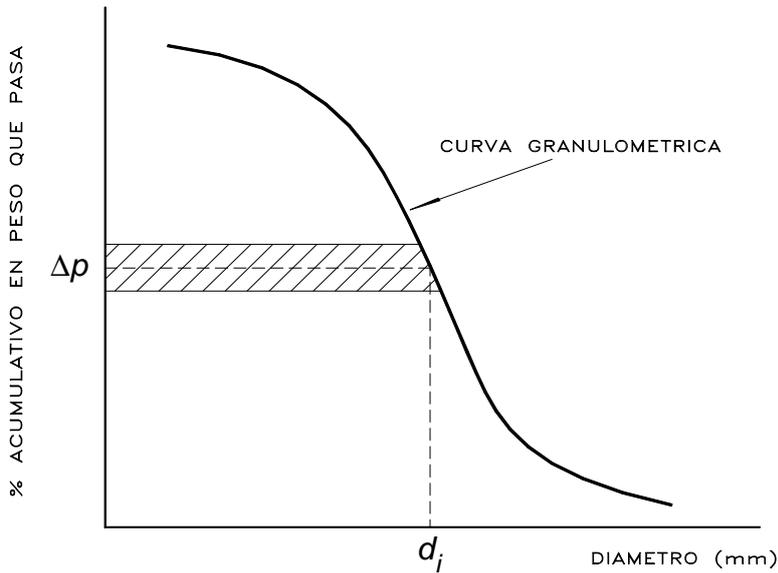
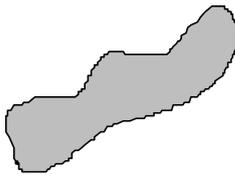
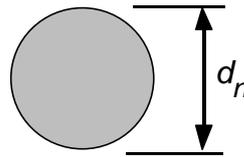


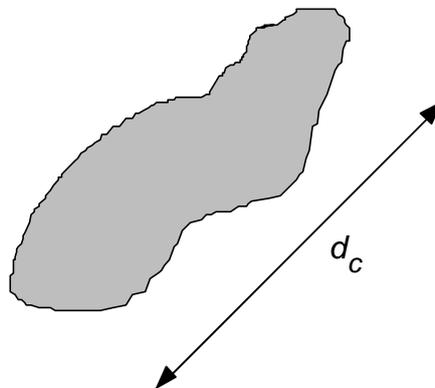
Figura 5.4 Gráfico ilustrativo del cálculo del diámetro efectivo

Con respecto al tamaño representativo de una partícula existen los conceptos señalados a continuación, originados en el U.S. Inter Agency Committee on Water Resources, Sub-Committee on Sedimentation.

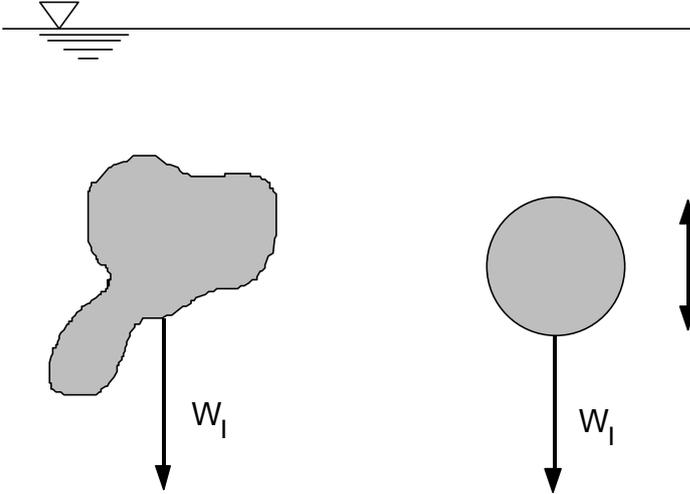
Diámetro Nominal. Es el diámetro de una esfera cuyo volumen es igual al de la partícula.

Volumen V_p Volumen V_p

Diámetro de Cribado. Es la abertura de malla mínima para que pase la partícula. Es el más usado por la facilidad para determinarlo. También se le llama diámetro de tamiz.



Diámetro de Sedimentación. Es el diámetro de una esfera del mismo peso específico cuya velocidad de caída terminal es igual a la de la partícula.



Diámetro de Sedimentación Normalizado ("Standard"). Es el diámetro de una esfera con peso específico relativo igual a 2,65, cuya velocidad de sedimentación terminal es igual a la de la partícula, cayendo ambas en una extensión infinita de agua destilada en reposo a 24°C.

Coefficiente de Uniformidad. Cuando obtenemos muestras del material sólido constituyente de un lecho fluvial, o del material en suspensión, y realizamos el respectivo análisis granulométrico, vemos con toda claridad el grado de uniformidad del material sólido.

En general en la Naturaleza no hay materiales uniformes. Hay dispersión de diámetros. Un criterio que es importante, y que se obtiene de la curva granulométrica, es el coeficiente de uniformidad que puede definirse como la relación d_{60}/d_{10} , siendo d_{60} y d_{10} los diámetros correspondientes al 60 y al 10% del material acumulado que pasa.

Un valor próximo a 1 indica un alto grado de uniformidad. Hay, sin embargo, varios otros criterios para definir el grado de uniformidad de una muestra de sólidos.

La curva de distribución granulométrica no es constante para un río. Varía a lo largo del tiempo en función de las mismas variables que determinan la intensidad del gasto sólido.

Con el fin de hacer referencia a la forma de la partícula existe el llamado factor de forma de COREY, definido como

$$F.F. = \frac{c}{\sqrt{a b}} \quad (5.2)$$

siendo: a la mayor longitud de la partícula, b la siguiente y c la menor, medidas a lo largo de tres ejes mutuamente perpendiculares

$$a > b > c$$

Un valor frecuente para el factor de forma de la arena es 0,7.

El concepto de factor de forma resulta ser más útil que los de esfericidad y redondez, que se usan algunas veces.

5.4.2 Composición Mineralógica

La composición mineralógica de los sólidos es muy variable. Depende de la naturaleza geológica de la cuenca. Puede ocurrir que en un mismo río se encuentren composiciones mineralógicas diferentes. Esto se debe a que se producen lluvias en distintas zonas de la cuenca, arrastrando cada vez materiales sólidos de composición mineralógica particular.

El análisis mineralógico indicará las cantidades de determinados elementos presentes en la muestra. Si la muestra corresponde a los materiales más finos es probable que la proporción de elementos abrasivos sea mayor que en una muestra que incluya materiales más gruesos.

Así por ejemplo, en los análisis correspondientes a los sólidos del río Mantaro se encontró que si

$d > 0,7$ mm	70% de los materiales son abrasivos
$0,4 < d < 0,7$ mm	80% de los materiales son abrasivos
$d < 0,4$ mm	90% de los materiales son abrasivos

Como una muestra de análisis mineralógicos ofrecemos en el Cuadro 5.2 los resultados correspondientes a los sólidos encontrados en el desarenador de la Central Hidroeléctrica de Machupicchu (río Vilcanota).

CUADRO 5.2
COMPOSICION MINERALOGICA

Muestra	Elementos	Resultados
1	SiO ₂	94,00 %
	Fe	4,94 %
2	SiO ₂	80,00 %
	Fe	4,48 %
3	SiO ₂	79,40 %
	Fe	4,13 %
4	SiO ₂	68,80 %
	Fe	4,48 %
5	SiO ₂	71,00 %
	Fe	5,17 %

En el río Tabaconas se encontró que las partículas con diámetros comprendidos entre 0,1 y 5 mm tenían un contenido de 30 a 34% de cuarzo, de 25 a 40% de feldespato y 8 a 33% de mica.

5.4.3 Peso Específico

Cada partícula sólida tiene su propia densidad ρ_s y su propio peso específico γ_s , que dependen de la composición mineralógica del material sólido originado en la erosión de la cuenca. Es muy frecuente la presencia de materiales cuarzosos, cuyo peso específico es de 2,65 t/m³.

En investigaciones en modelo hidráulico se usa materiales artificiales, cuyo peso específico es menor que el de las partículas

naturales.

Se denomina Peso Específico Relativo γ_s / γ a la relación entre el peso específico de los sedimentos y el peso específico del agua. Para el cuarzo su valor es 2,65.

Se denomina Peso Específico del material sólido sumergido a la expresión $\gamma_s - \gamma$. Se denomina Peso Específico Relativo del material sólido sumergido a la relación

$$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma \quad (5.3)$$

Para el cuarzo su valor sería 1,65.

El Peso Específico del agua cargada de sedimentos es

$$\gamma_{mezcla} = \frac{\gamma \gamma_s}{\gamma_s - c(\gamma_s - \gamma)} \quad (5.4)$$

c es la concentración (en peso, en forma de fracción) del material sólido en suspensión.

5.4.4 Velocidad de Caída

Se denomina velocidad de caída a la velocidad con la que cae una partícula sólida (sedimento) en una masa fluida ilimitada y en reposo. La velocidad de caída es un parámetro descriptivo de primera importancia en el estudio de la interacción flujo-sedimento. El conocimiento de la velocidad de caída de las partículas sólidas es importante, tanto para el estudio del Transporte de Sedimentos, como para resolver algunos problemas específicos: diseño de desarenadores, cálculo del Volumen Muerto por sedimentación de un embalse, o la reproducción de determinados fenómenos en un modelo hidráulico.

Debe tenerse presente que hidráulicamente es posible analizar el fenómeno de la caída, tanto considerando que una partícula (o un objeto, en el caso más general) se coloca en un fluido en movimiento, como considerando que el objeto se mueve en un fluido en reposo. En ambos casos el movimiento relativo es el mismo.

En principio, la velocidad de caída w_t varía con el tiempo. Al iniciarse la caída de una partícula su movimiento es acelerado. Si se tiene una partícula de una determinada forma cayendo en un fluido, su velocidad dependerá tanto de propiedades del fluido como de propiedades de la partícula, así como de la aceleración de la gravedad g . Las propiedades determinantes son: viscosidad μ y densidad ρ del fluido, tamaño d y densidad ρ_s de la partícula. Mediante sencillas transformaciones se llega a que la velocidad de caída de una partícula (de una forma dada) puede expresarse así

$$w_t = \varphi(\rho, \mu, \rho_s, d, \gamma_s, t) \quad (5.5)$$

Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal (es decir, cuando termina el movimiento acelerado), la velocidad de caída se hace constante e independiente del tiempo. La velocidad terminal w es también independiente de la densidad de la partícula, pues no hay aceleración. Entonces,

$$w = \varphi(\rho, \mu, d, \gamma_s) \quad (5.6)$$

La velocidad de caída terminal w , que es la que nos interesa, se describe mediante parámetros adimensionales que se obtienen a partir de las variables independientes señaladas.

Las partículas, cuya velocidad de caída se trata de determinar, pueden ser de las más diversas formas. Pueden ser partículas artificiales de distintos materiales y formas geométricas (esferas, cubos, etc.). Pueden ser partículas naturales (como arenas o limos), con formas de difícil definición geométrica.

Una partícula de volumen \forall que cae en una masa fluida está sujeta, cualquiera que sea su forma, a dos fuerzas: a) la que el fluido ejerce sobre la partícula, que en el idioma inglés se conoce con el nombre de "drag", y que usualmente se expresa en castellano como fuerza de arrastre, y b) la resultante de la fuerza de gravedad menos la fuerza de sustentación (principio de ARQUIMIDES). En consecuencia, como ambas fuerzas deben ser iguales, obtendremos la siguiente expresión

$$C_D A \rho \frac{w^2}{2} = (\rho_s - \rho) g \nabla \quad (5.7)$$

C_D es un coeficiente adimensional, de arrastre o de "drag", que depende de la forma y de la orientación de la partícula, así como de un Número de Reynolds (Reynolds-Partícula) conformado por la velocidad de caída y el diámetro de la partícula. A es el área de la partícula proyectada en la dirección del flujo. "Drag" es una palabra inglesa que significa arrastrar, tirar, arrastrar por el suelo. De ella derivan palabras en castellano como draga, dragar.

El Número de Reynolds-Partícula tiene la siguiente expresión

$$Re = \frac{w d}{\nu} \quad (5.8)$$

En cualquier caso puede establecerse que el área y el volumen de la partícula son proporcionales, respectivamente, al cuadrado y al cubo del diámetro. Como la partícula no es necesariamente esférica, el diámetro no es el esférico (puede ser el nominal). Por lo tanto,

$$A = K_1 d^2 \quad \nabla = K_2 d^3$$

Reemplazando en la ecuación (5.7) y operando se obtiene la siguiente ecuación

$$w^2 = \frac{2 g d (\gamma_s - \gamma) K_2}{C_D \gamma K_1} \quad (5.9)$$

Sí la partícula fuese esférica, entonces tendríamos

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \nabla = \frac{\pi d^3}{6} \quad \frac{K_2}{K_1} = \frac{2}{3}$$

Y obtendremos así finalmente

$$w^2 = \frac{4}{3} \frac{1}{C_D} g d \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}$$

o bien,

$$w = \sqrt{\frac{4 g d \Delta}{3 C_D}} \quad (5.10)$$

Δ es el peso específico relativo del material sólido sumergido. Hemos obtenido así la ecuación general de velocidad de caída de una partícula esférica.

El coeficiente C_D (drag), al que se llama coeficiente de arrastre, se determina, en general, experimentalmente. C_D depende tanto del Número de Reynolds-Partícula, como de la forma de la partícula

$$C_D = \phi (Re, forma) \quad (5.11)$$

Para una partícula de una forma determinada se tiene que

$$C_D = \phi (Re) \quad (5.12)$$

STOKES fue el primero en determinar analíticamente, en 1861, el coeficiente de arrastre de una esfera. Ha habido numerosas determinaciones del coeficiente C_D . Puede mencionarse los estudios experimentales de SCHILLER-SCHMIEDEL, LIEBSTER, ALLEN, WISELSBERGER, ARNOLD y otros. Ellos trabajaron con diferentes materiales (parafina, ámbar, acero, bronce, plomo, oro, plata, etc.) y varios fluidos (agua, aceite, aire, etc.).

En la Figura 5.5 aparece una curva que vincula, como resultado de las mediciones antes señaladas, el valor del coeficiente de arrastre C_D con el Número de Reynolds, para partículas esféricas aisladas cayendo en un fluido infinito.

Se observa que hay una parte de la curva (que es una recta en el dibujo logarítmico) para la cual puede establecerse que

$$C_D = \frac{24}{Re} \quad (5.13)$$

ecuación que es válida para $Re < 0,2$, aunque en la práctica se lleva su validez hasta $Re = 1$. Se observa asimismo que a partir de $Re = 1\ 000$, el coeficiente C_D se hace prácticamente constante e igual a 0,4 (hasta $Re = 2,5 \times 10^5$). Para valores del Número de Reynolds mayores, el coeficiente C_D disminuye.

La variación de C_D con Re tiene que interpretarse en función del sistema de líneas de corriente alrededor del objeto en estudio (una partícula esférica, por ejemplo).

Para $Re < 1$ hay un patrón de flujo bien definido (laminar). No hay separación. Es importante la fricción del contorno. Para $Re > 1$ aparecen los vórtices de KARMAN. Para valores de $Re > 10^3$, pero menores que $2,5 \times 10^5$, C_D es independiente del Número de Reynolds (turbulencia plenamente desarrollada).

Si reemplazamos la ecuación 5.13 en la ecuación 5.10 se obtiene

$$w^2 = \frac{1}{18} g d \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} Re \quad (5.14)$$

Sustituyendo el Número de Reynolds se llega a

$$w = \frac{1}{18} g \frac{d^2}{\nu} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad (5.15)$$

o a su expresión equivalente

$$w = \frac{1}{18} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\mu} d^2 \quad (5.16)$$

que es la conocida ley de STOKES. Está ley sólo es aplicable para el cálculo de la velocidad de caída de partículas esféricas, cuyo Número de Reynolds-Partícula sea menor que o igual a 1.

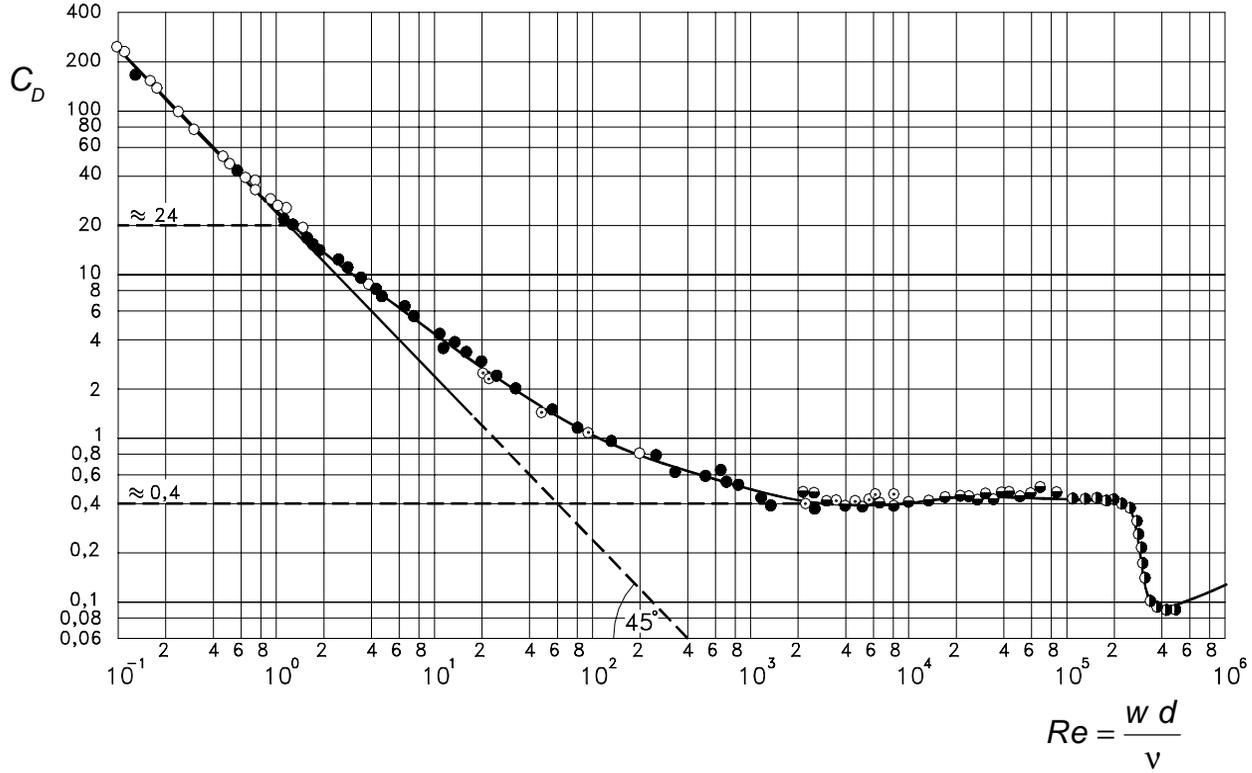


Figura 5.5 Relación entre el Coeficiente de Arrastre C_D y el Número de Reynolds - Partícula

Algunos investigadores estudiaron los valores del coeficiente C_D en esferas, con Re dentro del límite laminar. Así, OSEEN en 1927 estableció para $Re \leq 1$

$$C_D = \frac{24}{Re} \left(1 + \frac{3Re}{16}\right) = \frac{24}{Re} + \frac{9}{2} \quad (5.17)$$

En la práctica la validez de la ecuación de OSEEN se extiende hasta $Re = 5$. La ecuación de GOLDSTEIN (1929) es válida hasta $Re = 2$

$$C_D = \frac{24}{Re} \left(1 + \frac{3Re}{16} - \frac{19Re^2}{1280} + \frac{71Re^3}{20480} + \dots\right) \quad (5.18)$$

Para una partícula de determinado peso específico, cayendo en un cierto fluido, la velocidad de caída es proporcional al cuadrado del diámetro (zona laminar, $Re \leq 1$)

$$w = K d^2 \quad (5.19)$$

Así por ejemplo, para partículas esféricas de cuarzo, con un peso específico de $2,65 \text{ t/m}^3$, cayendo en agua a 20°C , la velocidad de caída para $Re \leq 1$ es

$$w = 895 d^2 \quad (\text{en mm/s y mm}) \quad (5.20)$$

Como el límite de aplicación de la ley de STOKES está dado por $Re = (w d / \nu) = 1$, se tiene que el máximo diámetro de partículas esféricas de cuarzo ($2,65 \text{ t/m}^3$), cayendo en agua a 20°C , cuya velocidad puede calcularse con la ley de STOKES es $0,1 \text{ mm}$, al que corresponde una velocidad de caída de 9 mm/s (aproximadamente).

La ley general de velocidad de caída de partículas esféricas, ecuación 5.10, puede también aplicarse a partículas esféricas de cuarzo y, para el sistema métrico, se obtiene

$$w = \frac{4,64}{\sqrt{C_D}} d^{1/2} \quad (5.21)$$

En la Figura 5.6 se aprecia la velocidad de caída de esferas de cuarzo en función de la temperatura del agua.

Para el cálculo de la velocidad de caída de partículas esféricas de un diámetro dado puede procederse del modo siguiente

1. Suponer un valor para la velocidad de caída
2. Calcular el Número de Reynolds-Partícula
3. Obtener del gráfico correspondiente el valor de C_D
4. Calcular la velocidad de caída
5. Comparar este último valor con el inicial, y proseguir hasta que los dos valores sean iguales

Hay, sin embargo, un gráfico ya preparado, para partículas esféricas, que permite eliminar los tanteos. Se calcula el valor de

$$\frac{(\gamma_s - \gamma) d^3 g}{\gamma v^2} \quad (5.22)$$

y de la Figura 5.7, preparada por YALIN, se obtiene $\frac{w d}{v}$

Para las condiciones particulares anteriormente señaladas (cuarzo, agua a 20°C) se tiene que el valor de las abscisas en la Figura 5.7 se reduce a 15 431 d^3 (d en mm).

La fuerza de arrastre es, según hemos visto,

$$F = C_D A \rho \frac{w^2}{2} \quad (5.23)$$

Si en esta ecuación general reemplazamos la expresión particular $C_D = 24 / Re$, se obtiene

$$F = 3 \mu \pi d w \quad (5.24)$$

que es la fuerza de arrastre de una partícula esférica cuyo Número de Reynolds sea menor que o igual a 1.

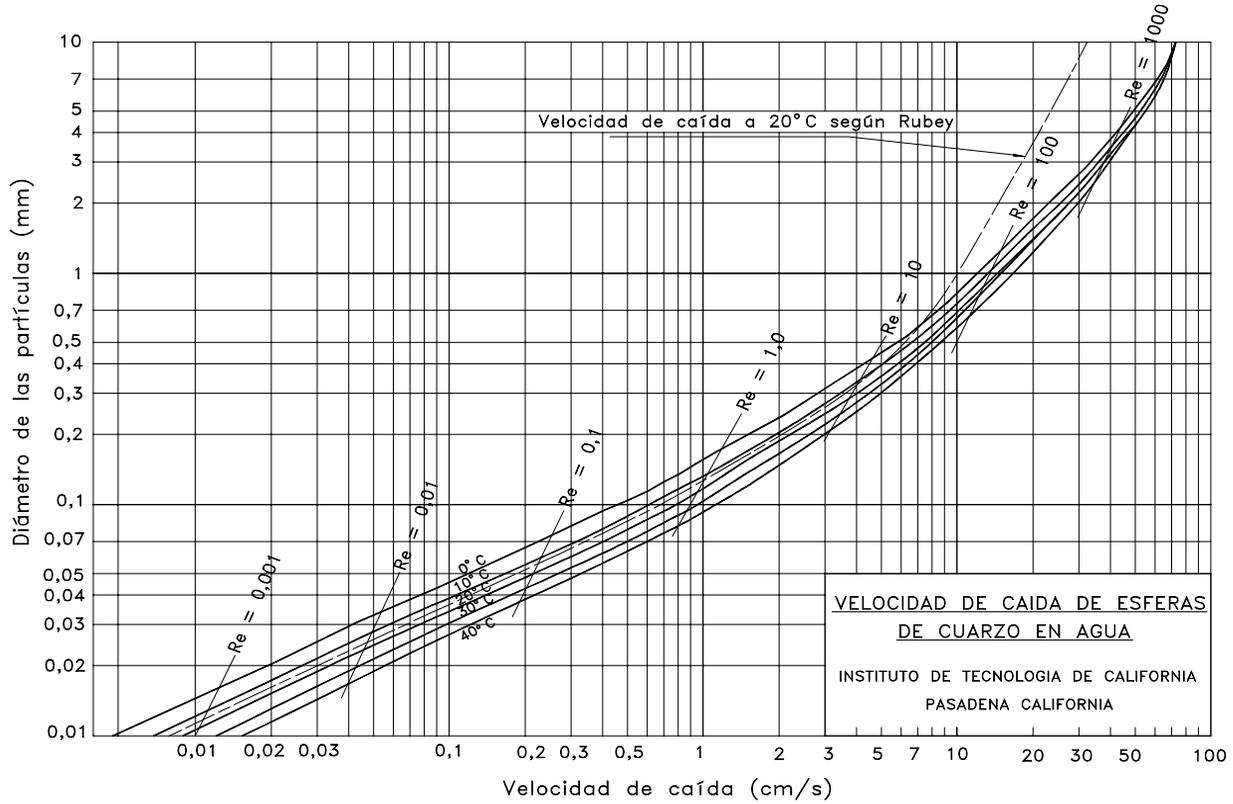


Figura 5.6 Velocidad de caída de esferas de cuarzo en agua

Para partículas no esféricas se tendrá

$$F = K (3 \mu \pi d w) \tag{5.25}$$

Los valores de K se obtienen del gráfico de Mc NOWN. Evidentemente que para partículas esféricas $K \approx 0.4$.

Para el cálculo de la velocidad de caída de partículas naturales (no esféricas) se puede usar el gráfico de SCHULZ, que da el coeficiente drag en función del factor de forma (shape factor) y que aparece en la Figura 5.8.

La concentración del material en suspensión también tiene influencia en la velocidad de caída. No es lo mismo una partícula aislada cayendo en un medio infinito, que un conjunto de partículas cayendo en un recipiente finito.

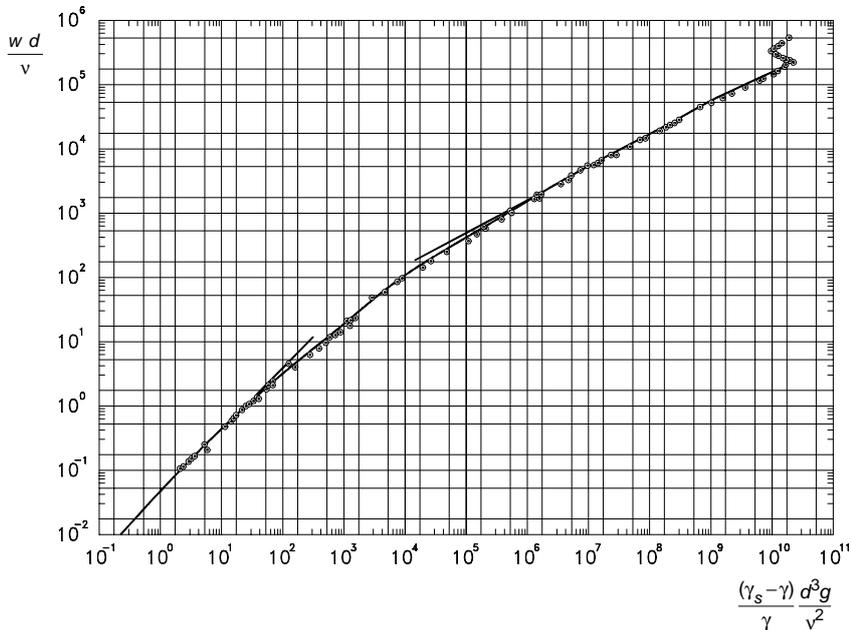


Figura 5.7 Gráfico de YALIN para el cálculo de la velocidad de caída

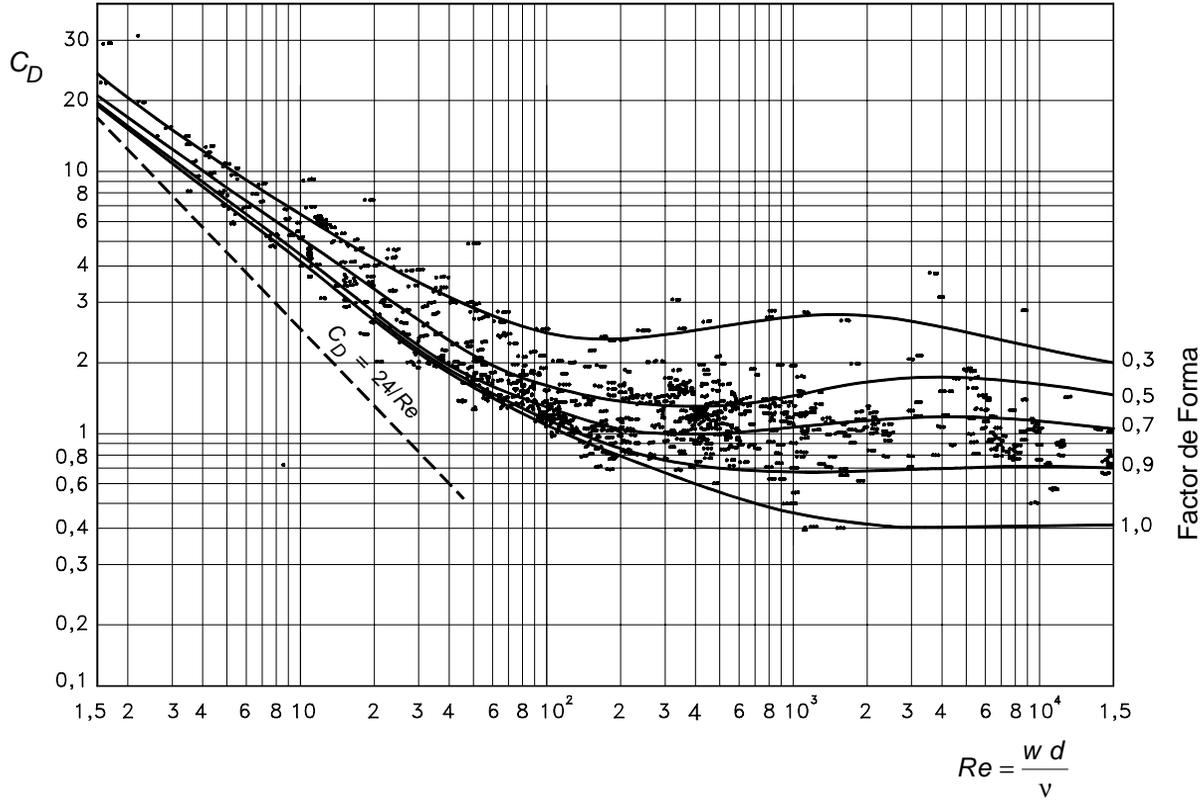


Figura 5.8 Gráfico de SCHULZ

5.5 Variabilidad del Transporte Sólido

El gasto sólido depende de una elevada potencia de la velocidad, es decir, que pequeñas variaciones de la velocidad producen grandes cambios en el transporte sólido.

Aguas arriba de una presa hay sedimentación porque disminuye la velocidad de la corriente. Un desarenador funciona como tal porque se logra disminuir la turbulencia. En la margen interior de una curva fluvial hay sedimentación, formación de playas y bancos, porque la velocidad disminuye.

Aguas abajo de una compuerta o un vertedero hay, en general, tendencia a la erosión porque la velocidad aumenta. El agua cargada de sedimentos erosiona las turbinas porque su velocidad es alta; de acá que desde el punto de vista sedimentológico es en muchos casos importante examinar la posibilidad de colocar una turbina Francis o Pelton. La margen exterior de una curva fluvial tiene tendencia a la erosión porque allí la velocidad es alta. De acá que este sea el lugar preferente para ubicar una obra de toma.

Afortunadamente las grandes avenidas no tienen una duración extraordinaria. Son, sin embargo, difíciles de medir. El error que se comete en la determinación de caudales sólidos y líquidos puede ser grande, especialmente en los primeros.

La avenida sólida puede ser aún más breve que la avenida propiamente dicha. Así por ejemplo, una crecida de 12 horas puede tener dentro de ella una gran avenida sólida ("cruce solide", como dicen los franceses) cuya duración sea mucho más corta, apenas unas breves horas. Esta es una característica de muchos torrentes, muy importante de tomarse en cuenta en el diseño y operación de las estructuras de captación.

A modo ilustrativo, para comprender mejor el transporte sólido durante una avenida, podríamos hacer el siguiente cálculo. Consideremos un caudal de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ fluyendo durante 30 días con una concentración media de $1 \text{ kg}/\text{m}^3$. Esto significa una masa sólida de 129 600 t. En cambio una crecida de $1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ que se mantenga durante un día con una concentración media de $10 \text{ kg}/\text{m}^3$ representa una masa de 1 296 000 t.

El río Namora (Perú), que nace a una altitud de 4 000 m (en la cordillera de Mishacocha), tiene hasta la estación Bocatoma un área de 460 km². Entre octubre de 1968 y setiembre de 1976 la masa media anual de sólidos en suspensión fue de 225 000 toneladas. Sin embargo, en marzo de 1975, la masa sólida en suspensión representó una cantidad igual a toda la masa sólida en suspensión del año hidrológico 1973-1974. Similar situación se presentó en este río en el mes de abril de 1970, cuya masa sólida en suspensión fue igual a la de todo el año hidrológico 1975-1976. Esto demuestra que cuando hacemos la evaluación del total de sólidos de un periodo largo, 100 años por ejemplo, la masa total está constituida esencialmente por la descargas sólidas producidas en los periodos de avenidas.

Esto tiene una gran importancia en la determinación del Volumen Muerto de un embalse. Generalmente se piensa que la incertidumbre que estos cálculos conlleva, depende esencialmente de nuestro pobre conocimiento de la ley de gasto líquido-gasto sólido (o de su inexistencia). Esto no siempre es cierto. A menudo se agrega otra incertidumbre, no menor, que es la relativa al número de avenidas, de una magnitud dada, que se presentará durante la vida útil del embalse. Significa esto, pues, una reafirmación de que el estudio sedimentológico forma parte de un estudio integral de la cuenca. Algo parecido ocurre cuando se diseña una bocatoma. Sabemos que las avenidas son las que llevan la mayor cantidad de sólidos, por lo que se requiere de un estudio hidrológico para conocer la frecuencia de una avenida dada, su probabilidad de ocurrencia y por lo tanto examinar la posibilidad y consecuencias de interrumpir la captación.

En el río Chira (Perú) un caudal de 100 m³/s puede significar algo así como 100 kg/s de gasto sólido en suspensión. Pero, un caudal de 1 000 m³/s (10 veces mayor) representa un gasto sólido de 15 000 kg/s (150 veces mayor). En esto radica la importancia del transporte sólido durante las avenidas.

El estudio de sedimentos permite conocer los valores característicos para preverlos en el diseño siempre y cuando se pueda adoptar normas de operación que sean realistas. Hay presas que se conciben de modo que las grandes avenidas pasen de largo,

a través de los aliviaderos, sin usar el reservorio para control de avenidas. Si no se opera de esta manera es evidente que habrá colmatación.

El transporte sólido de un río es variable a lo largo del año. Tiene una cierta vinculación con el gasto, pero no se puede establecer una ley genérica. Así como la masa líquida varía de año a año, lo mismo ocurre con la masa sólida. Los gastos muy grandes, que se presentan en épocas de avenidas, transportan la mayor cantidad de sólidos. Como las altas concentraciones de sólidos están asociadas con las avenidas, se tiene que la masa de sólidos durante un periodo de avenidas, representa, con respecto a la masa de sólidos de todo el año, un porcentaje mayor que el de la masa líquida durante el mismo periodo con respecto a la masa líquida anual.

En algunos ríos pequeños se ha observado que el 60% del agua y el 90% de sólidos de todo un año han sido descargados en unos pocos días de avenidas. En el río Mantaro se ha observado que durante los meses de diciembre a mayo pasa el 97% de su masa sólida anual. En los ríos Chira y Jequetepeque (Perú) se ha observado que en un año lluvioso, en 8 días de avenidas pasa el 50% de la masa sólida anual.

Se da el caso que en un año, a gastos iguales correspondan concentraciones diferentes. Se observó en un caso específico que para un caudal creciente, la concentración de material en suspensión era el doble que la correspondiente a la misma descarga, pero decreciente. Esto podría explicarse debido a que la descarga creciente representa la iniciación del periodo de lluvias en el cual la cuenca está prácticamente seca, con poca vegetación y gran erosionabilidad. En cambio, el gasto decreciente corresponde al final del periodo de lluvias en el que las condiciones de la cuenca son diferentes, presentando mayor vegetación y menor erosionabilidad. Otra explicación complementaria, muy razonable, sería decir que no existe correlación entre el gasto líquido y el gasto sólido.

El río Chilate (Perú), con una cuenca de 938 km² hasta la estación del Puente, tiene para el periodo 1970-76 una masa sólida promedio de materiales en suspensión de 600 000 toneladas por

año. Sin embargo, dentro de este corto periodo hay masas anuales que varían fácilmente en la proporción de 1 a 7. Así en el año hidrológico 1974-1975 la masa fue de 1 086 000 toneladas y en el año 1975-1976 sólo fue de 145 000 toneladas de sólidos en suspensión. De la gran masa que escurrió en 1974-1975, el 90% lo hizo en los meses de marzo y abril. El 4 de abril de 1975, se registró una concentración media diaria de 25 kg/m³.

El río Puclush, con una cuenca de 1 065 km², tiene para el mismo periodo una masa media de 468 000 toneladas de material en suspensión. En ese periodo hay dos valores extremos. En 1974-1975 la masa fue de 917 000 toneladas, pero al año siguiente este valor bajó a 101 000 toneladas. Durante los meses de marzo y abril de 1975 pasó el 90% de la masa anual.

El río Jequetepeque tuvo para el periodo 1968-1976 una masa total de materiales en suspensión de 18 millones de toneladas, medidos en la estación Ventanillas, de los cuales el 85% está constituido por lo transportado en los meses de marzo y abril.

El río Santa, que generalmente no presenta gran variabilidad en sus caudales líquidos, dadas las características de autorregulación de su cuenca, tiene sin embargo, grandes variaciones en sus caudales sólidos. En el Cuadro 5.3 se observa las masas anuales de sólidos en suspensión para el periodo 1979-1986.

CUADRO 5.3
MASAS ANUALES DE SOLIDOS EN SUSPENSION
DEL RIO SANTA (Estación Condorcero)

Años	Miles de Toneladas
1979	23 544
1980	8 899
1981	13 043
1982	11 280
1983	38 647
1984	51 724
1985	8 724
1986	17 907
Promedio	21 654

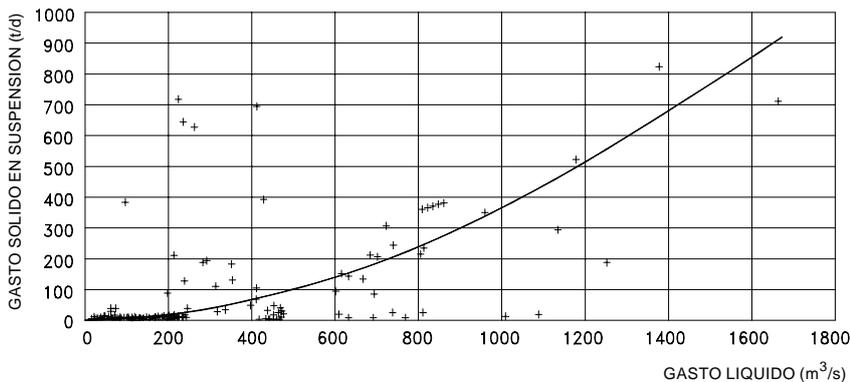
CUADRO 5.4

**RELACION PORCENTUAL DEL TRANSPORTE MENSUAL DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION EN EL RIO SANTA
(Estación Condorcerro)**

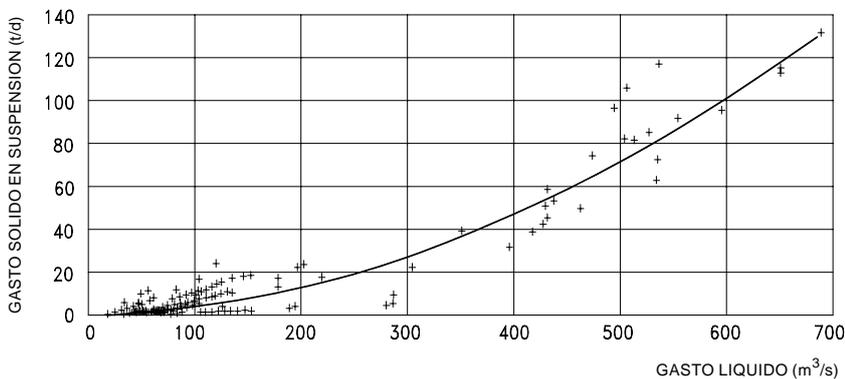
MES \ AÑO	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	PROMEDIOS 79 - 86
ENERO	1,5	6,5	8,7	2,4	24,3	2,7	3,2	33,3	10,3
FEBRERO	11	10,1	26,2	15,8	2,8	59,7	8,7	10,4	18,1
MARZO	78,3	7,3	49,6	16,8	31,2	27,3	56	11,8	34,8
ABRIL	5,9	9,7	1,4	4,6	33,9	8,4	24,2	28	14,5
MAYO	0,5	0,5	0,6	2,1	3,4	0,2	2,0	1	1,4
JUNIO	0,1	0,4	0,2	0,3	0,5	0,1	0,2	0,1	0,2
JULIO	0,1	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,4	0,2	0,2
AGOSTO	0,1	0,4	0,1	0,4	0,1	0,03	0,4	0,4	0,2
SETIEMBRE	0,7	0,6	0,1	0,9	0,1	0,01	1,01	0,4	0,5
OCTUBRE	0,3	12,1	2,8	12,8	0,3	0,6	0,6	0,7	3,8
NOVIEMBRE	0,4	17,3	5,7	21,9	0,1	0,4	1,4	1,4	6,1
DICIEMBRE	1,1	35	4,4	22,0	2,6	0,5	1,9	12,3	10
TOTAL	100								

Como una ilustración de la variabilidad temporal se muestra en el Cuadro 5.4 valores mensuales del gasto sólido en suspensión del río Santa expresados como porcentaje del total anual.

En la Figura 5.9 aparece la relación entre el gasto líquido y el gasto sólido en suspensión del río Chira para dos meses del año.



Mes de marzo



Mes de abril

Figura 5.9 Relación gasto líquido - gasto sólido en el río Chira para los meses de marzo y abril en los periodos 1981-1982 y 1984-1988

Capítulo 6

El Fondo Móvil

6.1 El Concepto de Iniciación del Movimiento

Para el estudio de la teoría del Transporte de Sedimentos y para la solución de numerosos problemas de ingeniería fluvial es necesario conocer las condiciones de iniciación del movimiento de las partículas constituyentes del lecho.

El conocimiento de las condiciones de iniciación del movimiento permite calcular el gasto sólido de fondo (el arrastre), así como dimensionar canales estables, diseñar sistemas de protección contra la erosión y resolver numerosos problemas de Hidráulica Fluvial.

Hay dos formas de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento. Una de ellas, que ya hemos mencionado, se refiere a la acción del esfuerzo de corte, o fuerza tractiva. El movimiento de las partículas del fondo empieza cuando la fuerza actuante τ_o (es decir, la fuerza tractiva) es igual a la fuerza tractiva crítica τ_c , o con mayor precisión $(\tau_o)_c$, que es propia de cada material constituyente del fondo. La otra forma es la determinación de la velocidad crítica V_c . Se denomina velocidad crítica de arrastre a la

velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento (el arrastre) de las partículas constituyentes del lecho. El gasto correspondiente a la iniciación del movimiento se denomina gasto crítico de iniciación del movimiento, o gasto crítico de arrastre, y se designa como Q_o . Es igual al producto del área de la sección transversal por la velocidad crítica V_c .

La iniciación del movimiento no sólo es difícil de determinarse, sino también de definirse. En un lecho natural hay partículas de la más diversa granulometría. En principio, cada partícula tiene su propia velocidad crítica. En un lecho constituido por un material de granulometría uniforme todas las partículas no son exactamente iguales, ni sufren de la misma forma la acción de la turbulencia. En consecuencia, la iniciación del movimiento es un fenómeno esencialmente probabilístico.

Como una ilustración de lo anterior conviene presentar las tres intensidades de iniciación del movimiento, tal como fueron definidas por KRAMER.

Movimiento Débil. Algunas de las partículas más pequeñas se mueven en lugares aislados. Se podría contar el número de partículas que se mueve en un centímetro cuadrado.

Movimiento Medio. Las partículas de diámetro medio están en movimiento en tal proporción que no es posible contarlas. El movimiento está generalizado, pero tiene una intensidad tan pequeña que no se produce deformación del fondo.

Movimiento General. El movimiento está generalizado en todo el lecho. El movimiento alcanza hasta partículas de un diámetro tal que se produce un lecho de configuración variable, que da lugar a las formas del fondo, constituyentes de las fases del transporte, que estudiaremos más adelante (rizos, dunas, etc.).

El fenómeno de iniciación del movimiento es complejo. Cada uno de los granos que constituye el lecho está sometido a las siguientes fuerzas

- a) Peso propio del grano sumergido (es decir, su peso menos el empuje de ARQUIMEDES)
- b) Fuerzas dinámicas de presión y corte originadas en el escurrimiento
- c) Fuerzas de reacción del grano sobre el fondo

La condición límite para la iniciación del movimiento corresponde a aquella en la que el peso de la partícula es igual a la fuerza de empuje.

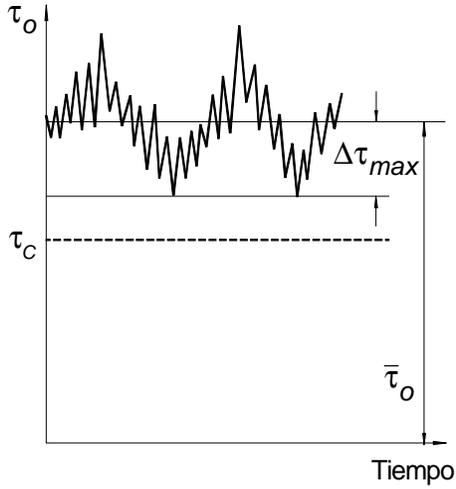
Cuando la iniciación del movimiento se define en términos de la fuerza tractiva hay que tener presente que debido a la turbulencia se presentan fluctuaciones de la velocidad, como consecuencia de las cuales la fuerza tractiva está sujeta a fluctuaciones instantáneas en el tiempo. Al respecto, tal como se aprecia en la Figura 6.1, GÜNTER ha señalado los tres casos siguientes

Caso A : $\bar{\tau}_o - \Delta\tau_{max} > \tau_c$. Expresión en la que $\Delta\tau_{max}$ es la máxima fluctuación de la fuerza tractiva media sobre el fondo $\bar{\tau}_o$. En consecuencia, el estado crítico es excedido el 100% del tiempo y todos los granos están en movimiento.

Caso B : $\bar{\tau}_o = \tau_c$. Los granos están expuestos al estado crítico el 50% del tiempo, lo que equivale a decir que en cada instante las condiciones críticas son excedidas por el 50% de los granos.

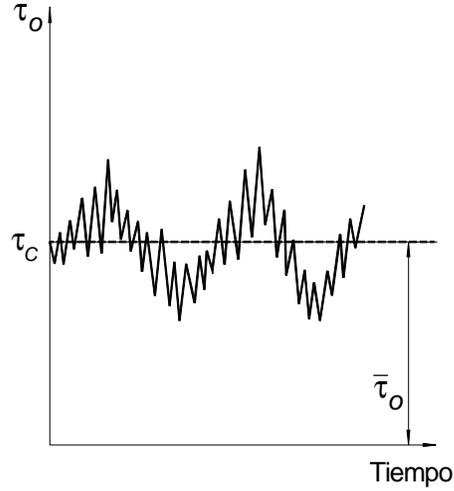
Caso C : $\bar{\tau}_o + \Delta\tau_{max} = \tau_c$. El estado crítico de iniciación del movimiento sólo se alcanza en algunos momentos (instantes), pero nunca es excedido. Corresponde a la iniciación o a la finalización del movimiento.

Los valores de la fuerza tractiva crítica para cada tipo de material sólido se obtienen experimentalmente. De la misma manera se puede conocer los valores de la velocidad crítica de arrastre.



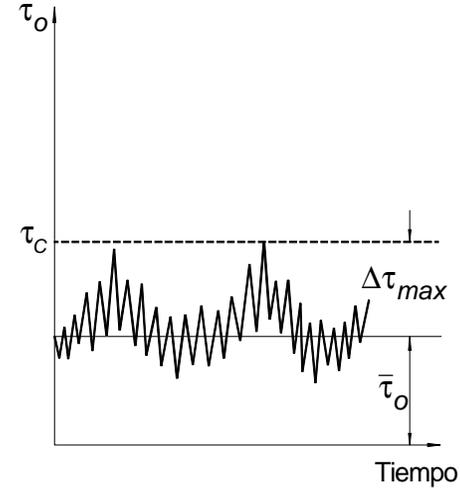
Caso A

$$\bar{\tau}_o - \Delta\tau_{max} > \tau_c$$



Caso B

$$\bar{\tau}_o = \tau_c$$



Caso C

$$\bar{\tau}_o + \Delta\tau_{max} = \tau_c$$

Figura 6.1 Influencia de las fluctuaciones en la Iniciación del Movimiento.

6.2 Criterio de SHIELDS

Se demuestra, como consecuencia de diversas investigaciones teóricas y experimentales, que la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro d puede describirse, cuando hay influencia de la subcapa laminar, como la relación entre los dos parámetros adimensionales siguientes

a) Parámetro de SHIELDS

$$\tau_c^* = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma) d} = \frac{\rho V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) d} = F_{cr}^* \quad (6.1)$$

b) Índice de Inestabilidad

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu} = 11,6 \frac{d}{\delta} \quad (6.2)$$

El significado de los símbolos es el siguiente

$(\tau_o)_c$: es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento. Se puede designar también como τ_c

V_* : es la velocidad de corte = $\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{gRS}$

Re_* : es un Número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula

δ : es el espesor de la subcapa laminar

Los otros símbolos ya han sido definidos anteriormente.

En el diagrama de SHIELDS (Figura 6.2) se presenta gráficamente la función

$$\frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma) d} = \varphi(Re_*) \quad (6.3)$$

como consecuencia de los trabajos experimentales realizados por él mismo y otros investigadores.

El primer miembro de la ecuación 6.3 corresponde al parámetro adimensional de la Fuerza Tractiva Crítica (Parámetro de SHIELDS) y se designa como τ_c^* o también como F_{cr}^* (ec. 6.1).

El segundo miembro es el Índice de Inestabilidad. Se le designa también con el nombre de Número de Reynolds corte referido al diámetro. Se designa como Re_* (ec. 6.2).

El diagrama de SHIELDS se basa en los resultados de numerosos investigadores, quienes trabajaron con materiales diversos (arena, ámbar, granito, vidrio, grava, etc.) El diagrama muestra la línea divisoria entre movimiento y reposo de una partícula en zonas de influencia viscosa.

El diagrama de SHIELDS mostrado en la Figura 6.2 tiene unas líneas rectas auxiliares para el diámetro y la velocidad de corte, las que permiten calcular las condiciones de iniciación del movimiento cuando se trata partículas de cuarzo ($\gamma_s = 2,65 \text{ t/m}^3$) y la temperatura del agua es de 12°C . Así por ejemplo, para una partícula de cuarzo de 0,5 mm se lee inmediatamente que la velocidad de corte V_* necesaria para la iniciación del movimiento es 0,0165 m/s (se verifica que el Número de Reynolds es de 6,6 y que el Parámetro de SHIELDS es 0,034).

Hay muchas formas de analizar este importante diagrama. Una de ellas consiste en distinguir cuatro zonas

Zona 1

$$\frac{V_* d}{\nu} < 2$$

El espesor de la subcapa laminar δ es mayor que el diámetro de las partículas (se debe recordar que $\delta = 11,6 \nu / V_*$)

Para $Re_* \leq 1$ se cumple que $Re_* \tau_c^* = 0,1$.

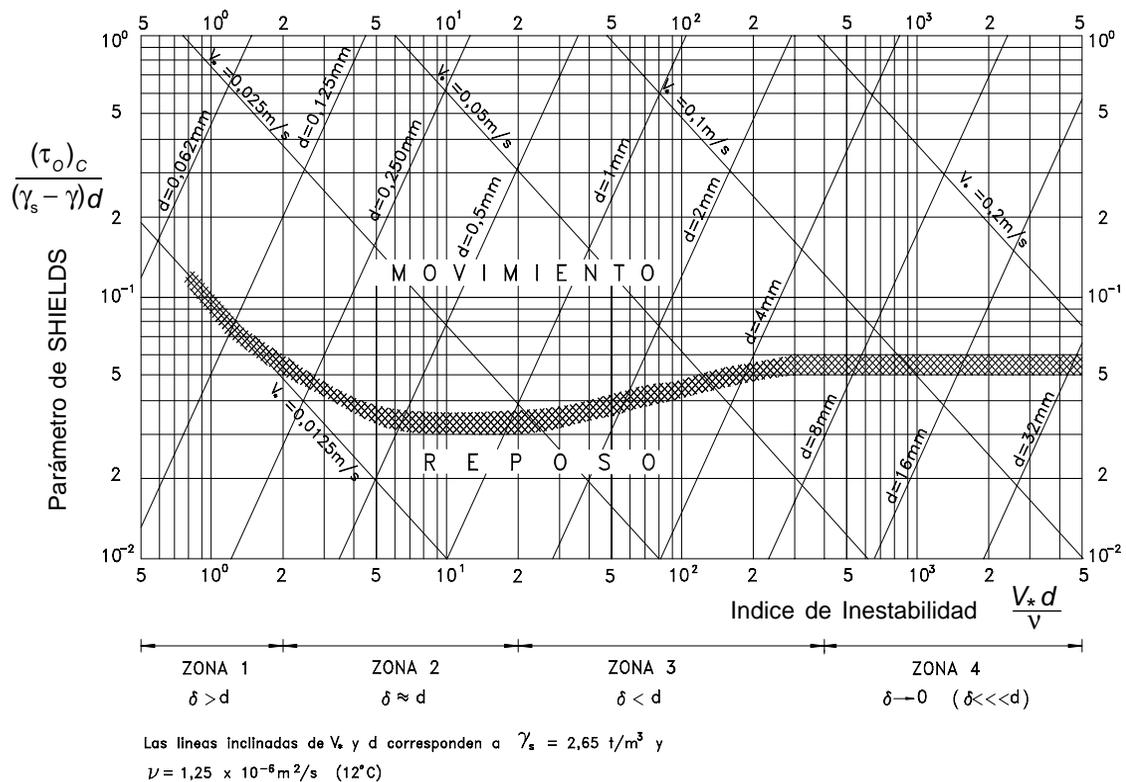


Figura 6.2 Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento

Zona 2

$$2 < \frac{V_* d}{\nu} < 20$$

El espesor de la subcapa laminar y el diámetro de las partículas son del mismo orden de magnitud. En esta zona, para $Re_* = 11,6$ se tiene que $d = \delta$ y el Parámetro de SHIELDS tiene su valor mínimo: $\tau_c^* = 0,033$

Zona 3

$$20 < \frac{V_* d}{\nu} < 400$$

El espesor de la subcapa laminar es menor que el diámetro de las partículas. El contorno se comporta como hidráulicamente rugoso.

Zona 4

$$\frac{V_* d}{\nu} > 400$$

La turbulencia se ha desarrollado plenamente. El Parámetro de SHIELDS tiende a ser constante y no depende ya del Número de Reynolds. La constante tiene un valor que generalmente se fija en 0,06.

Para la obtención de las condiciones de iniciación del movimiento mediante la aplicación del diagrama de SHIELDS se sugiere el siguiente método general (se conoce las características de las partículas, del fluido y la pendiente)

1. Suponer un valor para el Parámetro de SHIELDS τ_c^* con lo que se puede calcular $(\tau_o)_c$, puesto que

$$(\tau_o)_c = \tau_c^* (\gamma_s - \gamma) d \quad (6.4)$$

2. A partir del conocimiento de $(\tau_o)_c$ podemos calcular el tirante (supongamos por simplicidad que se trata de un canal muy ancho).

$$y = \frac{(\tau_o)_c}{\gamma S} \quad (6.5)$$

3. Ahora calculamos la velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{g y S}$$

4. Podemos entonces determinar el valor de Re_*

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu}$$

5. Comparamos este valor así obtenido con el que en el diagrama de SHIELDS corresponde a la iniciación del movimiento para el valor τ_c^* asumido en el punto 1 de esta secuencia. Si no son iguales se repite el procedimiento hasta lograr la igualdad.
6. Obtenido el valor correcto de Re_* se calcula el coeficiente C de CHEZY, que en el caso más general es

$$C = 18 \log \frac{6 R}{\frac{k}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (6.6)$$

Los coeficientes de esta expresión pueden variar ligeramente en función de determinados resultados experimentales. Si el contorno es hidráulicamente rugoso entonces $\delta \rightarrow 0$. El valor de k , rugosidad absoluta, depende de la granulometría del lecho. Para granulometría uniforme (contorno rugoso) el coeficiente C de CHEZY puede calcularse considerando $k=2d$.

$$C = 18 \log \frac{12 R}{2 d} = 18 \log \frac{6 R}{d} \quad (6.7)$$

En un canal muy ancho el radio hidráulico se hace igual al tirante.

7. Aplicamos la ecuación de CHEZY y obtenemos la velocidad media. En este caso la velocidad media es la velocidad crítica de arrastre (es decir, de iniciación del movimiento). No debe confundirse con la velocidad crítica que separa ríos y torrentes, que es un concepto diferente.
8. Puede finalmente calcularse q_o , que es el gasto crítico específico, o de iniciación del movimiento, (por unidad de ancho).

$$q_o = V_c y \quad (6.8)$$

$$Q_o = q_o B \quad (6.9)$$

B es el ancho del canal.

La razón por la cual hay que recurrir a un método de aproximaciones sucesivas radica en que la velocidad de corte aparece como dato de entrada para el cálculo de ambos parámetros.

YALIN presenta un diagrama equivalente al de SHIELDS, pero que elimina los tanteos, que es el que se ve en la Figura 6.3.

YALIN menciona también el diagrama de PETERSON (que se presenta referencialmente en la Figura 6.4), que es exclusivamente para partículas de cuarzo (arena y grava) en agua a 20°C

$$\Delta = 1,65, \nu = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Hay versiones más elaboradas del diagrama de SHIELDS en las que se toma en cuenta la profundidad relativa, es decir la relación entre el tirante y el diámetro de las partículas, y/d . De esta manera se obtiene una familia de curvas de SHIELDS, cada una para un valor particular de la profundidad relativa. Estas curvas basadas en la profundidad relativa y/d son muy importantes para

estabilidad de enrocados.

Para un Número de Reynolds suficientemente grande y para un material sólido y una pendiente determinada, la iniciación del movimiento se describe en función de la rugosidad relativa. Es este el caso más frecuente, que aparece cuando hay independencia de las fuerzas viscosas.

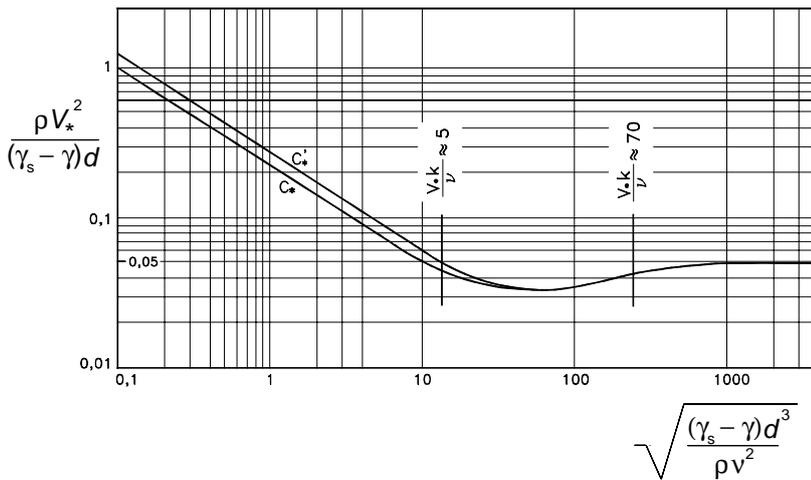


Figura 6.3 Diagrama de YALIN para la iniciación del Movimiento. La curva C'_* corresponde a sólidos de características diferentes a las consideradas por SHIELDS

6.3 Otras Fórmulas y Criterios de Iniciación del Movimiento

LANE estableció algunas fórmulas, que usualmente se presentan en forma gráfica, para la determinación de la fuerza tractiva crítica (de iniciación del movimiento). LANE estaba interesado en el diseño de canales estables. De acá que los valores que da de τ_o para la iniciación del movimiento son bastante más altos que los de SHIELDS. En realidad LANE considera que la iniciación del movimiento corresponde a un grado de movimiento más avanzado que el considerado por SHIELDS.

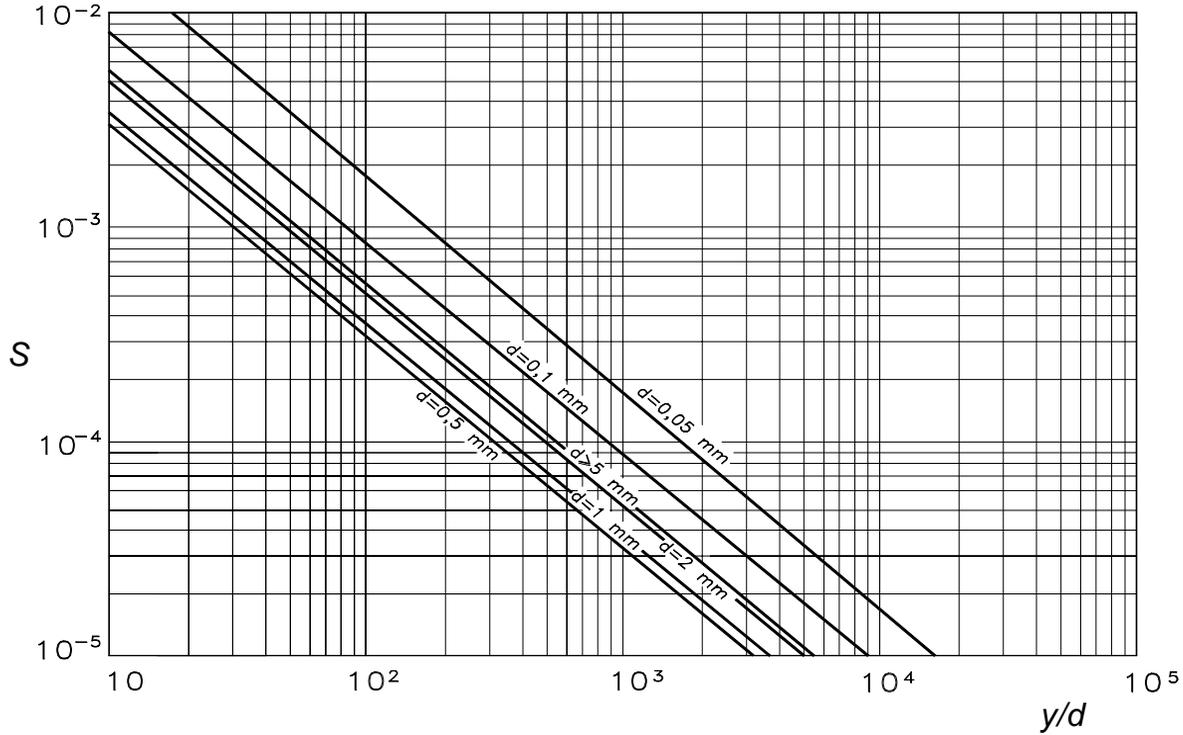


Figura 6.4 Diagrama de PETERSON para el cálculo de las condiciones de iniciación del movimiento de partículas de cuarzo ($\Delta = 1,65$) en agua a 20°C ($\nu = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

LANE proporcionó una serie de curvas que dan las condiciones críticas, de iniciación del movimiento, de un lecho granular no cohesivo, en función del contenido (nulo, bajo o alto) de material sólido en suspensión. (Figura 6.5).

En el Cuadro 6.1, preparado a partir del diagrama de LANE, se observa lo siguiente: a) para un mismo diámetro la fuerza tractiva crítica aumenta con la concentración de sólidos en suspensión, y b) cuando el diámetro aumenta disminuye la influencia de la concentración en la fuerza tractiva crítica.

CUADRO 6.1

FUERZA TRACTIVA CRITICA EN FUNCION DE LA CONCENTRACION (SEGUN LANE)

d(mm)	$(\tau_o)_c \text{ kg/m}^2$		
	Agua limpia	Baja concentración	Alta concentración
0,2	0,125	0,250	0,380
0,8	0,174	0,290	0,430
2	0,290	0,380	0,525
4	0,520	0,615	0,750

STRAUB realizó estudios sobre la iniciación del movimiento con el objeto de usar la fórmula de DU BOYS, que más tarde veremos, y que corresponde al cálculo del gasto sólido de fondo. Los valores de $(\tau_o)_c$ de STRAUB aparecen en la Figura 7.3. del capítulo siguiente. MEYER-PETER y MUELLER, autores de una conocida fórmula de gasto sólido de fondo, determinaron que para turbulencia plenamente desarrollada, y para $0,4 < d < 30\text{mm}$

$$(\tau_o)_c = 0,047 (\gamma_s - \gamma) d \tag{6.10}$$

KREY obtuvo una fórmula muy parecida

$$(\tau_o)_c = 0,076 (\gamma_s - \gamma) d \tag{6.10a}$$

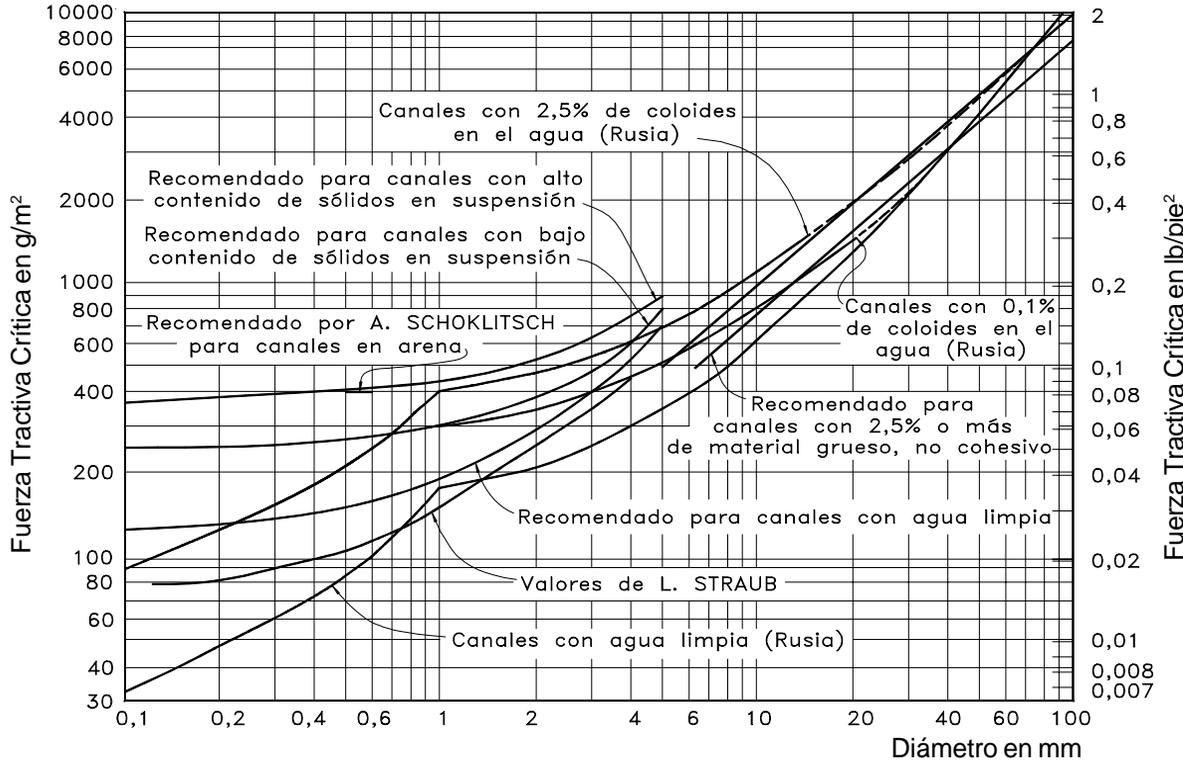


Figura 6.5 Diagrama de LANE

Como expresamos al empezar este capítulo, la iniciación del movimiento puede calcularse a partir de un valor de τ_o o a partir de la velocidad crítica de arrastre. Luego de haber examinado varios criterios de iniciación del movimiento por fuerza tractiva veamos algo sobre velocidad crítica.

MAZA y GARCIA FLORES propusieron para la velocidad crítica la siguiente expresión

$$V_c = 6,05 d^{0,35} R^{0,15} \quad (6.11)$$

R es el radio hidráulico. Esta fórmula es válida para cuarzo y para tirantes comprendidos entre 0,4 m y 10 m.

Para materiales de otros pesos específicos la fórmula general propuesta por MAZA y GARCIA FLORES es

$$V_c = 4,712 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} d^{0,35} R^{0,15} \quad (6.12)$$

En los Cuadros 6.2, 6.3 y 6.4, preparados por MAZA y GARCIA FLORES, aparecen valores ilustrativos del esfuerzo cortante crítico en kg por m² y de la velocidad crítica para diferentes valores del diámetro de las partículas, de peso específico 2,65 t/m³.

Tanto el criterio de SHIELDS, como los otros que han sido expuestos para la iniciación del movimiento, se basan en la suposición de que las partículas constituyentes del lecho son lo suficientemente grandes como para que la influencia de las fuerzas de cohesión sea despreciable. En estas condiciones la caracterización de la iniciación del movimiento resulta ser fundamentalmente una función del diámetro de las partículas. No ocurre lo mismo con los materiales cohesivos.

CUADRO 6.2

**ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN kg/m²
(SEGUN MAZA Y GARCIA FLORES)**

DIAMETRO (mm)	SHIELDS (27°C)	STRAUB	LANE (Agua Clara) $d_m = d_{75}$	MEYER PETER Y MUELLER	IGAWAKI 20°C
,1	0,0139	,080	,122	-	0,0182
,2	0,0158	,080	,125	-	0,0224
,3	0,0183	,087	,133	-	0,0259
,4	0,0231	,096	,139	,031	0,0281
,5	0,0284	,107	,147	,039	0,0300
,6	0,0342	,118	,155	,047	0,0341
,7	0,0400	,128	,166	,054	0,0387
,8	0,0482	,139	,174	,062	0,0425
,9	0,0543	,148	,184	,070	0,0486
1,0	0,0623	,161	,194	,078	0,0520
1,2	0,0780	,179	,217	,093	0,0660
1,4	0,0910	,200	,233	,109	0,0840
1,6	0,1160	,223	,257	,124	0,1030
1,8	0,1300	,245	,280	,140	0,1230
2,0	0,1540	,262	,300	,155	0,1380
2,5	0,2180	,323	,363	,194	0,1940
3,0	0,2590	,364	,410	,233	0,2300
4,0	0,3850	,461	,520	,310	0,3250
6,0	0,6000	,625	,481	,466	0,4780
8,0	0,8000	-	,641	,620	0,6390
10,0	1,000	-	,800	,776	0,8140
15,0	1,490	-	1,200	1,630	1,2380
20,0	1,980	-	1,600	1,551	1,6500
30,0	2,970	-	2,400	2,327	2,4750
40,0	3,960	-	3,200	3,100	3,3000
50,0	4,950	-	4,000	3,880	4,1250
60,0	5,940	-	4,800	4,650	4,9500
80,0	7,920	-	6,400	6,200	6,6000
100,0	9,900	-	8,000	7,760	8,2500
150,0	14,850	-	12,000	11,630	12,3750
200,0	19,800	-	16,020	15,510	16,5000
300,0	29,700	-	24,030	23,260	24,7500
500,0	49,500	-	40,050	38,770	41,2500

CUADRO 6.3

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN m/s
 (PARA UN TIRANTE DE UN METRO)
 (SEGUN MAZA Y GARCIA FLORES)

dm (mm)	LISCHTVAN LEVEDIEV	HJULSTROM	I.I. LEVI	U.S.S.R. y = 1m	NEILL	BOGARDI
0,06	,32	,244	,264	,226	-	-
0,10	,37	,180	,319	,245	-	-
0,20	,43	,180	,408	,292	-	-
0,30	,49	,180	,466	,343	-	0,10
0,40	,51	,180	,516	,371	-	0,20
0,50	,52	,190	,554	,400	-	0,23
0,60	,54	,210	,588	,420	-	0,24
0,70	,56	,220	,617	,464	-	0,26
0,80	,57	,230	,643	,495	-	0,27
0,90	,59	,240	,667	,520	-	0,29
1,00	,60	,260	,688	,535	-	0,30
1,20	,63	,280	,726	,550	-	0,33
1,40	,67	,300	,756	,580	-	0,35
1,60	,69	,320	,788	,600	-	0,37
1,80	,70	,340	,814	,610	-	0,39
2,00	,71	,360	,837	,620	-	0,41
2,50	,75	,400	,887	,660	-	0,45
3,00	,79	,460	,928	,700	0,62	0,49
4,00	,84	,590	,992	,740	0,70	0,56
6,00	,90	,760	1,077	,840	0,82	0,67
8,00	,99	,960	1,130	,930	0,92	0,77
10,00	1,05	1,150	1,166	1,030	1,01	0,85
15,00	1,18	1,520	1,210	1,230	1,19	1,02
20,00	1,32	1,770	1,230	1,310	1,33	1,16
30,00	1,58	2,130	1,352	1,540	1,56	-
40,00	1,85	2,440	1,435	1,780	1,76	-
50,00	2,00	2,590	1,495	1,960	1,92	-
60,00	2,17	2,740	1,540	2,120	-	-
80,00	2,48	3,000	1,600	2,450	-	-
100,00	2,80	3,250	1,634	2,740	-	-
150,00	3,35	-	-	3,600	-	-
200,00	3,80	-	-	4,080	-	-
300,00	4,35	-	-	-	-	-

CUADRO 6.4

**VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN m/s
(PARA UN TIRANTE DE UN METRO)
(SEGUN MAZA Y GARCIA FLORES)**

DIAMETRO (mm)	MEYER PETER Y MUELLER	SHIELDS	STRAUB	IWAGAKI
0,1	-	0,293	0,732	0,293
0,2	-	0,302	0,698	0,302
0,3	-	0,317	0,705	0,317
0,4	0,406	0,350	0,722	0,350
0,5	0,448	0,381	0,746	0,385
0,6	0,484	0,412	0,770	0,401
0,7	0,511	0,438	0,789	0,428
0,8	0,540	0,476	0,811	0,449
0,9	0,567	0,499	0,827	0,483
1,0	0,592	0,529	0,852	0,514
1,2	0,630	0,580	0,881	0,578
1,4	0,670	0,616	0,914	0,623
1,6	0,708	0,685	0,950	0,685
1,8	0,742	0,715	0,982	0,712
2,0	0,771	0,768	1,003	0,719
2,5	0,839	0,889	1,083	0,839
3,0	0,898	0,946	1,122	0,892
4,0	0,996	1,110	1,215	1,020
6,0	1,154	1,309	-	1,168
8,0	1,275	1,448	-	1,294
10,0	1,378	1,560	-	1,441
15,0	1,579	1,787	-	1,629
20,0	1,734	1,960	-	1,789
30,0	1,972	2,230	-	2,033
40,0	2,150	2,430	-	2,218
50,0	2,290	2,590	-	2,368
60,0	2,420	2,730	-	2,490
80,0	2,610	2,950	-	2,700
100,0	2,710	3,130	-	2,860
150,0	3,050	3,450	-	3,150
200,0	3,240	3,660	-	3,340
300,0	3,490	3,940	-	3,590
500,0	3,710	4,190	-	3,830

6.4 Fases del Transporte Sólido

Para un flujo de velocidad gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable y pasa por varios estados que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados, tal como se ve en la Figura 6.6, son los siguientes

Fondo Plano. Es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo; las más pequeñas entran eventualmente en suspensión.

Rizos. Al incrementarse la velocidad aparecen en el fondo ondulaciones de pequeña amplitud. Hay un aumento de resistencia. (Aumento del coeficiente de MANNING y disminución del de CHEZY). El Número de Froude es menor que 1.

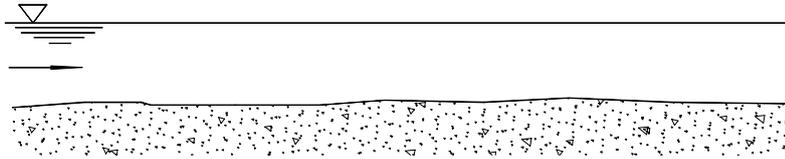
Dunas. La fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El Número de Froude es menor que 1.

Antidunas. Representan una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El Número de Froude es mayor que 1.

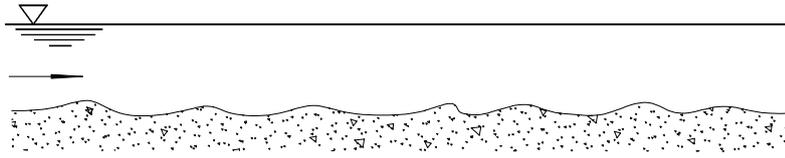
Fondo Plano. Aparece nuevamente para altas velocidades.

Los rizos y las dunas se distinguen entre sí por su tamaño. Se mueven en la dirección de la corriente, pero con una velocidad menor que la del flujo. No producen perturbaciones en la superficie libre. En cambio las antidunas pueden moverse en cualquier dirección o ser estacionarias. Producen perturbación en la superficie libre del escurrimiento.

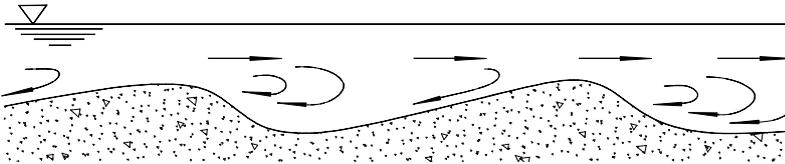
Aunque no se muestra en la figura ocurre que entre las fases de dunas y antidunas puede presentarse nuevamente un fondo plano.



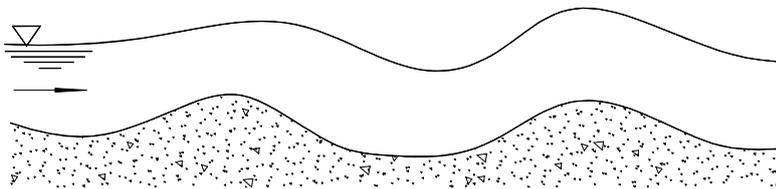
FONDO PLANO



RIZOS



DUNAS



ANTIDUNAS

Figura 6.6 Fases del Transporte Sólido

Estas fases pueden describirse de acuerdo con diferentes parámetros adimensionales. Presentamos acá los que fueron establecidos por LIU, ALBERTSON, RICHARDSON y otros. Dichos parámetros son

- a) $\frac{V_*}{w}$ *Número de Movilidad*: Que representa la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída de las partículas en aguas tranquilas.
- b) $\frac{V_* d}{\nu}$ *Índice de Inestabilidad*: Que representa la relación entre la velocidad de corte, el diámetro de la partícula y la viscosidad cinemática del agua.
- c) $\frac{d}{\delta}$ Que representa la relación entre el diámetro de la partícula y el espesor de la subcapa laminar. Al respecto conviene tener presente la ec. 4.11. Se observa que guarda correspondencia con el Índice de Inestabilidad.

La vinculación entre estos parámetros y las diferentes fases se muestra en la Figura 6.7.

Estas fases del transporte sólido de fondo se presentan cuando en el lecho predomina el material fino. En el caso de los torrentes que llevan material relativamente grueso no quedan definidas las fases mencionadas. Se considera que normalmente los rizos sólo se forman para materiales muy finos ($d < 0,6$ mm).

Se ha comprobado que la formación de rizos representa rugosidad adicional. Así, para el río Luznice, se observó que la formación de rizos determinó que el coeficiente n de KUTTER pasara de 0,0165 a 0,0334.

En algunos casos puede presentarse la llamada rugosidad múltiple. Ocurre cuando se tienen simultáneamente, en dos o más partes del fondo, fases diferentes.

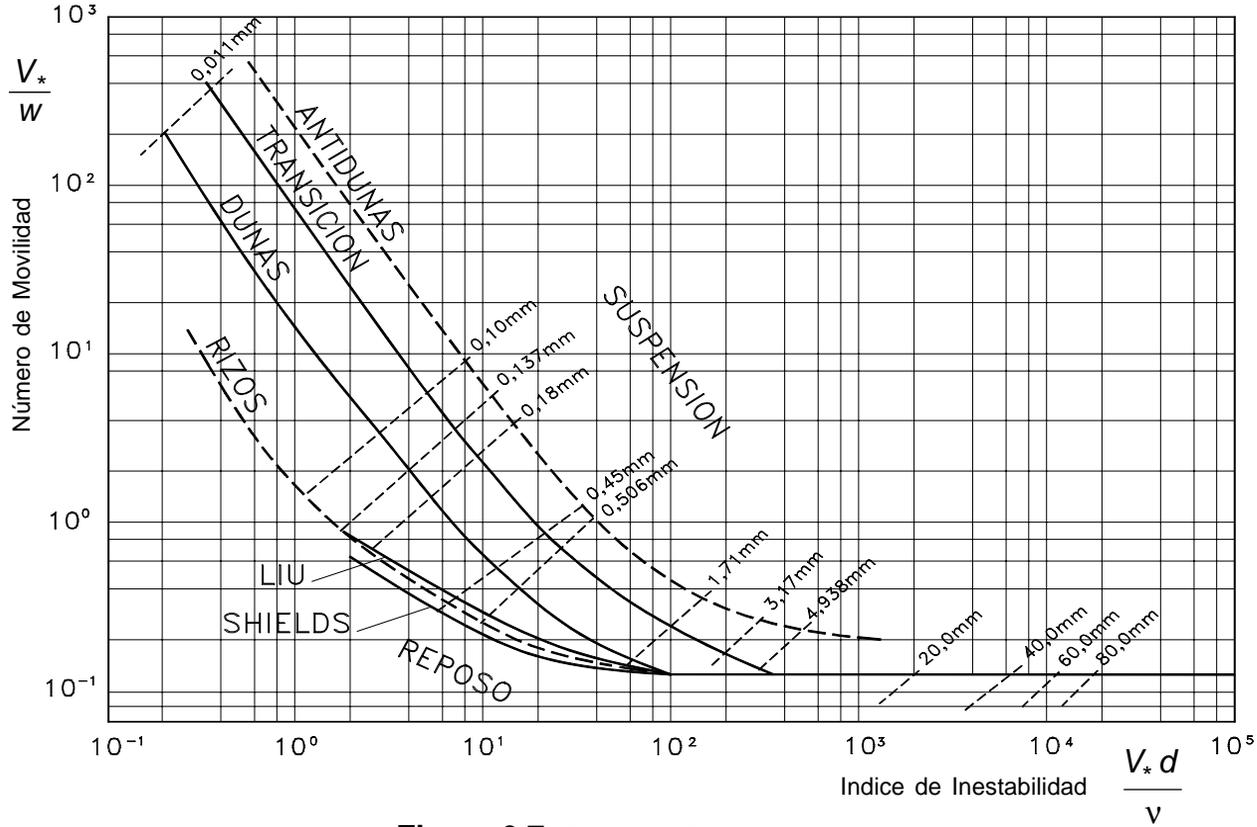


Figura 6.7 Fases del Transporte

6.5 Macro y Microrrugosidad. Descomposición del Coeficiente de Resistencia

Cuando un lecho fluvial presenta fases (rizos, dunas, etc.) entonces la resistencia al escurrimiento (rugosidad) no depende exclusivamente de la que se origina en el tamaño de los granos, sino también de la que se debe al tamaño y separación de las irregularidades del fondo (fases).

La tensión τ_o que se opone al escurrimiento resulta estar formada por la suma de τ'_o (debida al tamaño de los granos) y τ''_o (debida a las formas del fondo)

$$\tau_o = \tau'_o + \tau''_o \quad (6.13)$$

Aplicando este concepto al coeficiente n de KUTTER se tiene que su descomposición se puede establecer del modo siguiente.

El radio hidráulico R puede descomponerse idealmente en dos partes

$$R = R' + R'' \quad (6.14)$$

R' es la parte del radio hidráulico asociada a la microrrugosidad n' y R'' es la otra parte del radio hidráulico asociada a la macrorrugosidad n'' . Aplicando la fórmula de MANNING al total de la sección y a cada una de las partes en las que idealmente se le ha descompuesto, obtenemos

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{R'^{2/3} S^{1/2}}{n'} = \frac{R''^{2/3} S^{1/2}}{n''}$$

De cada una de estas ecuaciones obtenemos valores del radio hidráulico, que reemplazados en la ecuación 6.14 dan

$$\frac{V^{3/2} n^{3/2}}{S^{3/4}} = \frac{V^{3/2} n'^{3/2}}{S^{3/4}} + \frac{V^{3/2} n''^{3/2}}{S^{3/4}}$$

Como la velocidad y la pendiente son únicos se llega a

$$n^{3/2} = n'^{3/2} + n''^{3/2} \quad (6.15)$$

6.6 Acorazamiento del Lecho Fluvial

El acorazamiento es un fenómeno natural que bajo determinadas circunstancias se presenta en un lecho móvil. Imaginemos el fondo de un río constituido por partículas de diversa granulometría. En principio, como sabemos, cada partícula empieza a moverse cuando la fuerza tractiva de la corriente iguala y luego excede la fuerza tractiva crítica de iniciación del movimiento, que es propia de cada partícula.

Como consecuencia de lo anterior resulta que para el flujo creciente, sobre un lecho móvil, en el que no haya aporte de sólidos de aguas arriba (como pudiera ser en un tramo fluvial ubicado aguas abajo de un embalse o en un canal de laboratorio) se pondrán en movimiento sucesivamente las partículas empezando por las más finas, luego las medianas y así hasta llegar al máximo tamaño de partículas que puede ser movida por el caudal existente.

Al llegar a este momento se tendrá que la capa superficial del lecho fluvial sólo estará constituida por las partículas más gruesas, pues las más finas fueron arrastradas por la corriente: decimos entonces que el lecho está acorazado, tal como se ve en la Figura 6.8.

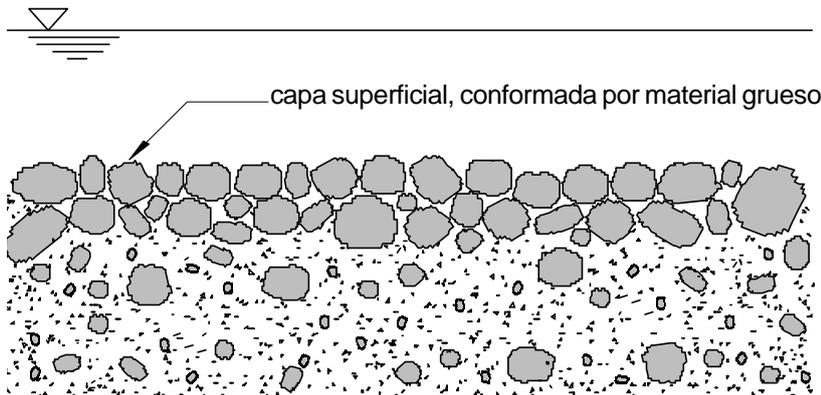


Figura 6.8 OA 5008 1 200 003 5 1 500 2 21 500

Naturalmente que debajo de la capa superficial de acorazamiento, que en inglés se llama "armour layer", estará el lecho fluvial con la granulometría correspondiente a las condiciones originales. Si se presentase posteriormente un caudal mayor, entonces, al fluir éste sobre el lecho acorazado llegará un momento en el que empiece a transportar las partículas más gruesas constituyentes de la coraza, hasta llegar a la ruptura de ésta. Aparece entonces nuevamente el lecho con su granulometría original y con las correspondientes condiciones de transporte. En la Figura 6.9 se aprecia las granulometrías correspondientes.

Desde el punto de vista práctico el acorazamiento significa que una fracción (la más gruesa) de los sólidos de fondo actúa como elemento protector contra la erosión. El desconocimiento del fenómeno del acorazamiento puede llevar a una interpretación equivocada de los fenómenos observados. De acá que debemos tener presente la posibilidad de acorazamiento.

FALCON, citando los trabajos de LIVESEY, menciona que en la presa Fort Randall en South Dakota, USA, se había previsto aguas abajo de ella un descenso de 15 ft del lecho fluvial por degradación a lo largo de 10 años. Sin embargo, el descenso ocurrido fue sólo de 3,5 ft debido al acorazamiento del lecho.

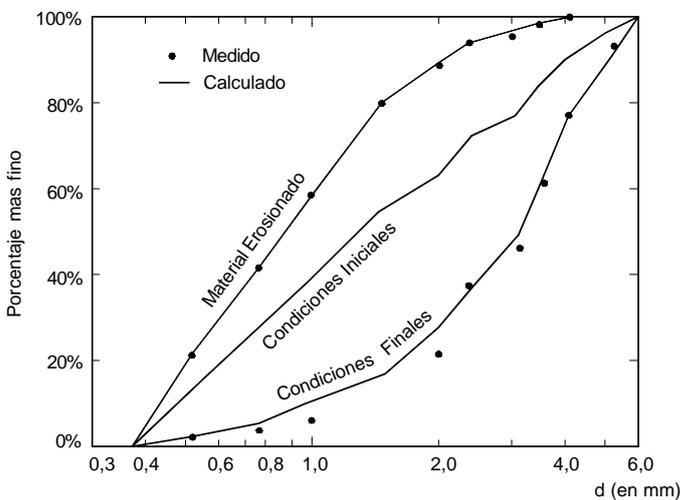


Figura 6.9 Composición granulométrica del lecho antes y después del acorazamiento

Capítulo 7

Gasto Sólido de Fondo

7.1 Problemática General

La determinación del gasto sólido fluvial está, en primer lugar, fuertemente relacionada con las características de la cuenca. Específicamente con su erosionabilidad, y por lo tanto, con la producción de sedimentos. De acá que la cuantificación del gasto sólido debe empezar por el conocimiento de la cuenca.

Como lo hemos visto en el Capítulo 2 la erosión de las cuencas es un fenómeno de intensidad variable, en el tiempo y en el espacio. Esta es una de las causas por las que el gasto sólido es tan variable en el tiempo. El conocimiento de esta variabilidad, y de su origen, es fundamental para la evaluación del gasto sólido fluvial.

Evidentemente que si no existe erosión de la cuenca, tampoco existirá transporte sólido en el río. Esto ocurre frecuentemente en los ríos, en algunas épocas del año. Por el contrario, si como consecuencia de los factores ya conocidos, la erosión de la cuenca es grande, también lo será el gasto sólido. Esta es la situación que se presenta en los meses lluviosos.

La determinación del gasto sólido está también relacionada con las características hidráulicas del río. Como consecuencia de estas características (pendiente, velocidad, tirantes, rugosidad, etc.), de la granulometría, y de otras propiedades del material sólido, éste se transportará como de fondo o de suspensión.

Toda corriente posee una capacidad de transporte sólido de fondo determinada. Lo que, en otras palabras, significa que un río no tiene una capacidad ilimitada para arrastrar sólidos.

Se denomina Capacidad de Transporte a la máxima cantidad de material sólido de fondo, de una cierta granulometría, que una corriente puede transportar con un gasto dado. La capacidad de transporte constituye un máximo, que un río no siempre alcanza.

El gasto sólido que lleva un río en un momento determinado puede ser menor que su capacidad de transporte. Así, un río que escurre sobre un fondo constituido por piedras de gran tamaño puede tener como consecuencia de su velocidad una gran capacidad de transporte, pero en realidad pudiera no haber transporte sólido (debido al gran tamaño de las piedras que constituyen el lecho). En un caso como éste se dice que el río se encuentra en estado de erosión latente. Este caso es frecuente en ciertos torrentes. Cuando un río transporta su máxima capacidad de sólidos se dice que se halla en estado aluvional o de saturación.

7.2 Metodología Básica

Existen muchas fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo. Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte, no el gasto sólido real, de una corriente para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado. Estas fórmulas se caracterizan por tener diversos orígenes y corresponder a diferentes concepciones del modo como ocurren los fenómenos. Unas tienen base exclusivamente teórica y otras son de origen experimental. Lo ideal es combinar adecuadamente ambas metodologías.

En general las fórmulas para el gasto sólido de fondo son aplicables a un canal prismático, con movimiento permanente y

uniforme, flujo bidimensional y material sólido con granulometría bien definida. ¿Qué ocurrirá al aplicar estas fórmulas a un río, en el que el flujo es variable, la sección transversal no bien definida, la granulometría diversa y el flujo esencialmente tridimensional? Evidentemente que nos estaremos apartando de las hipótesis básicas que se usaron en la deducción de las fórmulas, y, en consecuencia, los resultados diferirán de los reales.

Siempre hay que tener presente la existencia de dos conceptos diferentes: el "canal ideal" que existe en nuestras mentes y el "canal real", o río, que existe en la Naturaleza.

Probablemente todas las fórmulas son más o menos confiables en la medida en la que su aplicación se restrinja a las condiciones para las que fueron establecidas. En tal sentido, las fórmulas no son "buenas" ni "malas"; el "bueno" o el "malo" es el ingeniero cuando las usa.

Una de las esquematizaciones más grandes que se hace en Transporte de Sedimentos es la introducción del concepto de "diámetro" de las partículas sólidas. Como las partículas que tiene un río no son esféricas, no tienen en realidad diámetro y, tenemos que incluir conceptos supletorios para definir el tamaño de las partículas, tal como lo hemos visto en el Capítulo 5. En Hidráulica Fluvial se usa frecuentemente el concepto de velocidad de caída para estudiar el comportamiento del material sólido y describir su tamaño.

Para el estudio del gasto sólido es importante la consideración de la fuerza tractiva crítica $(\tau_o)_c$, que estudiamos en el Capítulo 6. Ahora utilizaremos una notación simplificada del mismo concepto: τ_c .

Para el cálculo del gasto sólido de fondo hay que hallar la naturaleza de la siguiente función

$$t_F = A_1 (\tau_o - \tau_c)^{B_1} \quad (7.1)$$

t_F es el gasto sólido de fondo específico (por unidad de ancho), A_1 y B_1 dependen de la fórmula particular de que se trate, $(\tau_o - \tau_c)$ representa el exceso de fuerza tractiva de la corriente

con respecto a τ_c , que es la fuerza tractiva de iniciación del movimiento.

Las fórmulas para el gasto sólido de fondo podrían también expresarse así

$$t_F = A_2 (Q - Q_0)^{B_2} \quad (7.2)$$

o con otras expresiones análogas. A_2 y B_2 dependen de la fórmula particular de que se trate. Q_0 , como sabemos, es el gasto crítico de iniciación del movimiento.

Se demuestra que las fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo, que más adelante examinaremos, pueden expresarse como relaciones entre los dos Parámetros Adimensionales siguientes

X es la Intensidad de Transporte

$$X = \frac{t_F}{d^{3/2} \sqrt{g \Delta}} \quad (7.3)$$

Y es la Intensidad de Movimiento. En esencia es la inversa del Parámetro de SHIELDS (ec. 6.1). μ es el coeficiente de rizos, que expresa la incidencia de las formas del fondo en la resistencia del lecho.

$$Y = \frac{\Delta d}{\mu R S} \quad (7.4)$$

Entre ambos parámetros existe una función que genéricamente corresponde a

$$\frac{t_F}{d^{3/2} \sqrt{g \Delta}} = \varphi \left(\frac{\Delta d}{\mu R S} \right)$$

que equivale a las ecuaciones 7.1 y 7.2.

7.3 Metodología de Cálculo

El cálculo del gasto sólido de fondo, que normalmente forma parte de un estudio sedimentológico, debe empezar por estudios y reconocimientos de campo. Los mismos que, como sabemos, se inician en la cuenca. Hay un factor adicional que se debe tener en cuenta; éste es que los estudios sedimentológicos se hacen para el futuro, como parte de un proyecto que se va a desarrollar en el tiempo. En consecuencia debemos evaluar los factores que intervienen en el comportamiento de la cuenca y su evolución en los años venideros en concordancia con la vida del proyecto.

Luego viene el estudio del río, cuyas características hidráulicas deben conocerse en detalle. En un río todo es variable: los caudales líquidos y sólidos, los tirantes, las velocidades, los niveles, la granulometría, la rugosidad y, en general, todo lo asociado al río. Esta rapidísima descripción de la variabilidad fluvial podría ahondarse mucho más. También es variable la composición mineralógica del material sólido, la forma de las partículas, la temperatura del agua, la viscosidad, etc. La variabilidad es una gran dificultad, pero es la esencia de lo que es un río.

Como parte del estudio del río debemos escoger un tramo fluvial característico. Los ríos, como sabemos, no son rectos; tienen muchas curvas y en ellas predomina la tridimensionalidad. Debemos, pues, escoger un tramo más o menos recto, al que consideraremos representativo del río y que, naturalmente, debe aproximarse a las condiciones en las que se han establecido las fórmulas, en especial aquéllas que pensamos utilizar para el cálculo del gasto sólido.

Escogido el tramo característico del río debemos hacer un estudio hidráulico que comprenda los aspectos topográficos, batimétricos e hidrométricos. Los elementos hidráulicos de dicho tramo deben satisfacer una ecuación como la de CHEZY o MANNING. El reconocimiento de campo debe incluir los aspectos morfológicos del río, la presencia de playas, bancos y áreas de inundación.

La selección de una fórmula para el cálculo del gasto sólido de fondo es una tarea ardua. Juegan papeles importantes la experiencia, la intuición y los conocimientos teóricos del ingeniero.

7.4 Función Transporte

Anteriormente hemos expuesto que existe una vinculación entre el gasto líquido y el gasto sólido. A esta vinculación suele llamársele ley gasto líquido-gasto sólido. Se le llama también Función Transporte.

En la Figura 7.1 se representa esquemáticamente la Función Transporte.

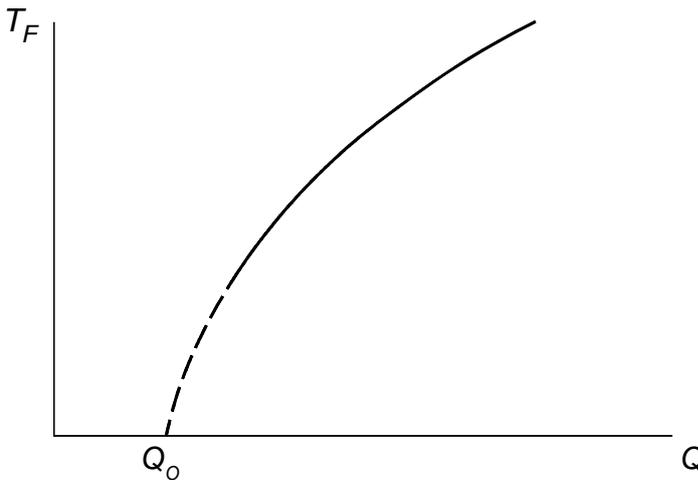


Figura 7.1 Función Transporte

Se observa con toda claridad que para $Q < Q_0$ no hay transporte de fondo. Lo que buscan las diferentes fórmulas que existen para el cálculo del gasto sólido de fondo es la determinación de la Función Transporte. Acá es conveniente insistir en que la Función Transporte no indica la cantidad de sólidos que transporta una corriente líquida, sino la máxima cantidad que podría transportar; es decir, las fórmulas nos dan la capacidad de transporte.

A veces interesa conocer el gasto sólido correspondiente a un valor específico del gasto líquido: si el caudal en el río es de $350 \text{ m}^3/\text{s}$, por ejemplo, la Función Transporte nos dirá cual es el

gasto sólido de fondo correspondiente. Si se tratase del río Chira este valor sería de 0,513 t/s, lo que representa algo más de 16 millones de toneladas por año, si el caudal mencionado fuese constante todo el año.

Muchas veces interesa conocer la duración de caudales de fondo. Entonces debe combinarse la curva de duración de caudales con la Función Transporte, como se ve en la Figura 7.2.

7.5 Fórmula de DU BOYS

Es la fórmula más antigua que se conoce para el cálculo del gasto sólido de fondo. Fue publicada en 1879 por DU BOYS, quien partió de la suposición de considerar que el transporte de fondo se producía por medio de capas cuyo espesor era del mismo orden de magnitud que el diámetro de las partículas constituyentes del lecho. Consideró también que las distribuciones verticales de velocidades y del corte eran lineales.

DU BOYS introdujo el concepto de fuerza tractiva crítica. La ecuación que obtuvo fue

$$t_F = \chi \tau_o (\tau_o - \tau_c) \quad (7.5)$$

en la que

t_F : transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/s/m

χ : parámetro de transporte que depende del diámetro de las partículas

τ_o : fuerza tractiva de la corriente en kg/m²

τ_c : fuerza tractiva crítica en kg/m²

Los valores de χ y de τ_c fueron obtenidos por STRAUB, en 1935, para arena con granulometría uniforme a partir de las mediciones de GILBERT y aparecen en la Figura 7.3.

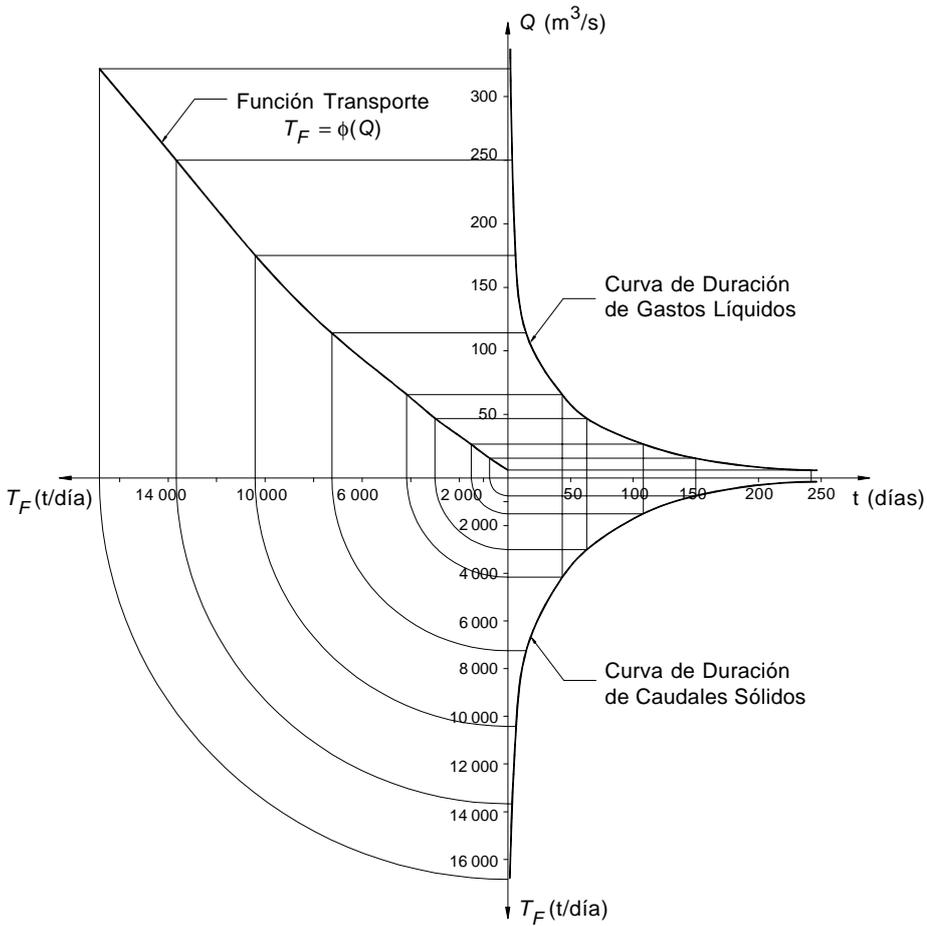


Figura 7.2 Obtención de la curva de duración de caudales sólidos a partir de la función transporte y de la curva de duración de gastos líquidos para el río Jequetepeque. El transporte sólido anual resulta ser de 592 000 toneladas.

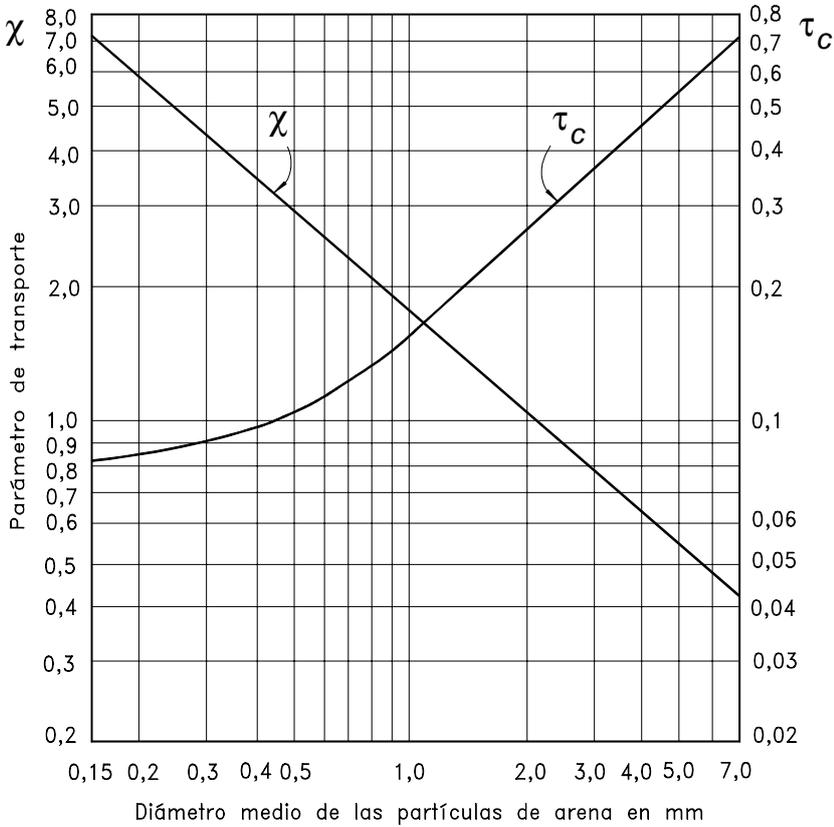


Figura 7.3 Curvas para la aplicación de la Fórmula de DU BOYS

Respecto a esta fórmula existen algunas críticas. MEYER-PETER señaló que la suposición de que el transporte se realiza por capas no describe una situación real. JAEGER señaló que esta fórmula no cumple la ley de similitud de FROUDE. La fórmula de DU BOYS no se usa en la actualidad; la mencionamos por su valor histórico y teórico.

Con motivo de celebrarse el primer siglo de la aparición de esta fórmula, FUENTES y CARRASQUEL publicaron un trabajo sobre ella, el mismo que fue preparado como parte de sus

investigaciones en el Laboratorio Nacional de Hidráulica de Venezuela.

Al respecto señalan dichos autores que en la fórmula se encuentra *"el primer esfuerzo logrado para cuantificar los papeles de la tensión de fondo y de la tensión crítica sobre el arrastre"*. FUENTES Y CARRASQUEL señalan que χ es un típico *"factor de ignorancia"* que DU BOYS supuso dependiente de las características del sedimento.

Mediante simples consideraciones dimensionales, así como con datos adecuados para fines de calibración, los autores mencionados obtuvieron una versión generalizada de la fórmula de DU BOYS. Como banco de datos utilizaron el de MEYER-PETER para granulometría uniforme (arena, lignito y barita).

La conclusión a la que llegaron fue que la fórmula generalizada de DU BOYS *"ajusta bien las experiencias de MEYER-PETER y se compara bien con su fórmula, así como con la de EINSTEIN"*.

7.6 Fórmula de SCHOKLITSCH

Armin SCHOKLITSCH publicó en 1934 una fórmula para el cálculo del gasto sólido fluvial (arena) basándose en mediciones hechas por GILBERT, además de las propias. Su fórmula era

$$t_F = \frac{7\,000}{d^{1/2}} S^{3/2} (q - q_0) \quad (7.6)$$

en la que,

- t_F : gasto sólido específico en kg/s/m
- S : pendiente
- q : gasto específico del río en m³/s/m
- q_0 : gasto crítico específico (para el que halló una fórmula, hoy fuera de uso)
- d : diámetro de las partículas en milímetros

Posteriormente, en 1943, SCHOKLITSCH publicó una nueva fórmula basándose en experiencias de laboratorio y en mediciones hechas en el Danubio. Ella, presentada por GEHRIG es

$$t_F = 2\,500\, S^{3/2} (q - q_o) \quad (7.7)$$

Para el cálculo del gasto crítico de fondo estableció la expresión

$$q_o = 0,26 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \quad (7.8)$$

en la que se considera como diámetro representativo el d_{40} (el 40% de las partículas tienen un diámetro menor que el d_{40}). Esta fórmula para el gasto crítico se obtiene fácilmente a partir de la ecuación de KREY para la fuerza tractiva crítica, (ec. 6.10a), la que al igualarse con la expresión general del esfuerzo de corte da

$$\tau_c = 0,076 (\gamma_s - \gamma) d = \gamma y S \quad (7.9)$$

Si consideramos que según STRICKLER

$$V = K y^{2/3} S^{1/2} \quad (7.10)$$

y que para un fondo plano (ver ecuación 7.22)

$$K = K_r = \frac{19}{d_{40}^{1/6}} \quad (7.11)$$

entonces, para la iniciación del movimiento

$$q_o = V_c y = \frac{19}{d_{40}^{1/6}} y^{5/3} S^{1/2} \quad (7.12)$$

Combinando con la ecuación de KREY se obtiene

$$q_o = 0,26 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \quad (7.13)$$

Al reemplazar este valor de q_o en la ecuación 7.7, considerar el ancho B del canal, y arena cuarzosa se llega a

$$T_F = 2\,500 S^{3/2} \left(Q - 0,6B \frac{d^{3/2}}{S^{7/6}} \right) \quad (7.14)$$

El diámetro es siempre el d_{40}

7.7 Fórmula de MEYER-PETER y MUELLER

MEYER-PETER (1883-1969) fue director del antiguo Laboratorio de Hidráulica del Politécnico de Zurich (VAWE). En este laboratorio se han realizado durante muchos años importantes investigaciones y estudios en modelo hidráulico sobre diversos problemas de transporte sólido en ríos de fuerte pendiente, entre ellos, varios para el Perú. Fue en este laboratorio donde H.A. EINSTEIN realizó sus primeras investigaciones sobre transporte sólido, que luego continuó en Estados Unidos de Norteamérica.

Los trabajos de MEYER-PETER se iniciaron en 1932. Intervinieron numerosos investigadores, entre ellos, H.A. EINSTEIN, F. BRAENDLE, E. ESCHER, E. ROETHLISBERGER, E. MUELLER, J. MORF, E. BISAZ.

Los resultados parciales fueron publicados sucesivamente, hasta que en 1948 con ocasión del Congreso Mundial de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (I.A.H.R.) fue dada a conocer la fórmula en su versión final.

Las experiencias de MEYER-PETER se realizaron en un canal de laboratorio. La primera serie de ensayos se efectuó con partículas de diámetro uniforme y peso específico natural ($2,68 \text{ t/m}^3$). MEYER-PETER determinó la existencia de dos parámetros

$\frac{q_s^{2/3} S}{d}$ y $\frac{t_F^{2/3}}{d}$ y obtuvo las siguientes ecuaciones

$$\frac{q_s^{2/3} S}{d} = a + b \frac{t_F^{2/3}}{d} \quad (7.15)$$

$$\frac{q_s^{2/3} S}{d} = a + b' \frac{t_F''^{2/3}}{d} \quad (7.16)$$

donde,

- q_s : es la parte del gasto específico que determina el transporte sólido de fondo
- S : es la pendiente de la línea de energía
- t_F : es el gasto sólido específico (pesado en seco)
- t_F'' : es el gasto sólido específico (pesado bajo agua)
- d : es el diámetro de las partículas de fondo

Si q_s está en kg/m/s, t_F en kg/m/s y d en metros, entonces el valor de a es 17, el valor de b es de 0,4 y el de b' es 0,547.

La representación gráfica de la ecuación 7.15 aparece en la Figura 7.4.

Todas las pruebas realizadas para la obtención de estas fórmulas tuvieron igual duración y correspondían a una situación de equilibrio del transporte sólido. MEYER-PETER introdujo el concepto de q_s , como la parte del gasto que determina el transporte sólido del fondo.

Cuando MEYER-PETER realizó sus experiencias tuvo en cuenta que la rugosidad de las paredes K_w y la del fondo K_s del canal eran diferentes y que una parte del gasto líquido, a la que denominamos Q_s , transformará su energía al friccionar con el fondo

y otra parte lo hará sobre las paredes. Esta última parte del gasto no tendrá influencia sobre el transporte de material de fondo.

Para el cálculo de K_S MEYER-PETER propuso la fórmula siguiente

$$K_S = \frac{B^{2/3} K_w K_m}{\left[B K_w^{3/2} + 2 y (K_w^{3/2} - K_m^{3/2}) \right]^{2/3}} \quad (7.17)$$

B es el ancho del canal, K_m es el coeficiente de resistencia resultante de aplicar la fórmula de STRICKLER a toda la sección del canal, al que hemos venido designando como K (ec. 7.10), y es el tirante, K_w es la rugosidad de las paredes y K_S es la rugosidad del fondo.

En lo que toca a la resistencia del fondo hay que tener en cuenta que éste tiene naturaleza ondulante, constituida por rizos y dunas, cuya altura, separación y demás características determinarán la resistencia ejercida por el fondo. El flujo está, pues, sujeto a dos tipos de resistencia: una debida a las partículas mismas y otra debida a las dunas (Ecuación 6.13).

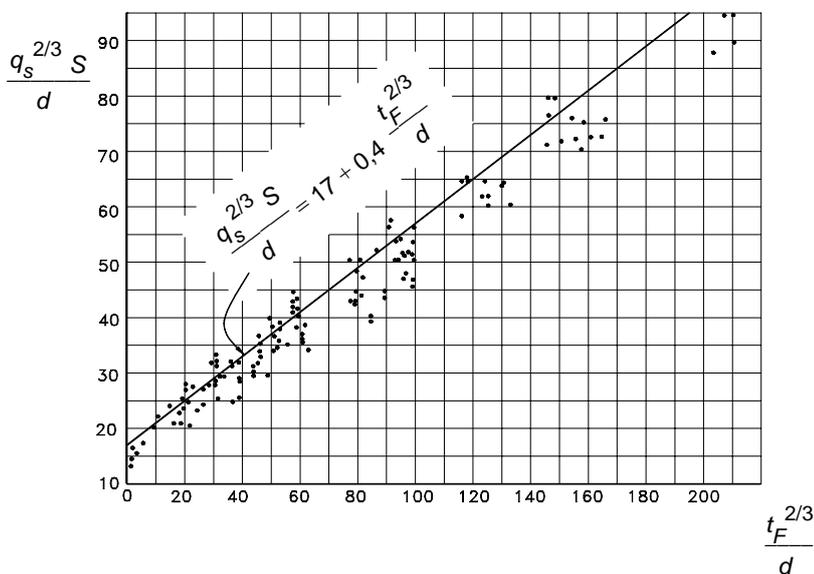


Figura 7.4 Representación gráfica de los resultados de la primera serie de ensayos de MEYER-PETER (ec. 7.15)

La segunda serie de ensayos se realizó con materiales sólidos de granulometría uniforme, pero con diferentes pesos específicos. Se usó barita ($\gamma_s = 4,2 \text{ t/m}^3$) y carbón ($\gamma_s = 1,25 \text{ t/m}^3$).

La tercera serie de ensayos correspondió a materiales sólidos de granulometría no uniforme y peso específico natural ($\gamma_s = 2,68 \text{ t/m}^3$).

La cuarta y última serie de ensayos consideró granulometría no uniforme y diferentes pesos específicos. Se llegó así a la expresión final siguiente

$$\gamma \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \frac{S y}{\gamma_s'' d} = 0,047 + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \frac{t_F''^{2/3}}{\gamma_s'' d} \quad (7.18)$$

en donde

- γ : peso específico del agua
- Q_s : gasto líquido que produce el transporte sólido
- Q : gasto líquido total
- K_s : coeficiente de rugosidad del fondo.
- K_r : coeficiente de rugosidad debido a las partículas constituyentes del fondo
- y : tirante
- S : pendiente
- γ_s'' : peso específico de las partículas sumergidas
- d : diámetro efectivo
- g : aceleración de la gravedad
- t_F'' : gasto sólido específico, pesado bajo el agua

Obsérvese que existe la relación siguiente

$$t_F = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} t_F'' \quad (7.19)$$

t_F es el gasto sólido específico, pesado en seco.

K_r es la parte del coeficiente de STRICKLER que se refiere a rugosidad originada por las partículas constituyentes del fondo;

depende de su diámetro, a diferencia de K_s que describe toda la rugosidad del lecho incluyendo las fases. K_r es, pues, una microrrugosidad y K_s es una macrorrugosidad.

Generalmente se considera que

$$K_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (7.20)$$

Se da, pues, una gran importancia a las partículas más gruesas para definir la rugosidad del fondo.

MEYER-PETER señala que el diámetro medio de la capa superficial del lecho de un río es aproximadamente igual al d_{90} de todo el lecho.

Según otros autores (STRICKLER) deberá considerarse

$$K_r = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \quad (7.21)$$

Otro valor usado es

$$K_r = \frac{19}{d_{40}^{1/6}} \quad (7.22)$$

A la relación

$$\left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \quad (7.23)$$

se le denomina μ , coeficiente de rizos. Su valor puede obtenerse no sólo de la fórmula antes descrita, sino también a partir de la Figura 7.5

En la Figura 7.6 aparece la representación gráfica de la ecuación final de MEYER-PETER y MUELLER (ec. 7.18)

Para un río muy ancho ($Q = Q_s$) la ecuación de MEYER-

PETER es

$$\left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} \frac{\gamma}{\gamma_s''} \frac{S y}{d} = 0,047 + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \frac{t_F''^{2/3}}{\gamma_s'' d} \quad (7.24)$$

si se sustituye la expresión de la fuerza tractiva $\tau_o = \gamma y S$ y se introduce el coeficiente de rizos se obtiene

$$\mu \tau_o = 0,047 \gamma_s'' d + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} t_F''^{2/3}$$

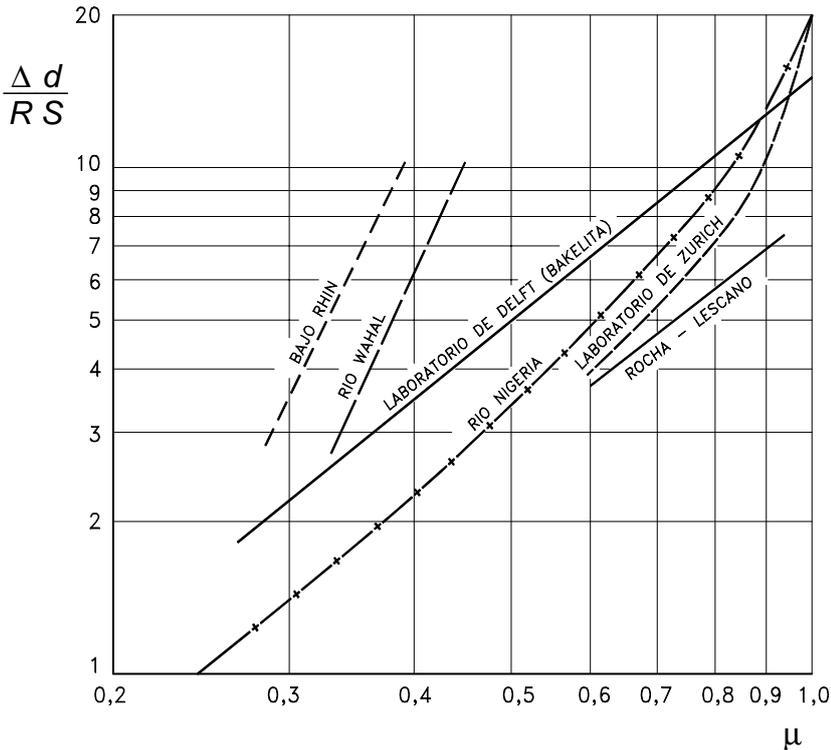


Figura 7.5 Valores del coeficiente de rizos μ

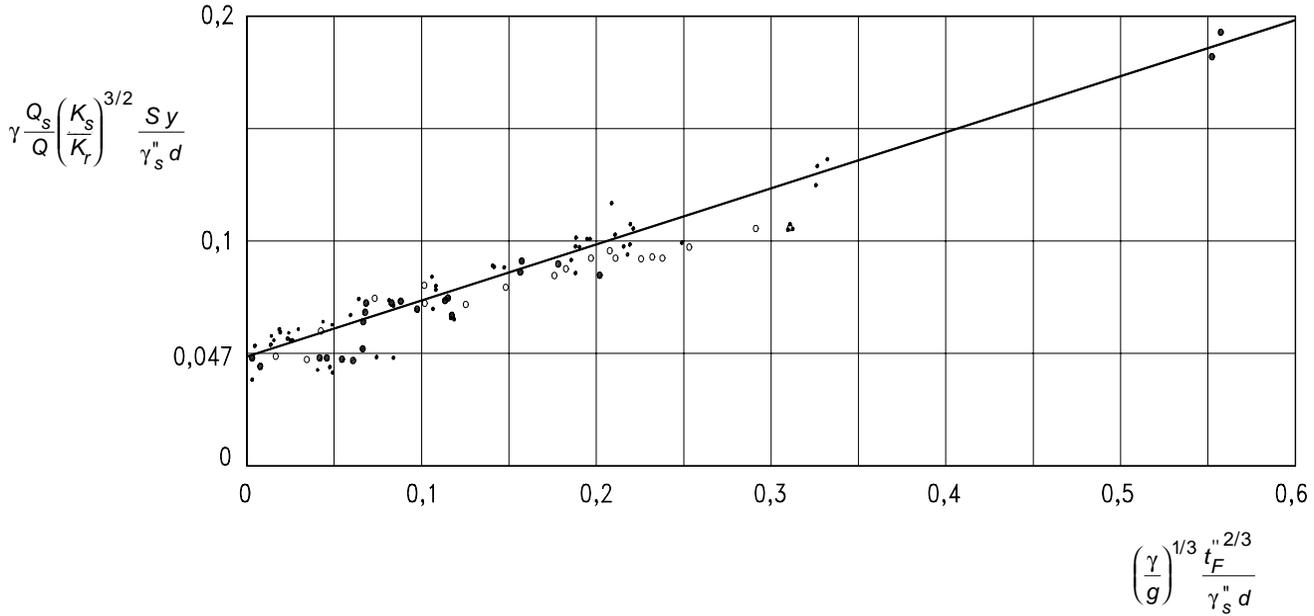


Figura 7.6 Representación gráfica de la ecuación final de MEYER-PETER y MUELLER (ec. 7.18)

En Hidráulica Fluvial nos interesa el transporte de los sólidos por la acción del agua ($\gamma = 1\,000\text{ kg/m}^3$). Entonces,

$$t_F'' = 0,79 (\mu \tau_o - 0,047 \gamma_s'' d)^{3/2} \quad (7.24)$$

que evidentemente equivale a

$$t_F'' = 0,79 (\mu \tau_o - \tau_c)^{3/2} \quad (7.25)$$

t_F'' : es el transporte sólido de fondo en kg/s/m (pesado bajo el agua)

d : es el diámetro efectivo con el que se calcula τ_c (ec. 5.1)

$$\text{Si } \mu = 1, \quad t_F'' = 0,79 (\tau_o - \tau_c)^{3/2} \quad (7.26)$$

que es una ecuación del tipo descrito por la ecuación 7.1

Para $t_F'' = 0$ se obtiene las condiciones de iniciación del movimiento $\tau_c = 0,047 \gamma_s'' d$.

Es importante señalar el rango de valores cubierto por las investigaciones en laboratorio de Meyer-Peter y Müller

Pendiente	0,4	a	2%
Gasto	0,002	a	2 m ³ /s
Tirante	0,01	a	1,2 m
Diámetro	0,4	a	30 mm
Peso específico	1,25	a	4,22 t/m ³
Forma de partículas	diversa		

Se puede demostrar fácilmente que la ecuación de MEYER-PETER corresponde a una relación entre los parámetros adimensionales dados por las ecuaciones 7.3 y 7.4.

7.8 Fórmula de EINSTEIN

Los antecedentes de esta fórmula deben buscarse en las primeras investigaciones que sobre transporte sólido realizó H.A. EINSTEIN en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Politécnica de Zurich, en la que había hecho estudios de ingeniería.

EINSTEIN introduce el concepto de probabilidad. Una partícula del fondo puede ser puesta en movimiento si la fuerza ejercida por el fluido, en cualquier instante, es mayor que la fuerza de resistencia de la partícula. Dado que las fuerzas sobre la partícula varían con respecto al tiempo y el espacio, el movimiento de una cierta partícula depende de la probabilidad de que en un determinado instante y lugar las fuerzas dinámicas excedan a las fuerzas de resistencia. Esto significa que la fuerza tractiva crítica representa el valor medio del esfuerzo de corte para el cual la probabilidad de movimiento es lo suficientemente grande como para producirlo. Al respecto es conveniente recordar los conceptos de GÜNTER, en el punto 6.1. EINSTEIN expresa, pues, el concepto de la probabilidad de movimiento de una partícula en función de las características del escurrimiento. Considera, por ejemplo, que las partículas no son transportadas de un modo continuo, sino que después de haber recorrido una distancia proporcional a su tamaño se detienen.

La fórmula original de 1950 fue publicada por el Servicio de Conservación de Suelos del Ministerio de Agricultura de los Estados Unidos. En 1964, en el capítulo 17-II (River Sedimentation) del Handbook of Applied Hydrology, de Ven Te Chow, escrito por EINSTEIN aparece una versión de la fórmula, la que, según YALIN, se encuentra "*considerablemente modificada*" con respecto a la de 1950.

En base a la fórmula de EINSTEIN se han establecido varias fórmulas y gráficos producto de aportes y modificaciones de varios investigadores.

EINSTEIN utiliza la función Φ_* Intensidad de Transporte y la función Ψ_* Intensidad de Movimiento las que en su versión simplificada son

$$\Phi_* = \varphi(\Psi_*) \tag{7.27}$$

$$\Phi_* = \frac{t_F}{\gamma_s} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g d^3} \right)^{1/2} \tag{7.28}$$

$$\Psi_* = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{d}{R' S} \tag{7.29}$$

R' es la parte del radio hidráulico asociada al tamaño de las partículas constituyentes del lecho.

Estos dos parámetros son los mismos a los que se refieren las ecuaciones 7.3 y 7.4

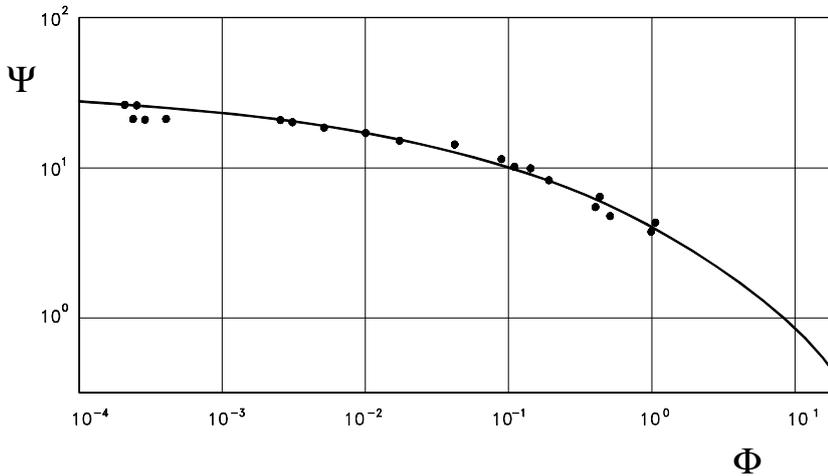


Figura 7.7 Función Transporte de la Fórmula de EINSTEIN

7.9 Fórmula de FRIJLINK

FRIJLINK, ingeniero holandés, realizó un estudio comparativo entre las diferentes fórmulas usadas para el cálculo del gasto sólido de fondo y mostró gráficamente (Figura 7.8) que cada una de ellas puede expresarse por medio de una relación entre los dos parámetros adimensionales antes mencionados (7.3 y 7.4), que son

$$X = \frac{t_F}{d^{3/2} \sqrt{g \Delta}} ; \quad Y = \frac{\Delta d}{\mu R S}$$

expresiones en las que

- t_F : transporte de material sólido en $m^3/s/m$
- d : diámetro medio de las partículas
- g : aceleración de la gravedad
- Δ : peso específico relativo del material sumergido
- R : radio hidráulico
- S : gradiente de la línea de energía
- μ : coeficiente de rizos

FRIJLINK encontró, basándose en experiencias de laboratorio y mediciones en ríos holandeses (de muy baja pendiente), que los parámetros X e Y podían vincularse mediante la ecuación siguiente

$$X = 5 Y^{-0,5} e^{-0,27 Y}$$

siendo e la base de los logaritmos neperianos

Reemplazando los valores de X e Y y simplificando se obtiene

$$t_F = 5 d \sqrt{\mu g R S} e^{-0,27 \frac{\Delta d}{\mu R S}}$$

que es la fórmula de FRIJLINK para el cálculo del gasto sólido de fondo.

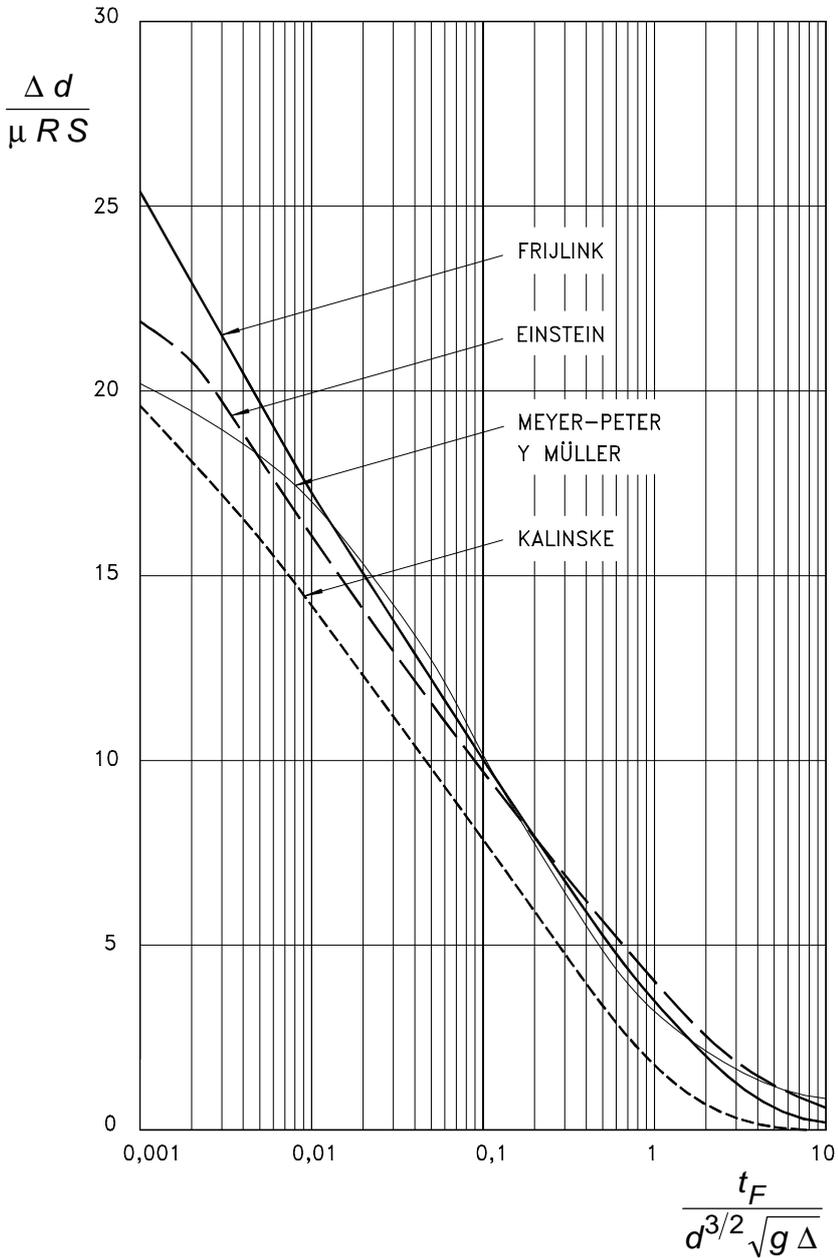


Figura 7.8 Comparación de las fórmulas de KALINSKE, EINSTEIN MEYER - PETER Y FRIJLINK

En la Figura 7.8 aparece la comparación efectuada por FRIJLINK de las diferentes fórmulas. Se observa que a partir de un cierto valor de X las fórmulas de MEYER-PETER y EINSTEIN coinciden bastante bien. La fórmula de KALINSKE da, en general, valores que son del orden del 50% con respecto a otras fórmulas. Según FRIJLINK esto se debe a que KALINSKE no considera el efecto de los rizos.

Capítulo 8

Gasto Sólido en Suspensión

8.1 Características de la Suspensión

El material sólido en suspensión transportado por un río, así como el de fondo, proviene de la erosión de la cuenca. La suspensión está constituida por las partículas finas, las que se distribuyen en toda la sección transversal del río y dan color al agua.

Según hemos visto en capítulos anteriores (puntos 5.1 y 6.1) el movimiento de las partículas del fondo empieza cuando la fuerza tractiva, que imaginamos creciente, llega a un valor igual a la fuerza tractiva crítica, y la excede. El exceso de fuerza tractiva, con respecto a la crítica, es lo que causa el movimiento de las partículas del fondo y determina la intensidad del arrastre, que se caracteriza porque las partículas ruedan o se deslizan sobre el fondo.

Si la fuerza tractiva aumenta un poco más, lo que podría ocurrir por un aumento de caudal, algunas partículas se desprenden del fondo y avanzan temporalmente a saltos. Esta es la modalidad de transporte llamada saltación (Figura 5.1).

Si la fuerza tractiva continua aumentando, lo que significa aumento de caudal, de velocidad, etc. llega un momento en el que

la velocidad de corte será mayor que la velocidad de caída de las partículas, y éstas entran en suspensión. La partícula se mantiene en suspensión a una altura de equilibrio entre la componente ascensional de la turbulencia y la velocidad de caída de la partícula. Conceptualmente, y para fines prácticos, el inicio de la suspensión corresponde a la llamada condición de BAGNOLD, que se presenta cuando la velocidad de corte es mayor que la velocidad de caída de las partículas

$$V_* > w \quad (8.1)$$

aunque para partículas muy finas el inicio de la suspensión corresponde a una condición menos exigente. ENGELUND trabaja con la condición $V_* = 0,25 w$, como condición límite.

De otro lado, debe tenerse presente que no hay un límite claro entre la saltación y la suspensión. En realidad no basta con que una partícula se desprenda temporalmente del fondo para admitir que esté en suspensión. En investigaciones realizadas en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Delft se consideró que una partícula estaba en suspensión cuando al desplazarse se mantenía separada del fondo una distancia mayor que 100 veces su diámetro.

El tema del inicio de la suspensión y el estudio del mecanismo por el que las partículas se mantienen suspendidas tienen enormes posibilidades de análisis dentro de la teoría de la turbulencia y del Transporte de Sedimentos. Para los fines prácticos de este libro nos vemos obligados a hacer una gran simplificación de dichos temas. En tal sentido, y para los fines antes señalados, recordamos la definición de HINZE para el flujo turbulento: *"irregular condition of flow in which the various quantities (such as velocity, pressure, etc) show a random variation with time and space coordinates, so that statistically distinct average values can be discerned"*.

Al admitir que las partículas sólidas se mantienen en suspensión por efecto de la turbulencia nos viene a la memoria lo que ocurre en un desarenador. En esta estructura hidráulica se busca

favorecer la decantación de las partículas en suspensión llevadas por el agua. Para ello la estructura se diseña de tal modo que disminuyan tanto la velocidad como la turbulencia de la corriente.

Algunas veces ocurren flujos con altas concentraciones de partículas muy finas. Esto trae como consecuencia que, además de disminuir el valor de la "constante" de KARMAN, disminuya la velocidad de caída de las partículas, y, en consecuencia, aumente el gasto sólido en suspensión. El mismo efecto se produciría por una disminución de la temperatura del agua.

Cuando el material en suspensión es de granulometría variada y contiene más de 10% de partículas finas de arcilla (con diámetro inferior a 0,004 mm, de la clasificación AGU, Cuadro 5.1), adquiere propiedades cohesivas. Esto significa que las fuerzas electrostáticas son de magnitud comparable a las fuerzas gravitacionales entre las partículas.

8.2 Distribución Vertical de Concentraciones

Como consecuencia de los estudios teóricos y experimentales efectuados por varios investigadores se estableció una ecuación que permite calcular la distribución vertical de concentraciones en un canal. La suposición básica consiste en considerar un canal con movimiento permanente y uniforme en el que el flujo sea bidimensional.

La ecuación que se encontró fue la siguiente

$$\frac{c_h}{c_a} = \left(\frac{y-h}{y-a} \frac{a}{h} \right)^Z \quad (8.2)$$

en la que c_h representa la concentración a la altura h del fondo; c_a es la concentración a la distancia a del fondo. Esta distancia se define como una franja de espesor $2d$ (dos diámetros), siendo d el diámetro característico de las partículas constituyentes del fondo. Para fines prácticos se considera, sin embargo, que $a = 0,05 y$.

Como consecuencia de lo anterior resulta que el campo de validez de la ecuación 8.2 está restringido a la región $a \leq h \leq y$. El gasto sólido debajo del nivel a se considera como de fondo. El exponente Z recibe el nombre de Número de ROUSE o Parámetro Característico de la Suspensión; su estructura es la siguiente

$$Z = \frac{w}{\beta \kappa V_*} \quad (8.3)$$

β es un coeficiente menor que 1, κ es la constante de KARMAN. Los otros símbolos correspondientes a la velocidad de caída de las partículas y la velocidad de corte son ya conocidos. Si se considera para β el valor 1 y para κ el valor 0,4 se obtiene buenos resultados. De acá que usualmente se acepta para Z la expresión

$$Z = 2,5 \frac{w}{V_*} \quad (8.4)$$

La expresión gráfica de la ecuación 8.2 está representada en la Figura 8.1.

Para apreciar debidamente el significado de la expresión adimensional de la distribución vertical de concentraciones mostrada en la Figura 8.1 debemos examinar los valores de Z .

Si el material en suspensión está constituido por partículas muy finas (de pequeña velocidad de caída), en una corriente de alta velocidad (lo que implica velocidad de corte grande), entonces Z tendrá seguramente un valor pequeño, lo que significa que no habrá una gran diferencia entre los valores de las concentraciones a diferentes profundidades. Dicho en otras palabras, los sólidos en suspensión se encontrarían distribuidos de un modo bastante uniforme en la sección transversal.

Si por el contrario el material sólido en suspensión estuviese constituido por partículas cuya velocidad de caída fuese relativamente grande, en un flujo de pequeña velocidad, entonces habría un fuerte gradiente vertical de concentraciones. En la Figura 8.2 se observa la distribución de concentraciones en casos particulares.

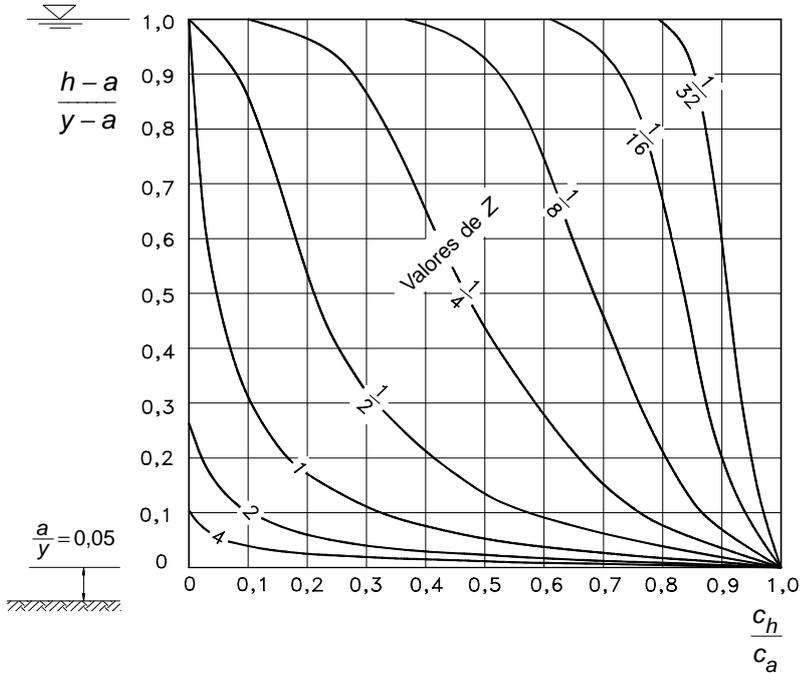


Figura 8.1 Distribución Vertical de Concentraciones

Estos conceptos básicos son importantes para conocer el comportamiento de los sólidos fluviales en suspensión, lo que resulta útil no sólo para el cálculo del gasto sólido, sino para resolver algunos problemas de diseño en bocatomas y desarenadores.

El conocimiento del gasto sólido en suspensión es particularmente importante en el cálculo del gasto sólido total cuando se estudia la sedimentación de embalses. Esto se debe a que en periodos largos la mayor parte del aporte sólido está constituido por la suspensión.

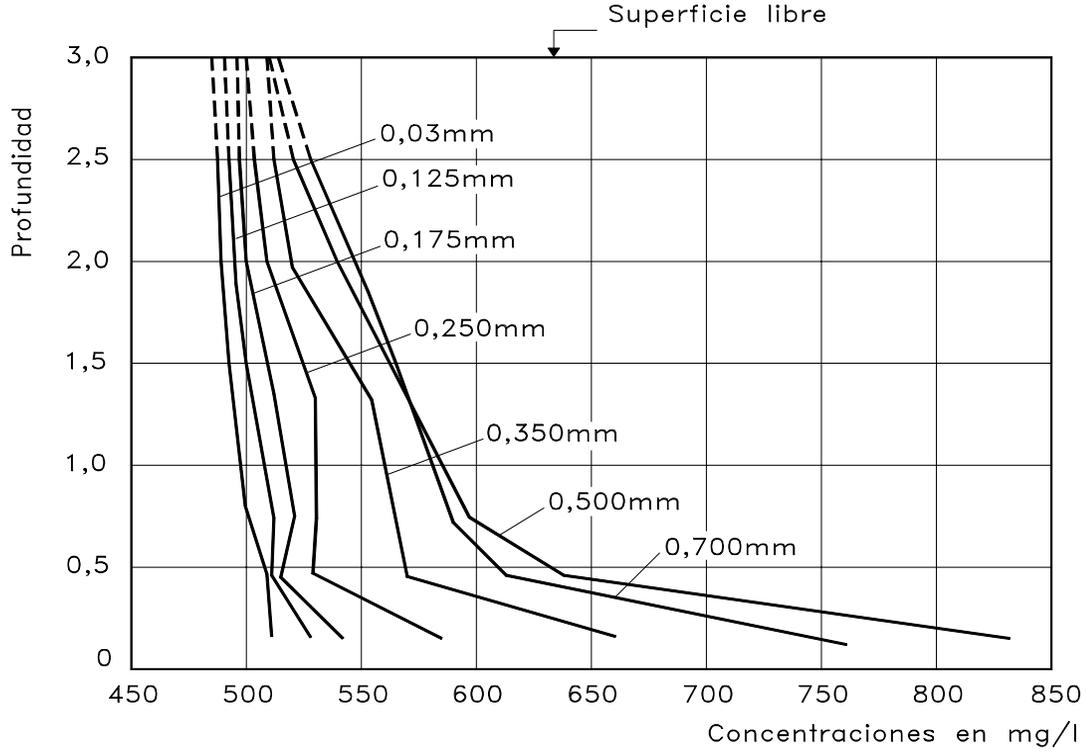


Figura 8.2 Distribución vertical de concentraciones en función del diámetro de las partículas

8.3 Gasto Sólido en Suspensión

Para el cálculo del gasto sólido en suspensión consideremos el flujo, de características iguales a las señaladas en el punto anterior, en un canal como el mostrado en la Figura 8.3. En una porción elemental de canal, de ancho unitario y altura dh , el gasto sólido en suspensión específico puede expresarse así

$$dt_s = c_h V_h dh \quad (8.5)$$

Como sabemos h es la distancia variable, a partir del fondo, a la que corresponden la concentración y velocidad señaladas con subíndice h .

Integrando la ecuación 8.5 obtenemos la expresión correspondiente al gasto sólido en suspensión específico

$$t_s = \int_{\text{fondo } (h=a)}^{\text{superficie } (h=y)} c_h V_h dh \quad (8.6)$$

Si en esta ecuación reemplazamos las ecuaciones correspondientes a la distribución vertical de concentraciones (8.2) y de velocidades (4.22), se obtiene

$$t_s = 2,5 c_a V_* \int_a^y \left(\frac{y-h}{y-a} \frac{a}{h} \right)^Z \ln \frac{30 h}{k} dh \quad (8.7)$$

Obsérvese que se ha supuesto que el contorno es hidráulicamente rugoso, si no fuese así habría que usar la ecuación correspondiente.

Del examen de las consideraciones y ecuaciones anteriores se desprende que para establecer la distribución vertical de concentraciones es necesario conocer la concentración en un punto (la que debe ser medida).

Cuando se está estudiando un río se mide las velocidades y concentraciones a diferentes profundidades. Si hay suficiente

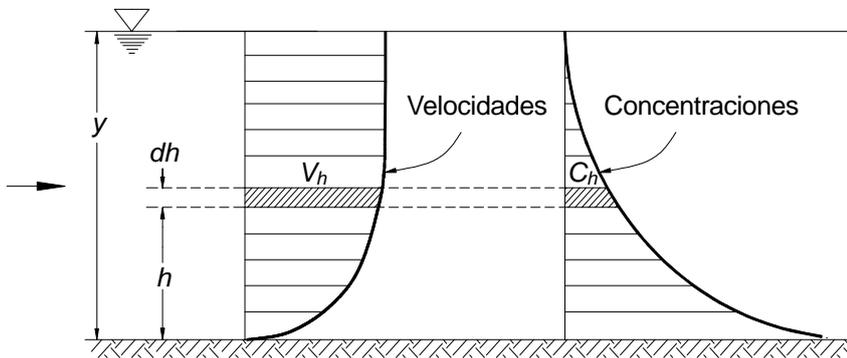


Figura 8.3 Esquema de definición para el cálculo del gasto sólido en suspensión

información y resulta necesario se puede calcular las correspondientes ecuaciones de distribución de concentraciones y velocidades y luego proceder con la ecuación 8.7. Otra posibilidad, muy usada para el cálculo del gasto sólido, consiste en recurrir simplemente a una sumatoria

$$t_s = \sum_{h=a}^{h=y} c_h V_h \Delta h \quad (8.8)$$

Se puede recurrir a fórmulas que nos dan el gasto sólido en suspensión, a partir de mediciones de campo, como la de EINSTEIN, por ejemplo.

El gasto sólido en suspensión se suele expresar, para fines prácticos, como una función del gasto líquido. Esta relación puede hacerse, por ejemplo, para valores diarios, mensuales, anuales, estacionales, etc.

Cuando se dispone de mediciones de sólidos durante un periodo dado se establece, para este periodo, una ley gasto líquido - gasto sólido, la que luego se extiende, usando las series hidrológicas

disponibles, o generadas, para un periodo más largo, 50 o 100 años, y se encuentra así el volumen total de sólidos en el lapso considerado.

8.4 Distribución Vertical del Gasto Sólido en Suspensión

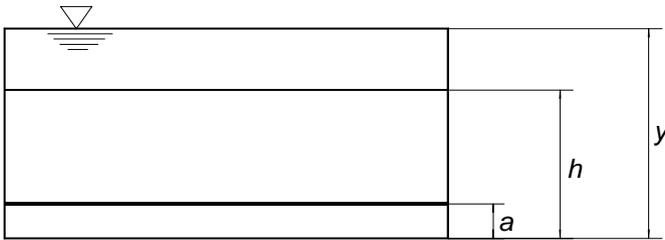
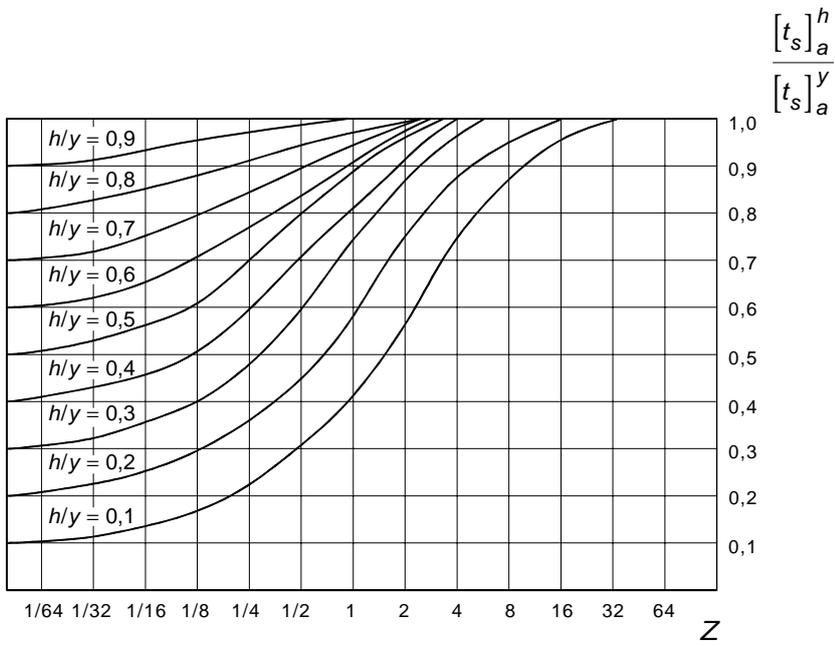
Hay determinados problemas de diseño en los que podríamos disponer de información útil acerca del comportamiento y problemas vinculados a los sólidos en suspensión, aun sin conocer el gasto sólido correspondiente. Tal sería el caso, por ejemplo, de una ventana de captación, ubicada al nivel h del fondo. Se trata de determinar que parte, que porcentaje, del gasto sólido en suspensión pasa por debajo del nivel h y, de esta manera se encuentra por diferencia el porcentaje de sólidos que puede ser captado por la ventana. Al porcentaje del gasto sólido que pasa entre el fondo y el nivel h se le designa como $\varphi(t_s)$ y viene dado por la siguiente expresión

$$\varphi(t_s) = \frac{[t_s]_a^h}{[t_s]_a^y} 100 \quad (8.9)$$

En la Figura 8.4 se representa esta función a la que se ingresa con los valores de Z . La relación $(h - a) / (y - a)$ ha sido reemplazada por la expresión aproximada h / y .

8.5 Mediciones

La forma más conveniente, quizá la única, de determinar el gasto sólido en suspensión, es a partir de la medición de las concentraciones. Toda campaña de toma de muestras debe tener en cuenta la gran variabilidad de los fenómenos. Las avenidas sólidas son intensas, pero, salvo casos excepcionales, su duración no es grande. De nada valdría un largo periodo de toma de muestras si se dejase pasar sin registro los pocos días al año en los que una



$$a = 0,05 y$$

$$Z = 2,5 \frac{W}{V_*}$$

Figura 8.4 Distribución proporcional del gasto sólido en la vertical

súbita crecida da lugar a altas concentraciones de sólidos en suspensión. El primer problema que debe resolverse es el de la frecuencia de la toma de muestras.

En los ríos de la costa peruana y en los interandinos no hay transporte sólido significativo la mayor parte del año. En consecuencia los esfuerzos deben concentrarse en los meses de avenidas.

Sólo a título ilustrativo podríamos indicar la necesidad de un mínimo de tres muestras diarias de diciembre hasta abril. Pero, el observador debe estar preparado para aumentar la frecuencia tan pronto como se detecte que se ha producido una lluvia fuerte. En los meses de octubre, noviembre y mayo puede bastar con una muestra diaria, y el resto del año, probablemente, no se requiera más de una muestra semanal. Naturalmente que estas frecuencias señaladas son sólo orientativas y deben variar con las características del río y de la cuenca.

El número de puntos de muestreo en cada sección tendrá que determinarse por aproximaciones sucesivas. Teóricamente hay un gradiente vertical de concentraciones, pero en los torrentes, cuyo flujo es muy turbulento, el material sólido en suspensión está más o menos uniformemente distribuido en toda la sección transversal, de modo que cualquier muestra es igualmente representativa.

Al iniciar una campaña de mediciones el buen juicio permitirá al ingeniero, luego de alguna experimentación, determinar la frecuencia, número y localización de la toma de muestras.

Para la toma de muestras hay aparatos muy simples, de alta confiabilidad, pero cuya precisión es relativamente baja. Tal es el caso del llamado muestreador cilíndrico (Figura 8.5). En cambio un instrumento mucho más elaborado como la turbisonda Neyrpic, o la botella de Delft, tienen alta precisión, pero baja confiabilidad, pues el instrumento es sumamente delicado y una pequeña, a veces imperceptible, alteración en el sistema causa diferencias notables en los resultados.

El muestreador, cualquiera que sea su tipo, debe ser simple, fácilmente transportable, de bajo costo y capaz de proporcionar una muestra representativa de la mezcla de agua-sedimento en las proximidades del punto de muestreo. Fundamentalmente debe ser

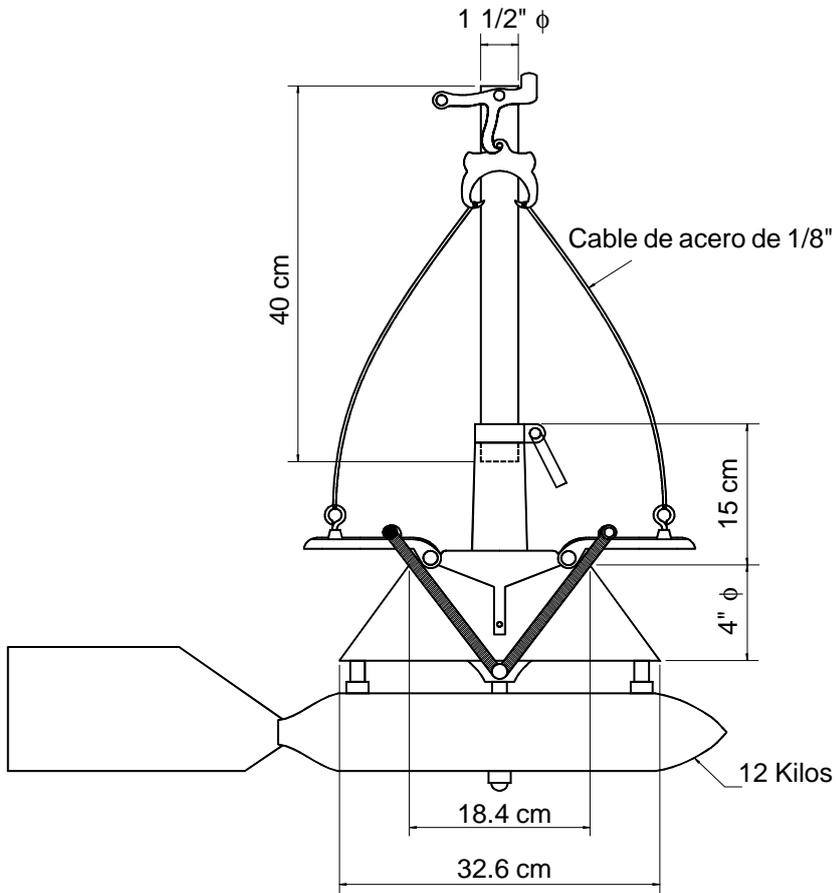


Figura 8.5 Muestreador Cilíndrico

adecuado al río que se está estudiando.

El Departamento de Hidráulica e Hidrología de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI ha desarrollado, bajo la dirección del ingeniero José N. DE PIEROLA, la turbisonda DHH - 01/93 la que *"fue concebida como un muestreador de sedimentos en suspensión del tipo integrador"* y permite bajo las técnicas de muestreo contenidas en el manual respectivo *"obtener información representativa de la carga de sedimentos transportada por el cauce, siempre y cuando las condiciones hidráulicas: velocidad, tirante y rugosidad se mantengan dentro de los rangos prefijados para las características de peso, diámetro de boquilla y volumen de muestra a obtener en el proceso de medición"*. En dicho manual, publicado por el Departamento de Hidráulica e Hidrología, hay información útil sobre técnicas de muestreo.

La tarea de muestreo de sólidos y posterior procesamiento de los datos es una labor que requiere personal altamente especializado. Las mediciones de sólidos deben ser una actividad permanente en los ríos y extenderse el mayor número posible de años.

La falta, o poca confiabilidad, de los datos, obliga a que en el momento de desarrollar un proyecto se tenga que aceptar márgenes de seguridad muy amplios, o bien, que a pesar de ello, las estructuras no funcionen eficientemente, con el consiguiente daño para el proyecto.

En conclusión, diremos que, para la determinación del gasto sólido en suspensión lo más conveniente es recurrir a mediciones in situ, y que, dada la gran variabilidad de los fenómenos, tal como ha sido expuesto en el punto 5.5, éstas deben tener gran frecuencia en épocas de avenidas.

Capítulo 9

Morfología Fluvial

9.1 Introducción a la Fluviomorfología

Se denomina Morfología Fluvial, o Fluviomorfología, al estudio de las variadas formas que caracterizan a los ríos.

La Fluviomorfología implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes). Sin embargo, debe precisarse que a la Fluviomorfología no sólo le interesa el estudio de las formas actuales que tiene un río, sino fundamentalmente la explicación y manera de como el río ha llegado a su forma presente.

En el Capítulo 3 hemos adelantado algunos conceptos sobre el comportamiento de los ríos aluviales, que como sabemos están sujetos a cambios de recorrido y de sección transversal. En el presente capítulo se ampliarán los conceptos de movilidad e inestabilidad fluvial antes presentados.

Por lo general los cambios que experimenta un río empiezan en una sección determinada y se propagan hacia aguas arriba y/o hacia aguas abajo de esa sección.

Hay cambios fluviales que ocurren más o menos violentamente; hay otros que ocurren muy lentamente, a través de años o siglos. Ejemplo de los primeros podría ser la erosión que ocurre en un tramo fluvial como consecuencia de una estructura hidráulica (un vertedero, por ejemplo), y de los segundos podría ser el desarrollo de un meandro, que puede tomar miles de años. Si quisiéramos recordar algo intermedio pensaríamos en la sedimentación que ocurre en un tramo fluvial ubicado aguas arriba de una gran presa, que podría tomar decenas de años.

Son numerosos los factores que hay que tomar en cuenta para estudiar el desarrollo y evolución de las formas fluviales. Su conocimiento es un punto de primordial importancia en el diseño hidráulico.

El comportamiento fluvial depende mucho de la topografía, asociada a las condiciones geológicas. El desarrollo de un río y las formas que adopta son diferentes en una zona plana y en una zona de fuerte pendiente. La naturaleza geológica, terciario o cuaternario, por ejemplo, son determinantes en la evolución de las formas fluviales.

La irregularidad de las descargas de los ríos, especialmente la alternancia de grandes avenidas y periodos de sequía, son causa importantísima de las formas que toma un río. Sólo para mencionar un ejemplo, el caudal máximo observado en el río Piura es de 4 400 m³/s (en 1998) y el mínimo es cero (en 1950). La ocurrencia de estos caudales extremos repercute fuertemente en la morfología fluvial. En la costa peruana la aparición del Fenómeno de El Niño da lugar a grandes crecidas, especialmente en las partes bajas de los valles, las que contribuyen a causar importantes cambios en el recorrido de los ríos.

El gasto sólido, que en ocasiones puede ser muy intenso, es un factor importante en las variaciones de curso y de sección transversal de los ríos aluviales. Todo lo que ocurra en la cuenca, desforestación, por ejemplo, que es causa del aumento de la erosión, repercute aguas abajo en el comportamiento fluvial. En las zonas áridas y semiáridas las avenidas son muchas veces de corta duración. Al cesar éstas e interrumpirse el transporte sólido aparece el atarquinamiento de los cauces y la posibilidad de cambios de

recorrido.

La presencia de vegetación a lo largo de las márgenes de los ríos contribuye a la definición del cauce. Por el contrario, su desaparición contribuye a la inestabilidad del recorrido fluvial.

Uno de los factores que incide más intensamente en el comportamiento fluvial está constituido por las acciones humanas. La construcción de presas, barrajes, puentes, encauzamientos, obras de defensa y otras, producen alteraciones fuertes en el escurrimiento fluvial. El impacto de estas obras tiene que evaluarse a la luz del hecho de que el equilibrio fluvial es inestable. Es precario. Frente a cualquier obra o alteración del cauce el río reacciona violentamente. Algunos autores han afirmado, no sin razón, que los ríos son "temperamentales": reaccionan violentamente cuando se pretende tocarlos.

De acá la importancia de la Fluviomorfología dentro de la Hidráulica Fluvial: el ingeniero necesita conocer con anticipación como va a reaccionar el río frente a las obras que se piensa construir. Al respecto es útil recordar unas palabras de MACKIN.

*"El ingeniero que altera el equilibrio natural de un río, sea porque construye una presa, una derivación, o cualquier otra obra, pronto se dará cuenta que hay una larga cadena de reacciones que aumentan a medida que trata de restituir al río a algo parecido a su estado inicial. Debe ser consciente que está trabajando **con** un río y no, simplemente **en** un río".*

Conviene tener presente lo que significa el adjetivo consciente. Se dice de alguien que es consciente cuando *"siente, piensa, quiere y obra con conocimiento de lo que hace"*. Etimológicamente consciente significa *"saber perfectamente"*.

Dada la complejidad del comportamiento fluvial los problemas involucrados se resuelven con la ayuda de modelos matemáticos y de modelos físicos. En todo caso juegan siempre un papel importante el conocimiento, la experiencia, la observación y la intuición del ingeniero.

La gran ventaja de los modelos físicos es que con ellos está presente la tridimensionalidad del flujo. Además, se puede variar las condiciones de entrada (caudales líquidos y sólidos, granulometría, diseño de las estructuras, etc.).

9.2 Perfil Longitudinal

El eje hidráulico de los ríos no es una línea recta. El recorrido fluvial tiene una tendencia natural a la sinuosidad. LEOPOLD y LANGBEIN, estudiosos de la morfología fluvial, se hacen la siguiente pregunta: "*¿existe algo así como un río recto?*". La respuesta es negativa, salvo para tramos fluviales de longitud muy pequeña. Dichos autores señalan que los tramos fluviales rectos no exceden de 10 veces el ancho del río.

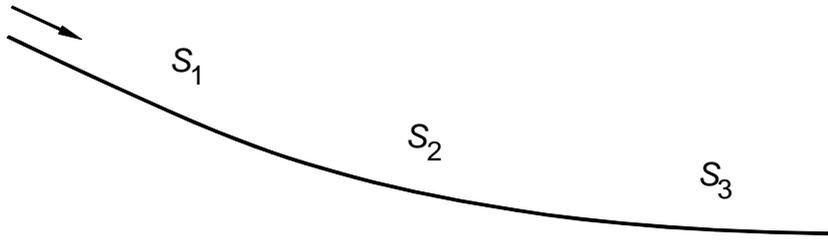
Los ríos tienden naturalmente a la sinuosidad, a que su recorrido esté formado por una sucesión de curvas. La sinuosidad representa para el río el mínimo consumo de energía. Esta tendencia a la sinuosidad se ha encontrado aun en experiencias de laboratorio hechas con granulometría uniforme.

La sinuosidad de un tramo fluvial AB se define como la relación entre la longitud del desarrollo fluvial a lo largo del cauce entre A y B y la distancia AB en línea recta.

La pendiente fluvial es variable a lo largo del recorrido que el río hace desde sus nacientes hasta la desembocadura. En general en las partes altas están las mayores pendientes. En las partes bajas de los cauces fluviales la pendiente disminuye notablemente. En correspondencia con estas pendientes en las partes altas se encuentran las mayores velocidades y el material sólido transportado está constituido por partículas gruesas. En las partes bajas las velocidades son menores y también lo es el diámetro característico del material sólido transportado. Existe, pues, correlación entre pendientes, velocidades y tamaño característico de los sólidos en movimiento.

En la Figura 9.1 se aprecia, muy esquematizado, el perfil longitudinal representativo de un río. Como se ve, el perfil típico es cóncavo hacia arriba y resulta así del balance que se establece entre la capacidad de transporte de la corriente y el tamaño y cantidad de los sólidos aportados por la cuenca. En la mencionada figura se aprecia tres tramos principales y las secciones transversales típicas para cada uno de ellos.

Dentro de cada tramo fluvial puede haber también pequeñas variaciones de pendiente, en pequeñas distancias,



$$S_1 > S_2 > S_3$$

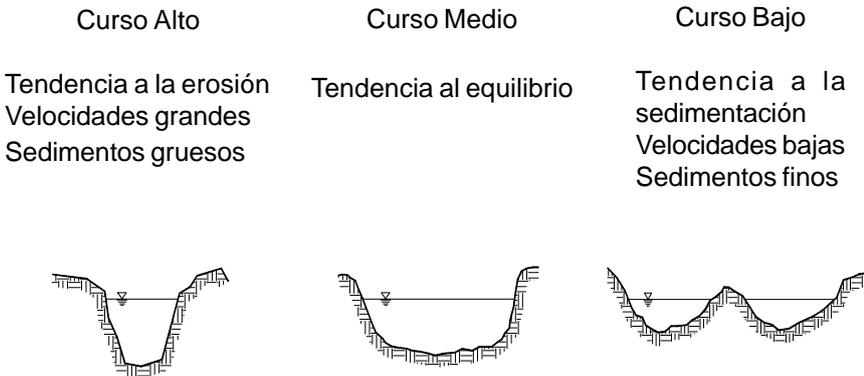


Figura 9.1 Esquematación del perfil longitudinal y secciones transversales típicas de un río, a lo largo de su recorrido

como consecuencia, por ejemplo, de la descarga de un afluente. Todo esto es importante de conocerse cuando se estudia un río y cuando se hace mediciones en él.

Para comprender el comportamiento fluvial en sus variados aspectos morfológicos debe recordarse siempre que el flujo es tridimensional, que la sección transversal es variable y que la cantidad de sólidos también lo es. A todo esto debe agregarse el efecto que tiene la descarga de los tributarios o de un huaco sobre el comportamiento fluvial.

El tema de la variación del tamaño de las partículas sólidas a lo largo del cauce fue estudiado hacia 1875 por STERNBERG, quien a partir de un concepto que posteriormente se encontró que era erróneo, estableció una ecuación que relaciona el tamaño de las partículas con su recorrido. STERNBERG consideró que la disminución de peso de una partícula a lo largo del perfil longitudinal del río debería ser proporcional a su peso y a la distancia recorrida

$$dW = -c W dL \quad (9.1)$$

en esta expresión dW es la disminución de peso de la partícula, cuyo peso es W . La distancia recorrida es dL , c es una constante. Separando variables e integrando se obtiene

$$W_L = W_o e^{-c L} \quad (9.2)$$

expresión que es conocida generalmente como la fórmula de STERNBERG, en la que W_o es el peso inicial de la partícula y W_L su peso luego del recorrido L . Como en general el peso de una partícula es proporcional al cubo de su diámetro se obtiene que

$$d_L = d_o e^{-\frac{c L}{3}} \quad (9.3)$$

La hipótesis de STERNBERG fue que la disminución del peso de la partícula, y de su diámetro, se debe a la desintegración por intemperismo. Sin embargo, a la luz de la teoría del transporte de sedimentos lo más correcto es considerar que la disminución de tamaño se debe al mecanismo de selección de partículas que efectúa la corriente.

LELIAVSKY, citando experiencias realizadas por VON HOCHENBURGER en el río Mur, encuentra que el valor de la constante c es $0,018 \text{ km}^{-1}$. FRIJLINK menciona valores de c comprendidos entre $0,002$ y $0,01 \text{ km}^{-1}$. Estos valores significarían que el tamaño de las partículas disminuiría a la mitad en una distancia comprendida entre $1\ 000 \text{ km}$ y 200 km , aproximadamente.

A título ilustrativo se señala que en el río Mississippi se encontró que la variación del diámetro con la distancia obedecía a la siguiente ecuación

$$d_L = d_o e^{-0,00137 L} \quad (9.4)$$

9.3 Estado de Equilibrio

Para comprender los aspectos morfológicos del comportamiento de un río se debe tener presente el concepto de estado de equilibrio fluvial.

Se dice que un tramo fluvial se encuentra en estado de equilibrio cuando la cantidad de sólidos que ingresa es igual a la que sale, en un tiempo determinado. En dicho tramo no hay erosión ni sedimentación. Evidentemente que el estado de equilibrio sólo puede entenderse como una condición media en el tiempo, tal como se ve en la Figura 9.2.

Si en un tramo fluvial la cantidad de sólidos que ingresa es mayor que la que sale, esto significa que en dicho tramo hay sedimentación; caso contrario hay erosión.

Con el transcurso del tiempo los ríos tienen una tendencia a alcanzar el estado de equilibrio, pero éste siempre es precario, inestable.

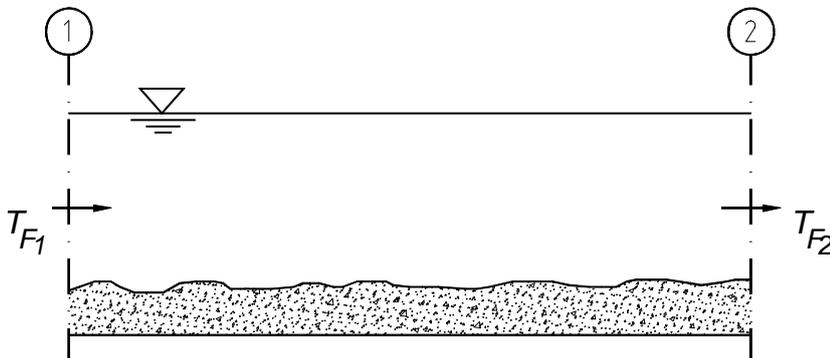


Figura 9.2 Estado de Equilibrio. En el tramo 1-2 no hay erosión ni sedimentación ($T_{F1} = T_{F2}$)

Cuando un tramo fluvial se encuentra en estado de equilibrio, esto significa que la pendiente, la descarga, la geometría del cauce, la rugosidad y cualquier otra característica hidráulica son las requeridas para transportar los sólidos que ingresan a dicho tramo.

Es interesante citar la definición de MACKIN para el estado de equilibrio: una corriente que llega al estado de equilibrio a lo largo de un cierto número de años se caracteriza porque su pendiente (a la que ha llegado por ajustes), con la descarga del río y las otras características hidráulicas es suficiente para transportar los sólidos aportados por la cuenca (producto de la erosión). En estas condiciones el tramo fluvial es un sistema en equilibrio. Este equilibrio se rompe por variación de cualquiera de sus componentes.

La pendiente de un tramo fluvial en estado de equilibrio recibe el nombre de perfil o pendiente de equilibrio.

Es por esto que la pendiente de los ríos es variable a lo largo de su recorrido: el río busca acercarse en cada tramo a su pendiente de equilibrio. Cada tramo tiene la pendiente necesaria para transportar los materiales sólidos disponibles.

9.4 Clasificación Morfológica de los Ríos

Desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos, como se ve en la Figura 9.3.

a) *Ríos Rectos*. Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad. Para el caudal de diseño el río ocupa toda la sección transversal y se comporta como si fuese recto. En determinados encauzamientos ocurre que lo más peligroso para el sistema de defensas no es el caudal máximo, sino uno menor, para el cual el río desarrolla curvas, una de las cuales puede atacar casi frontalmente los diques de encauzamiento.

b) *Ríos Entrelazados*. A veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calados) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas. LANE planteó que las dos causas que explican la existencia de un río entrelazado son: 1) exceso de sedimentos que el río no puede transportar en su totalidad, una parte de los cuales deposita y da lugar a la formación de islas, y 2) pendiente fuerte, lo que origina pequeños tirantes. Uno de estos factores, o los dos juntos, son causa de la aparición de ríos entrelazados.

c) *Ríos Meándricos*. Están formados por una sucesión de curvas. La característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial. Algunas características de los ríos meándricos se han resumido en el punto 3.2

Esta clasificación es ilustrativa de las tres formas principales que suelen tener los ríos. Estas diferentes formas pueden presentarse en tramos sucesivos de un río o en un mismo tramo, en función de la pendiente y el caudal en un momento dado.

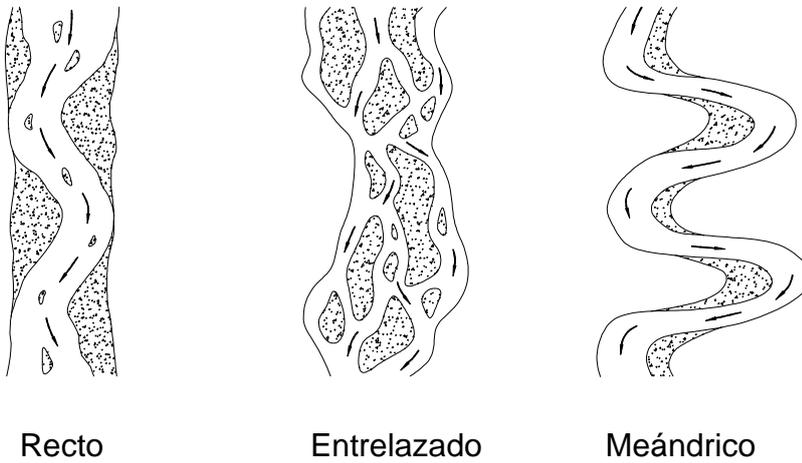


Figura 9.3 Clasificación Morfológica de los ríos

Las obras de defensa y encauzamiento limitan las posibilidades de desarrollo de un río aluvial. Muchas veces lo que parece un río recto lo es sólo como consecuencia de las obras ejecutadas. Para los fines de la Hidráulica Fluvial es necesario conocer la tendencia natural de los ríos a adquirir determinadas formas.

LANE observó y estudió el comportamiento de varios ríos (Mississippi, Missouri, Colorado, Illinois, Arkansas, etc) y encontró unas relaciones empíricas las que en función de la pendiente y el caudal (en unidades inglesas) permiten predecir si se va a presentar un estado de río entrelazado o meándrico. Las ecuaciones de LANE son

$$\text{Si,} \quad SQ^{1/4} \leq 0,0017 \quad (\text{meandros}) \quad (9.5)$$

$$SQ^{1/4} \geq 0,010 \quad (\text{entrelazado}) \quad (9.6)$$

La pendiente está en ft/ft y el caudal en ft³/s. En la Figura 9.4 se aprecia gráficamente estas condiciones, así como el estado intermedio o indefinido.

Es difícil establecer la generalidad y validez de estas ecuaciones fuera de las condiciones en las que se obtuvieron; sin embargo, constituyen una indicación de las formas fluviales posibles en determinadas condiciones. Hay otros criterios establecidos también empíricamente, como los de LEOPOLD y WOLMAN, que han sido obtenidos con el mismo objeto.

Desde un punto de vista puramente morfológico en un río meándrico hay que distinguir los conceptos de longitud y amplitud de un meandro.

El tamaño de los meandros se expresa en función del ancho del río. Hay numerosas fórmulas empíricas que dan diferentes valores. Usualmente se considera que la longitud de un meandro es

$$LM = 10 B \tag{9.7}$$

siendo B el ancho del río (ver Figuras 3.3 y 3.5).

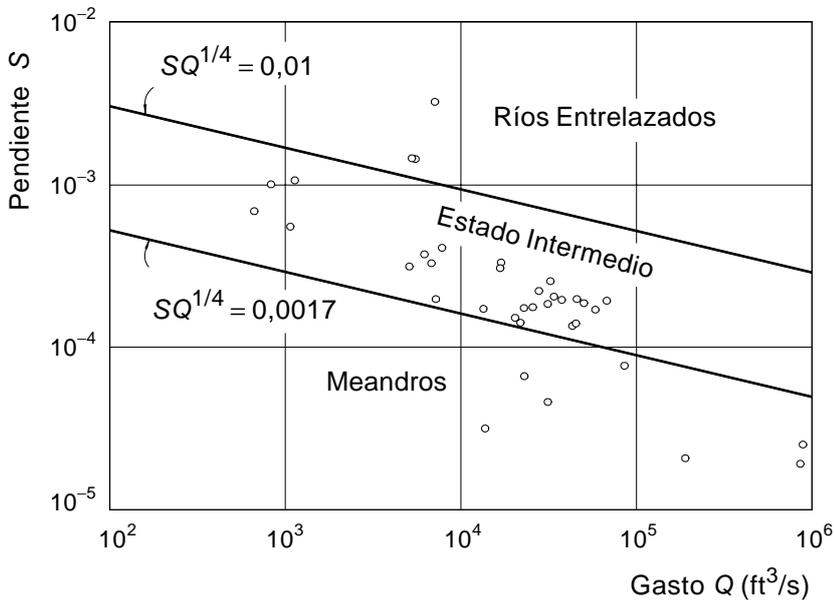


Figura 9.4 Representación gráfica del criterio de LANE para distinguir entre ríos meándricos y entrelazados

9.5 Cursos de Agua "en régimen"

Para conocer el ancho y el tirante que puede tener un río es necesario recordar que los ríos que corren sobre un material aluvial adquieren, por un mecanismo que ha sido llamado de autoajuste, las pendientes, anchos y tirantes correspondientes a los gastos líquidos y sólidos y a la composición granulométrica del material sólido transportado por la corriente. Se dice entonces que el río está "en régimen", o, como se ha visto en el punto 9.3, se encuentran en estado de equilibrio. El contenido del párrafo anterior podría expresarse así

$$(S, B, y) = \varphi(Q, T, d) \quad (9.8)$$

Sin embargo, el álveo no siempre adquiere el ancho y el tirante que le corresponde, por cuanto pudiera ser que el material en el que se desarrolla el río ofrezca resistencia suficiente para evitar que ello ocurra. En estos casos hay, pues, restricciones impuestas por la naturaleza del terreno, las que pueden estar en el lecho y/o en las márgenes.

Cuando un río adquiere libremente su pendiente, ancho y tirante, o cuando expresa esta tendencia, se está comportando como un río aluvial. En él los desplazamientos horizontales y verticales son algo natural en función de las condiciones cambiantes que ofrece la cuenca. A los desplazamientos verticales los llamamos agradación y degradación. Eventualmente, los desplazamientos antes señalados pueden presentarse, o agravarse, como consecuencia de acciones humanas.

Hay algunas expresiones usuales que nos ayudan a comprender mejor el comportamiento de los ríos aluviales. Es por eso que las mencionamos. Así, se denomina terrenos de aluvión a aquéllos que *"quedan al descubierto después de las avenidas, y también a aquéllos que se forman lentamente por los desvíos de los ríos o por las variaciones en el curso de los ríos, y los constituidos por materiales depositados por las aguas, fluviales o marinas, después de haberlos arrancado de otro lugar y transportado desde éste hasta aquel en el que quedaron"*

detenidos".

Es frecuente que los ríos "se salgan de madre". Se denomina madre al *"terreno por donde corren las aguas de un río o arroyo"*. "Salirse de madre" es exceder de lo ordinario y sirve para designar el hecho de que el río abandone su cauce y abra uno nuevo. Se denomina álveo a la madre del río o arroyo.

Con respecto al concepto de álveo, tan importante en Hidráulica Fluvial, es útil recordar lo que dice al respecto la Ley General de Aguas (D.L. 17752): *"álveo o cauce es el continente de las aguas, que éstas ocupan en sus máximas crecientes"*. En la misma Ley se denomina riberas a *"las fajas de terreno de los álveos o cauces comprendidas entre los mayores y menores niveles ordinarios alcanzados por las aguas"*.

La definición de álveo dada por la ley, sólo adquiere sentido pleno en la medida en la que definamos que es una máxima creciente.

9.6 Teoría del Régimen

Su objetivo fue lograr el dimensionamiento (ancho, tirante y pendiente) de canales sin revestimiento, de modo que no se produzca erosión ni sedimentación. Es decir, que los canales estuviesen en estado de equilibrio tal como ha sido definido en el punto 9.3. A dichos canales, en los que no había erosión ni sedimentación, los llamaron canales "en régimen". También se les llama canales fango estables.

Se puede considerar que la teoría del régimen se originó en la India con los trabajos de KENNEDY, cuando en 1895 estableció una relación empírica entre el tirante y la velocidad media para el diseño de canales "en régimen", que en unidades inglesas se expresa así

$$V = 0,84 y^{0,64} \quad (9.8)$$

En 1929 Gerald LACEY dio a conocer sus ecuaciones para el dimensionamiento de canales, a partir de datos

provenientes de la India, Pakistán y Egipto. Sus ecuaciones, obtenidas empíricamente, en el sistema inglés, señalan lo siguiente

$$B = \frac{8}{3} Q^{1/2} \quad (9.9)$$

$$y = 0,47 \left(\frac{Q}{e^2 f} \right)^{1/3} \quad (9.10)$$

siendo

$$e = \frac{0,375}{Q^{1/2}} B \quad (9.11)$$

f es un factor sedimentológico ("silt factor") que depende de la granulometría del material del lecho, y por lo tanto de su rugosidad.

$$f = K d^{1/2} \quad (9.12)$$

Para K hay diversos valores como 1,58 o 1,76 (el diámetro está en milímetros)

Posteriormente, numerosos investigadores con base en sus trabajos de campo confirmaron, ampliaron ó modificaron las ecuaciones de LACEY.

CHITALE, UPPAL y SEHGAL estudiaron el comportamiento de numerosos canales en la India y encontraron que había discrepancias con las ecuaciones de LACEY, y los dos últimos de los nombrados fueron de la opinión que debía seguirse investigando los valores de los coeficientes; en cambio CHITALE pensó que la validez de los coeficientes debía ser regional (ad hoc para cada sistema de canales). CHITALE realizó 281 observaciones en diversos canales de la India, entre 1933 y 1963, para caudales comprendidos entre 6 y 14 400 ft³/s y diámetros de las partículas de arena constituyentes del lecho comprendidos entre 0,021 y 0,425 mm.

Casi 30 años después BLENCH presento sus fórmulas para el diseño de canales estables, muy usadas, y que se exponen en el punto siguiente.

9.7 Método de BLENCH

Dentro de los numerosos estudios realizados para conocer el ancho y el tirante de la sección transversal de un curso de agua merecen especial mención los trabajos realizados por T. BLENCH.

BLENCH estudió el comportamiento hidráulico de canales construidos en la India, principalmente con fines de riego. Su objetivo era determinar bajo que condiciones un canal en tierra, sin revestimiento, conducía un caudal en estado de equilibrio: sin erosión y sin sedimentación. Cuando los canales estaban en esa condición BLENCH los definía como "canales en régimen", de acá el nombre de la teoría. Sus trabajos tienen un fundamento teórico, pero se basan fundamentalmente en la observación del flujo en canales existentes de modo de obtener criterios de diseño para el dimensionamiento de futuros canales en estado de equilibrio, es decir, "en régimen".

Los trabajos de BLENCH fueron precedidos por otros investigadores quienes buscaban también criterios de diseño para canales en tierra, tal como se ha visto en el punto anterior.

La validez del método de BLENCH está limitada a las condiciones en las que se realizaron las observaciones en las que se basó. Sin embargo, BLENCH sostiene que la validez de sus fórmulas podría ir un poco más allá y cubrir también el comportamiento de canales que tengan, por ejemplo, caudales mayores que los estudiados. Existe la posibilidad de aplicar sus fórmulas a ríos aluviales. Para ello sería necesario, en cada caso, algunos trabajos de campo específicos y comprobaciones puntuales.

El campo de aplicación de las fórmulas de BLENCH está, estrictamente hablando y de acuerdo a dicho autor, limitado al cumplimiento de las siguientes condiciones

- i) Movimiento permanente (es decir, sin variaciones en el tiempo)
- ii) Gasto sólido de fondo permanente y muy pequeño
- iii) Lecho arenoso, móvil, en fase de dunas y tal que la curva granulométrica de la arena tenga una buena distribución

- iv) Gasto sólido en suspensión insignificante
- v) Taludes empinados, arcillosos, que se comporten como hidráulicamente lisos, erosionables y capaces de que los eventuales depósitos de sólidos en suspensión se adhieran a ellos
- vi) Lecho horizontal en el sentido transversal
- vii) Sección transversal y pendiente longitudinal uniformes
- viii) Viscosidad constante
- ix) Valores hidráulicos dentro de los siguientes rangos

- Diámetros de las partículas constituyentes del lecho	$0,1 < d < 0,6\text{mm}$
- Concentración de sólidos de fondo (en partes en peso por 100 000)	$0 < c < 3$
- Concentración de sólidos en suspensión	$0 < c < 1\%$
- Temperatura del agua	$50^\circ < T < 86^\circ\text{F}$ (10C°) (30C°)
- Relación ancho tirante (B y A)	$4 < \frac{B}{y} < 30$
- Valores de $\frac{V^2}{y}$ (en ft/s^2)	$0,5 < \frac{V^2}{y} < 1,5$
- Valores de $\frac{VB}{v}$	$10^6 < \frac{VB}{v} < 10^8$
- Caudal (ft^3/s)	$1 < Q < 10\ 000$ ($0,028\text{m}^3/\text{s}$) ($283\text{m}^3/\text{s}$)

La aplicación del método de BLENCH parte de la determinación de dos factores, F_b y F_s , cuya naturaleza presentamos a continuación.

F_b es un factor que depende de la naturaleza del lecho, específicamente del tamaño de la arena. El subíndice b corresponde a "bed" en inglés, que significa fondo, lecho. Su definición es

$$F_b = \frac{V^2}{y} \quad (9.13)$$

La velocidad está en ft/s, el tirante en ft y F_b resulta estar en ft/s². Si se divide ambos miembros de la ecuación 9.13 por la aceleración de la gravedad g se obtiene el Número de Froude

$$\frac{F_b}{g} = \frac{V^2}{g y} = F^2 \quad (9.14)$$

BLENCH comenta que los ríos con flujo a dos fases, de iguales características, tienden a adquirir el mismo Número de Froude.

F_b , cuyas dimensiones son LT⁻², no tiene un rango de variación muy amplio. El método se aplica para valores comprendidos entre 0,5 y 1,5 ft/s². BLENCH expresa que el valor más común es 1 ft/s².

F_b , factor de fondo, depende de la granulometría. Si tuviésemos un canal en régimen, es decir, en equilibrio, y tal que cumplierse las condiciones antes señaladas podríamos averiguar su valor de F_b . Repitiendo esta operación nos acostumbraríamos a estimar el valor de F_b .

Como una guía para la determinación de F_b se puede aplicar, cuando el gasto sólido de fondo sea despreciable, la siguiente expresión

$$F_b = 1,9 \sqrt{d_{50}} \quad (9.15)$$

en la cual el diámetro de las partículas es el d_{50} y está en milímetros. F_b está en ft/s². Si el gasto sólido de fondo fuese significativo se podría aplicar

$$F_b = 1,9 \sqrt{d_{50}} (1 + 0,12 c) \quad (9.16)$$

en donde c es la concentración de sólidos de fondo en partes en peso por 100 000.

F_s es el factor sedimentológico lateral (s viene de "side" en inglés que significa lado). Su valor depende de la erosionabilidad de las márgenes (taludes), de la viscosidad del agua y de la tendencia del material sólido a depositar en las márgenes.

F_s se define así

$$F_s = \frac{V^3}{B} \quad (9.17)$$

B es el ancho del canal, en ft. Las dimensiones de F_s son L^2T^{-3} y sus unidades ft^2/s^3 . Los valores usuales recomendados por BLENCH para F_s dependen del material constitutivo de las márgenes. Los valores son

Bancos arenosos fácilmente erosionables	0,1 ft^2/s^3 , o más
Bancos algo cohesivos	$\approx 0,2 \text{ } ft^2/s^3$
Bancos de material no muy cohesivo (que no son capaces de mantenerse indefinidamente, pero quizás un par de años)	$\approx 0,3 \text{ } ft^2/s^3$

La expresión $\rho \mu F_s$ mide la intensidad del ataque erosivo sobre las márgenes.

A partir de las ecuaciones 9.13 y 9.17 se obtiene los valores del ancho y del tirante

$$B = \sqrt{\frac{F_b}{F_s}} Q^{1/2} \quad (9.18)$$

$$y = \sqrt[3]{\frac{F_s}{F_b^2}} Q^{1/3} \quad (9.19)$$

Determinados los valores de F_b y F_s resulta que el ancho es proporcional a la potencia un medio del caudal, y el tirante es proporcional a la potencia un tercio del caudal.

Para la pendiente la teoría del régimen llega a la siguiente expresión

$$S = \frac{F_b^{5/6} F_s^{1/12} v^{1/4}}{3,63 g Q^{1/6}} \quad (9.20)$$

Por simplicidad se denomina K a la expresión

$$K = \frac{3,63 g}{v^{1/4}} \quad (9.21)$$

En el sistema inglés usualmente el valor de K está alrededor de 2 000.

En consecuencia, para un canal determinado la pendiente es inversamente proporcional a la potencia un sexto del caudal.

FARRADAY y CHARLTON transformaron las ecuaciones de BLENCH (9.13, 9.15 y 9.17), adaptaron sus unidades, y las presentaron de un modo que permite calcular directamente el tirante y el ancho de un canal "en régimen". Como se trata en realidad de las mismas ecuaciones sus limitaciones y alcances son idénticos a los originales de BLENCH. Ellas son

$$B = 14 Q^{0,5} d_{50}^{0,25} F_s^{-0,5} \quad (9.22)$$

$$y = 0,38 q^{0,67} d_{50}^{-0,17} \quad (9.23)$$

Q en m^3/s , d en m , F_s en sus valores originales que aparecen después de la ec. 9.17, q en m^2/s , B e y en metros.

9.8 Abanicos Fluviales

Los abanicos fluviales en un río ocurren cuando hay un cambio de pendiente, de fuerte a suave: el río da lugar a varios cauces.

Hay una gran similitud entre un delta y un abanico aluvial. Ambos resultan de reducción en la velocidad.

Algo parecido ocurre cuando un afluente de gran transporte sólido entrega a un cauce principal.

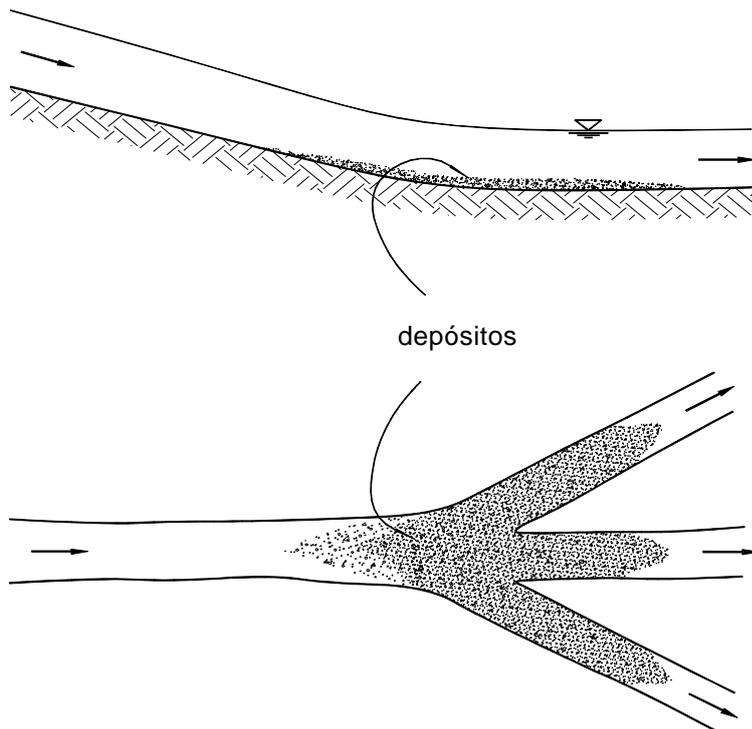


Figura 9.5 Abanicos fluviales

9.9 Descarga Dominante

La descarga de un río es muy variable en el tiempo. Sin embargo, el caudal es determinante en el comportamiento fluvial. Cabría entonces preguntarnos cuál es la descarga de que estamos hablando.

Uno de los conceptos que se ha usado más para describir, de un modo esquemático y simplificado el comportamiento fluvial es el de Descarga Dominante (D.D.).

Para que la definición de Descarga Dominante sea útil debe ser capaz de describir el comportamiento fluvial. ACKERS y CHARLTON señalan que Descarga Dominante *"es el flujo permanente, que probablemente está dentro del rango de los flujos presentados y que explica las longitudes de los meandros observados"*. En esta definición el concepto de Descarga Dominante está vinculado al concepto de meandros, específicamente a su longitud. Según esto podría pensarse que el concepto, la definición, de Descarga Dominante, está atada a un parámetro particular. En realidad parece que es así; la Descarga Dominante se define para un objetivo específico. A la Descarga Dominante se le llama también "Descarga de Formación de Lecho".

La geometría de un cauce, su transporte sólido, pendiente o cualquier otra característica pueden expresarse en función de la descarga.

Las grandes cantidades de sólidos van asociadas con las crecidas, y a su vez con la geometría del cauce (aparición o desaparición de meandros, etc.). Pero las grandes crecidas tienen poca duración en el tiempo, ocurren en un pequeño porcentaje de los días del año. Son mayores que el caudal medio, pero en teoría ellas constituyen la descarga dominante, la descarga de formación del lecho.

En el libro de CSU se señala que para los diseños puntuales (un puente, por ejemplo), basados en los conceptos de frecuencia de avenidas y en los aspectos económicos involucrados, los conceptos de Descarga Dominante y de Formación de Lecho pierden su importancia, la que si aparece para un estudio integral del comportamiento fluvial a lo largo de un recorrido largo.

Capítulo 10

Erosión de Cauces Fluviales

10.1 El Fenómeno de la Erosión

En general se denomina erosión, socavación o degradación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es una profundización del cauce. La erosión puede ser local o generalizada.

La erosión local, o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo. Socavar significa "*excavar por debajo alguna cosa, dejándola en falso*".

La socavación, como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar de puente, o en la descarga de un vertedero. La erosión local se contrarresta con medidas de protección. De acá que muchas veces, desde el punto de vista del diseño, más importante que la cuantificación precisa de la erosión local sea la determinación cualitativa, es decir, saber donde se espera que habrá socavación y saber como controlarla.

La erosión generalizada, o degradación, se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva. Ejemplo típico sería la que ocurre aguas abajo de una presa ubicada sobre el lecho de un río, que retenga gran cantidad de sedimentos y que, sin embargo, mantenga constante el caudal hacia aguas abajo.

Puede ocurrir también una adición, una superposición, de ambos tipos de erosión.

En general el estudio de la erosión no es fácil. Es un fenómeno tridimensional, impermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que está siendo erosionado. La profundidad de erosión es variable hasta que llega a su valor máximo, el que se presenta cuando la velocidad de la corriente disminuye hasta hacerse igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento. La Hidráulica Experimental es muy importante para el estudio de la erosión.

En el presente capítulo no usamos la palabra erosión como el desgaste que sufre un cuerpo en roce con otro, que es lo que ocurre por ejemplo cuando el concreto es expuesto al agua con gran velocidad, o la que se presenta en las turbinas.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras se está desarrollando la erosión, el tirante y la fuerza tractiva van aumentando con el paso del tiempo. El transporte sólido va variando a lo largo del cauce. Finalmente se llega al equilibrio: la corriente ha alcanzado el tirante necesario para que con las nuevas condiciones impuestas al río pueda haber continuidad en el transporte sólido. El desarrollo de la erosión se expresa así

$$B \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial T_F}{\partial x} \quad (10.1)$$

Cuando se llega a la situación de equilibrio se tendrá que

$$B \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial T_F}{\partial x} = 0 \quad (10.2)$$

Para el calculo de la profundidad de erosión hay dos

métodos clásicos, que han sido presentados, por ejemplo, por KLAASEN.

El primer método está basado en la teoría del régimen, la que se combina con la experimentación.

El segundo método, de desarrollo más reciente y con más amplia difusión, examina y evalúa las características de cada tipo de erosión y para cada una de ellas hace una determinación específica. Desde el punto de vista de la ingeniería fluvial interesa, en algunos casos, sólo la determinación cualitativa de la erosión: saber donde va a haber erosión y como prevenirla. En otros, importa la determinación cuantitativa: la profundidad de erosión.

Se puede encontrar una detallada exposición del Control de la Erosión en Obras Hidráulicas en el trabajo de la ingeniera Petronila IBAÑEZ, que aparece en la publicación titulada Diseño de Obras Hidráulicas, hecha en 1994 por el Capítulo de Estudiantes del ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería.

10.2 Origen de la Erosión de los Cauces Fluviales

Hay varias circunstancias típicas en las que se presenta alguna forma de erosión. Entre ellas señalamos las siguientes

a) Aumento de Caudal. Cuando ocurre una avenida, o simplemente, un aumento de caudal, también aumentan la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte. Es esta una forma de originarse la erosión y que puede conducir a un acorazamiento del lecho, a una erosión generalizada, a erosiones locales en determinados puntos, etc. Cuando el aumento de caudal se combina con otras circunstancias, los fenómenos de erosión pueden ser muy grandes.

Las avenidas de 1983 y de 1998 motivaron que en diversos tramos a lo largo del río Piura se produjera una profundización de varios metros en el cauce. En los ríos de la selva es frecuente que las variaciones de caudal produzcan en los lechos de material fino constantes fenómenos de agradación y degradación. El aumento

de caudal es causa frecuente de erosión.

b) Interrupción del Transporte Sólido. Un río tiene una tendencia hacia el estado de equilibrio. Si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye, el aporte sólido el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólidos obtiene éstos del lecho fluvial. La consecuencia es la erosión generalizada y la consiguiente profundización del cauce.

c) Estrechamiento del Cauce. Muchas veces, por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. Esto ocurre cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del río. Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución de la sección transversal, lo que implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce.

Esto es lo que ocurrió en muchísimos lugares, como por ejemplo en el río Rímac en su tramo citadino. El río fue sometido a un fuerte estrechamiento (hasta antes de las obras de encauzamiento el río era mucho más ancho). La respuesta del río fue la profundización de su cauce, como puede verse por ejemplo, en el puente del Ejército.

d) Flujo en Curva. En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión. Por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación. Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos hay que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos. La margen exterior debe ser protegida contra la erosión. Podría recurrirse a defensas continuas o a un sistema de espigones. Ver Figuras 3.2, 3.9 y 10.3.

El río Tumbes en su curso bajo tiene tendencia a la formación de meandros, los que por su propia dinámica erosionan por su margen exterior y se desplazan. El año 1983 el desplazamiento de los meandros amenazó la carretera Panamericana. Un sistema de

espigones logró salvar la emergencia, pero para que la solución sea permanente debe formar parte de un tratamiento integral del río, pues la tendencia a erosionar permanece. Al respecto se puede observar la Figura 3.9.

La tendencia a la erosión de la margen exterior de un tramo en curva se aprovecha en el llamado efecto de curva para lograr mejores condiciones en la ubicación de una obra de toma, la que debe estar siempre en la margen exterior donde la erosión puede controlarse y usarse, y no en la margen interior donde la tendencia a la sedimentación haría prácticamente inmanejable el problema.

e) Confluencia Fluvial. Aguas abajo de la sección en la que un río recibe a un afluente más o menos libre de sedimentos hay tendencia a que se produzca erosión. El mismo fenómeno ocurre aguas abajo de la confluencia de los brazos de un río entrelazado.

f) Pilares y Estribos. Cuando en un río hay elementos extraños, como un pilar de puente o un estribo, aparece la tendencia a la erosión local por formación de vórtices.

g) Otros. Hay numerosos ejemplos de tendencia a la erosión. Puede ocurrir también en las inmediaciones de la "punta" o la cabeza de un espigón. Hay ríos en los que se presentan dunas de gran altura en las que en la parte correspondiente hay erosión. Hay tendencia a la erosión inmediatamente aguas abajo de un dissipador de energía, por medio de un salto hidráulico. También hay tendencia a la erosión cuando se produce el corte de un meandro (cut off). Al respecto se puede ver la Figura 3.5.

Desde el punto de vista de como avanza la erosión podemos clasificar a ésta en dos grandes grupos. Hay un tipo de erosión que progresa hacia aguas abajo, que está descrito en la Figura 10.2, y otro, que progresa hacia aguas arriba. A esta última se le llama erosión regresiva.

La erosión regresiva, que puede ser muy rápida, se presenta, por ejemplo, cuando hay una disminución de nivel aguas abajo. Tal sería el caso de una desembocadura.

10.3 Relación de LANE

Para la apreciación de determinados procesos fluviomorfológicos, en especial la erosión y la sedimentación, que examinamos en este capítulo y en el siguiente, resulta muy útil la llamada Relación de LANE, propuesta por este autor en 1955.

Se trata de una relación entre cuatro variables. Ellas son el gasto sólido de fondo T_F , el caudal Q , la pendiente S y el diámetro característico del material sólido de fondo d . La Relación de LANE en su expresión más general es

$$T_F^a \cdot d^b :: Q^c \cdot S \quad (10.3)$$

Esta expresión, con diferentes exponentes, está presente en las fórmulas para el cálculo de la capacidad de transporte de las corrientes líquidas. Bastaría con recordar por ejemplo la fórmula de SCHOKLITSCH (1934), ec 7.6, para que sea evidente esta afirmación. En ella los exponentes serían: $a \approx c \approx 1$ y $b \approx 1$.

$$T_F^{2/3} \cdot d^{1/3} :: Q^{2/3} \cdot S \quad (10.4)$$

Utilizando otras fórmulas para el gasto sólido de fondo se podría obtener otros valores para los exponentes.

Para la descripción cualitativa de muchos procesos puede usarse la expresión de LANE en su versión restringida, que consiste en no considerar los exponentes con sus valores particulares, sino como si fuesen igual a 1.

$$T_F \cdot d :: Q \cdot S \quad (10.5)$$

Esta relación cualitativa implica que el cambio en una de las variables repercute en un cambio en una o más de las otras variables para recuperar el balance.

Algunos ingenieros del U.S. Bureau of Reclamation, entre ellos W.H. BORLAND, conscientes de la importancia de la Relación de LANE para la descripción de los cambios fluviales idearon la Figura 10.1 conocida como la Balanza de LANE.

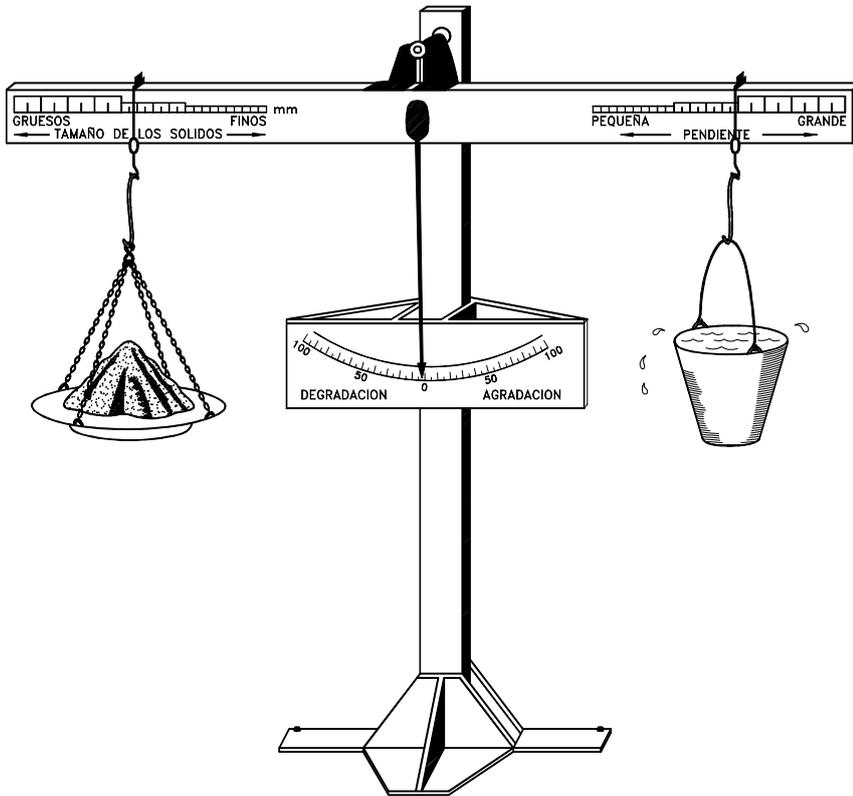


Figura 10.1 Balanza de LANE correspondiente a la ecuación 10.5:

$T_F \cdot d :: Q \cdot S$. El gasto sólido está representado por la arena depositada en el platillo de la izquierda, y el caudal líquido corresponde a la cantidad de agua contenida en el balde de la derecha. Los puntos de los que penden el platillo y el balde pueden desplazarse a la izquierda o derecha, como expresión de las variaciones del diámetro de los sólidos y de la pendiente.

Veamos que otra información puede darnos la Relación de LANE. Si en la última ecuación despejamos la pendiente se obtiene

$$S :: \frac{T_F \cdot d}{Q} \quad (10.6)$$

de donde resulta que la pendiente de un cauce fluvial puede disminuir por una reducción del gasto sólido, por una reducción del tamaño de los sólidos o por un incremento de la descarga. Por el contrario, un aumento de la pendiente puede originarse en un aumento del gasto sólido, en un aumento del diámetro representativo del material sólido ó en una disminución del caudal. Ver Figura 10.1.

Si se construye una gran presa sobre el lecho de un río el gasto sólido disminuye, debido a la sedimentación, y en consecuencia también disminuye la pendiente. Hay numerosos procesos que pueden analizarse por medio de la Relación de LANE.

10.4 Degradación del Cauce Aguas Abajo de una Presa

Cuando se construye una presa sobre el lecho de un río se produce un desequilibrio sedimentológico entre los tramos fluviales ubicados aguas arriba y aguas abajo de la presa.

El desequilibrio es mayor en la medida en la que sea mayor el embalse creado por la presa. Aguas arriba de la presa hay sedimentación, es decir, agradación. Aguas abajo hay tendencia a la degradación, es decir, erosión. El estudio de ambos fenómenos es muy importante desde la perspectiva de la Hidráulica Fluvial. Ambos constituyen parte del impacto ambiental originado por la construcción de la presa.

La degradación que ocurre aguas abajo de una presa tiene ciertos elementos característicos que es necesario precisar. La principal y más notoria característica es la profundización del lecho en una extensión que, en algunos casos, puede ser de varios kilómetros. La segunda característica es la disminución de la pendiente del lecho fluvial. La tercera característica es el

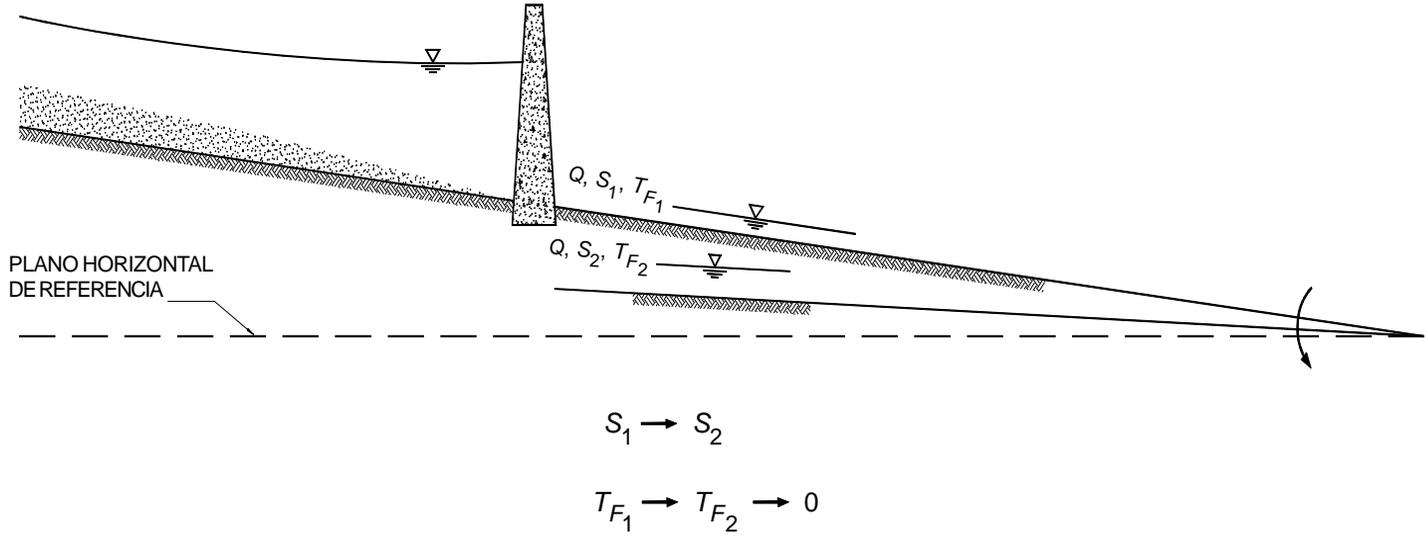


Figura 10.2 Representación esquemática de la degradación del cauce aguas abajo de una presa

engruesamiento del lecho fluvial debido a la remoción de las partículas más finas y el consiguiente acorazamiento del lecho.

En la Figura 10.2 se representa esquemáticamente el fenómeno que venimos describiendo. Antes de la construcción de la presa se tenía un caudal Q escurriendo sobre un lecho de pendiente S_1 . El gasto sólido de fondo era T_{F_1} . Como consecuencia de la construcción de la presa se interrumpe el gasto sólido. Aguas arriba de la presa se produce sedimentación, tema que tratamos en el capítulo siguiente. Aguas abajo, al no haber aporte sólido, el río arrastra el material constituyente de su propio lecho. Se produce entonces el arrastre de las partículas cuya fuerza tractiva crítica sea menor que la fuerza tractiva de la corriente. Aparece así el arrastre de las partículas más finas, lo que da lugar al acorazamiento del lecho, lo que implica su engruesamiento. A medida que aumente la fuerza tractiva aumentará el diámetro representativo del lecho acorazado. Para un incremento del caudal se produce el movimiento de las partículas más grandes, constituyentes del lecho acorazado, el cual finalmente se rompe y se ponen así en movimiento las partículas más finas que estaban debajo del lecho acorazado. Disminuye así la resistencia al escurrimiento y aumenta el gasto sólido. El proceso termina cuando se llega a un estado de equilibrio, porque la fuerza tractiva no es capaz de poner en movimiento las partículas del fondo. Se llega así a una nueva pendiente de equilibrio S_2 y a un transporte sólido igual a cero. Es como si el río hubiese girado alrededor de un punto fijo ubicado aguas abajo. La erosión es mayor cerca de la presa y menor, hasta desaparecer, hacia aguas abajo, lejos de ella.

Para el cálculo de la degradación existen diversos métodos. Algunos métodos están basados en experiencias de laboratorio, que corresponden a esquematizaciones muy simplificadas de la realidad y de dudosa aplicación en problemas reales. Hay también métodos de cálculo basados en modelos matemáticos. Estos últimos son los que han alcanzado mayor desarrollo.

En los modelos matemáticos determinísticos se busca establecer ecuaciones que vinculen el descenso del lecho en la unidad de tiempo con la diferencia entre los caudales sólidos de entrada y salida del tramo fluvial considerado, dentro del concepto

de continuidad sedimentológica expresado a través de una ley gasto líquido-gasto sólido de fondo. Al respecto es conveniente recordar las ecuaciones 10.1 y 10.2.

En general los métodos existentes para el cálculo de la degradación son de baja confiabilidad, pues deben recurrir a profundas simplificaciones de las condiciones naturales. En muchos casos hay que hacer análisis específicos aplicables en función de las características de cada río. Así por ejemplo, para el Estudio de la Degradación del Río Maule aguas abajo de la presa de Colbún fue necesario "*desarrollar una metodología de cálculo ad hoc*", a cargo del Centro de Estudios Hidráulicos de la Universidad de Chile.

Para dicho estudio se empezó por examinar algunas de las fórmulas por ese entonces existentes para el cálculo de la degradación y se encontró, por ejemplo, que el método de MOSTAFA (1955) y el de KOMURA y SIMONS (1967) eran preferentemente para lechos de granulometría fina y uniforme. Además, dichas fórmulas no consideran el acorazamiento del lecho. La fórmula de ASHIDA Y MICHIUE (1971) considera granulometría extendida y, por lo tanto, la posibilidad de acorazamiento, pero su suposición respecto a que la degradación sea paralela al fondo limitaba mucho el campo de aplicación de la fórmula.

Para el río Maule se encontró que dichos modelos matemáticos no le eran aplicables debido a ciertas características de su comportamiento fluvial, tales como: lecho inestable y divagante, granulometría gruesa y extendida y pendientes fuertes. A lo anterior debe añadirse que el caudal es muy variable en el tiempo, pues hay fuertes altibajos. Resulta entonces poco menos que imposible definir y determinar una descarga dominante responsable de la degradación. Es significativo lo señalado en el estudio del río Maule: "*serán precisamente las mayores descargas y su repetición a lo largo del tiempo, las que determinarán la magnitud y escala de tiempo de la degradación en el río Maule*".

En el Perú hay muchos ríos en los que las fórmulas anteriormente mencionadas y otras establecidas posteriormente, que impliquen grandes simplificaciones, no deben utilizarse. Debe entonces desarrollarse metodologías especiales.

10.5 Protección con Espigones

En determinados aspectos del manejo de un río, como por ejemplo la protección de márgenes, se recurre a la construcción de obras de defensa, las que constituyen protecciones contra la erosión.

Estas protecciones pueden ser continuas o discontinuas. Para estas últimas se recurre a los espigones. La elección entre un tipo u otro de protección es muchas veces un problema económico.

La expresión manejo del río usada líneas arriba puede referirse, por ejemplo, a obtener determinadas profundidades de la corriente (calados) requeridas por la navegación, o también para controlar la migración de un meandro.

Los espigones arrancan de la orilla, a la que pueden estar empotrados, y penetran dentro de la corriente. Entre los espigones se produce sedimentación y, eventualmente vegetación, y de esta manera se controla el proceso erosivo del meandro. En la Figura 10.3 se ve una disposición típica de espigones.

En algunos proyectos un sistema de protección con espigones tiene frente a una defensa continua la desventaja de disminuir el área hidráulica del cauce. Sin embargo, tiene la ventaja de ser flexible, de poderse reparar luego de una crecida y, eventualmente, ir perfeccionando su diseño. Además es más económico.

El diseño de un sistema de espigones se basa tanto en consideraciones teóricas como en la experiencia proveniente de la observación de sistemas en operación. En muchos casos los modelos hidráulicos son de gran utilidad.

Los espigones, cuya función principal es alejar la corriente de la orilla, pueden tener un ángulo hacia aguas abajo, hacia aguas arriba o ser perpendiculares a la orilla ($\alpha = 90^\circ$). Los espigones tienen generalmente una pendiente longitudinal hacia el cauce. A veces terminan en forma de \square o de \square . Ver Figura 10.4.

El diseño de espigones ha sido estudiado, entre otros, por José Antonio MAZA ALVAREZ, quien presentó en el VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica un trabajo titulado Diseño de Espigones, que sirve como guía para la siguiente exposición.

Señala el profesor MAZA que para el diseño de un sistema de espigones se debe tener en cuenta los siguientes aspectos

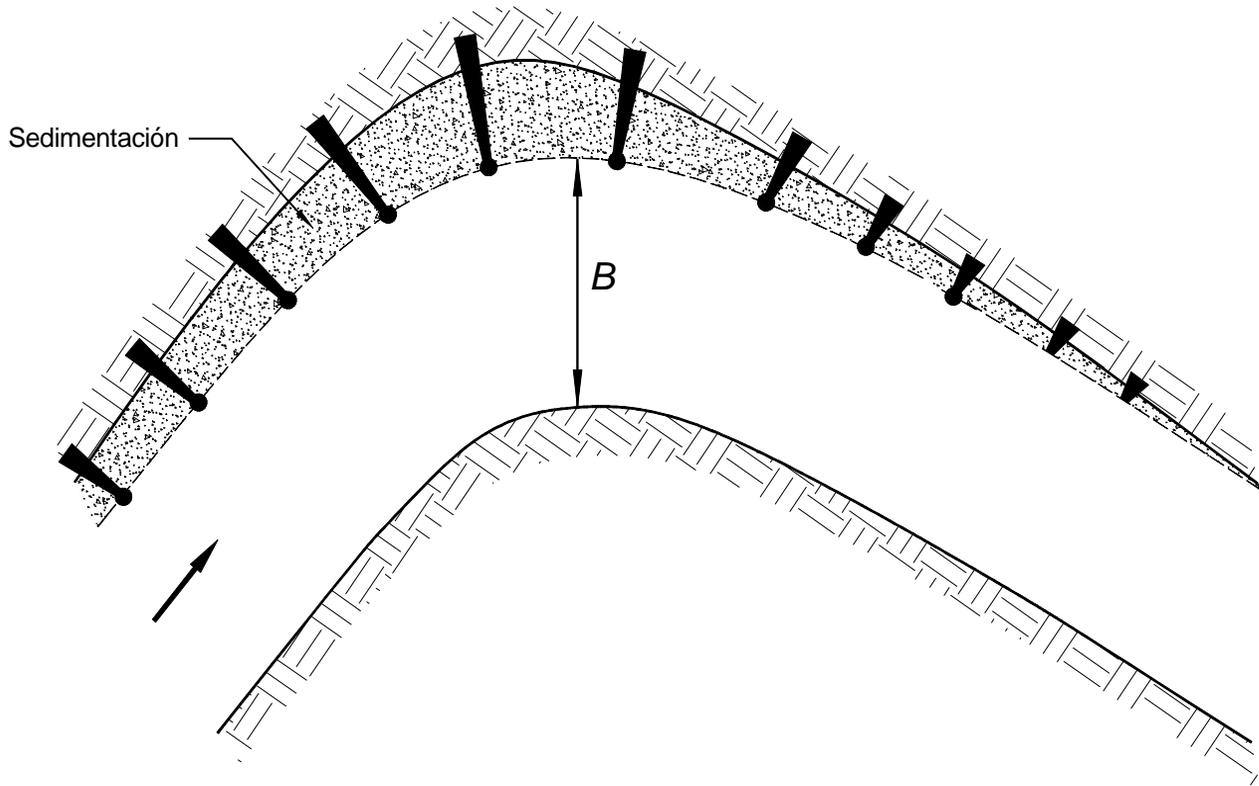
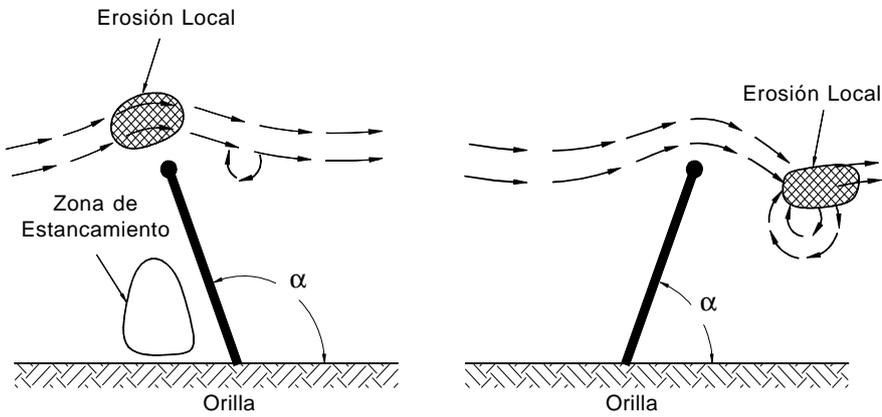
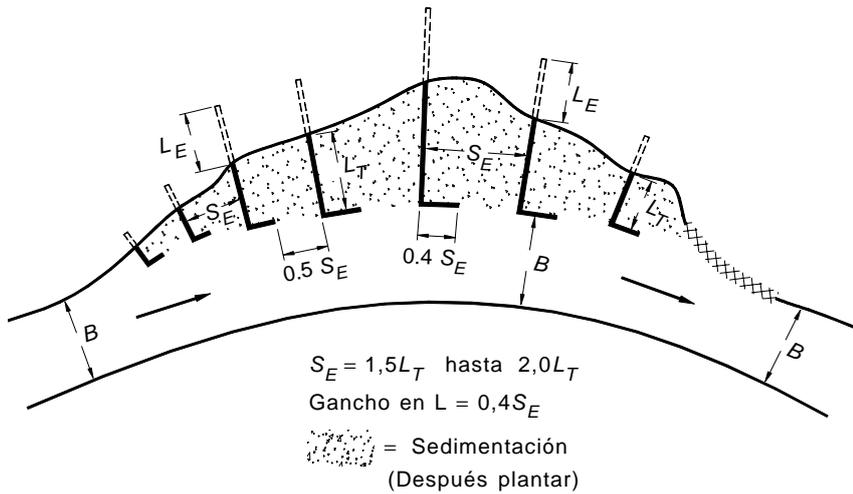


Figura 10.3 Representación esquemática de un tramo en curva protegido con un sistema de espigones



a) Contra la corriente

b) En el sentido de la corriente



(c)

Figura 10.4 Esquemas típicos de espigones. En las figuras a y b se muestra la ubicación de los espigones con respecto a la dirección de la corriente. En la figura c una disposición de espigones en L en el río Piura en un tramo en curva.

- a) Localización en planta. Radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río
- b) Longitud
- c) Separación
- d) Pendiente de la corona
- e) Angulo de orientación respecto a la orilla
- f) Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción
- g) Erosiones locales

a) *Localización en planta.* Como consecuencia del análisis fluvial se determina un ancho B para el río, luego de construido el sistema de espigones, el que debe guardar cierta relación con el radio de curvatura r correspondiente, y que podría ser

$$2,5 B < r < 8 B \quad (10.7)$$

Respecto a este punto el profesor MAZA señala que "*Al respetar los radios anteriores, la defensa que se haga en base a espigones trabajará eficientemente. Si los radios de curvatura son menores, la separación de los espigones disminuye y económicamente es preferible construir una defensa marginal apoyada en la orilla. Si los radios son mayores, el río tiende a formar un cauce con menores radios dentro de la curva y no todos los espigones trabajan eficientemente*".

b) *Longitud de los espigones.* Se determina separadamente la longitud de anclaje y la longitud efectiva o de trabajo. La longitud de trabajo L_T es la que está dentro de la corriente. Su longitud a lo largo de la corona se determina con la siguiente expresión

$$y < L_T < B / 4 \quad (10.8)$$

Puede o no haber anclaje; en todo caso su longitud no debe ser mayor de $L_T/4$. Cada espigón tiene su propia longitud en función de las peculiaridades del terreno.

c) Separación entre espigones. No hay un modo universalmente aceptado para determinar la separación entre espigones. Ella depende, entre varios factores, del ángulo que formen los espigones con la corriente y de la longitud del espigón de aguas arriba. Su valor está alrededor de 6 veces la longitud del espigón empotrado y 5 veces la del no empotrado.

Según otros autores la separación entre los espigones debe estar comprendida entre 4 y 12 veces su longitud. FRIJLINK menciona experiencias exitosas en el río Rin con una separación menor a 3 o 4 veces la longitud de los espigones, y menor que el ancho del río.

MAZA señala que para ángulos comprendidos entre 70° y 90° la separación entre espigones debe ser 4,5 a 5,5 veces la longitud de trabajo L_T del espigón. Para un ángulo de 60° la separación puede ser algo mayor.

En tramos curvos la separación podría llegar a ser la mitad que un tramo recto.

FARRADAY y CHARLTON señalan que la separación entre espigones debe cumplir la siguiente condición

$$S_E < \frac{c y^{1,33}}{2 g n^2} \quad (10.9)$$

c es una constante cuyo valor fue estimado en 0,6, y es el tirante en metros, g es la aceleración de la gravedad en m/s^2 , n es el coeficiente de KUTTER (que es el usado en la fórmula de MANNING). Los mismos autores indican que la separación entre espigones debe ser 1 a 2 veces el ancho del río, o bien, de 4 a 4,5 veces su longitud.

d) Pendiente de la corona. Los espigones tienen generalmente a lo largo de ellos una pendiente hacia el cauce. MAZA señala que la altura mínima del espigón hacia el centro del cauce debería ser de 0,50 metros. Las pendientes están comprendidas entre 0,05 y 0,25. Señala el autor antes referido que los espigones con pendientes de 0,1 o más favorecen bastante la sedimentación y resultan más económicos.

e) *Orientación de los espigones.* La orientación de un espigón se define como "el ángulo que forma hacia aguas abajo, el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla en el punto de arranque". (MAZA)

MAZA recomienda un ángulo de 70° , pero si el radio de curvatura es muy pequeño ($r < 2,5 B$), el ángulo puede ser menor. Si imaginamos que el ángulo α fuese cada vez más pequeño llegaríamos finalmente a una protección continua. Para ángulos mayores de 90° la separación entre los espigones tendría que ser menor. MAZA señala haber obtenido malos resultados con un ángulo de 120° .

FRIJLINK, como consecuencia de experiencias en la construcción de 5 000 espigones en el río Rin, señala que el ángulo de los espigones depende fundamentalmente del costo y de la experiencia local.

f) *Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción.* En general hay dos tipos de espigones: permeables e impermeables.

Se construyen de diversos materiales: piedra, elementos prefabricados, madera, troncos, etc. Las piedras pueden colocarse al volteo o en gaviones. MAZA menciona que en el río Papaloapán utilizaron "bolsacreto", es decir bolsas rellenas con mortero de cemento y arena en la proporción 1:10.

Los espigones permeables, es decir aquéllos que permiten que el agua pase entre ellos con pequeña velocidad, son útiles cuando se desea favorecer la sedimentación y formación de playas entre los espigones. Cuando se quiere poner énfasis en el alejamiento de la corriente de la margen comprometida conviene hacerlos impermeables.

g) *Erosiones locales.* En torno a la punta de los espigones suele presentarse una erosión local, por lo que esta zona debe ser convenientemente protegida.

Las defensas por medio de espigones requieren de mantenimiento continuo, especialmente después de cada avenida importante. Una de las ventajas de este sistema de defensas es que

el diseño puede irse mejorando, como parte de las labores de mantenimiento y como consecuencia de las observaciones que se realicen de su funcionamiento.

10.6 Erosión en Pilares de Puentes

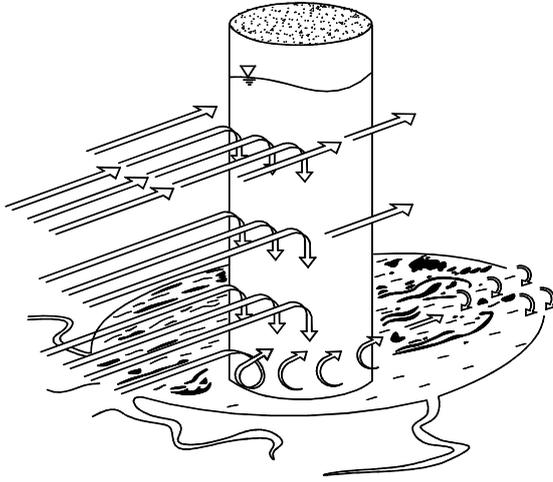
Los pilares y estribos de puentes son elementos extraños dentro de la corriente. Ellos producen, para cada caudal, una socavación (erosión local) que se debe a la aparición de corrientes vorticosas complejas al chocar el flujo contra dichos elementos. Hay, pues, una interacción entre el flujo alrededor de un pilar y el lecho fluvial.

Es importante tener en cuenta que la socavación, que es una erosión local, se adiciona a la degradación del lecho (erosión generalizada) correspondiente al caudal de que se trata. En la Figura 10.5 se aprecia esquemáticamente estos conceptos.

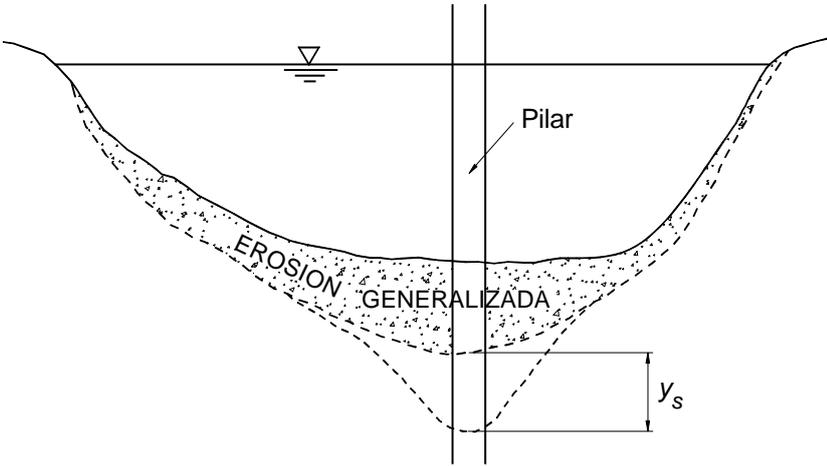
La erosión generalizada corresponde simplemente a la tendencia natural de un río aluvial a adquirir la profundidad de la corriente correspondiente al caudal que se presente. Naturalmente que una mayor descarga no implica necesariamente una sobreelevación de la superficie libre.

La socavación es un fenómeno inpermanente: varía con el tiempo. Para un caudal constante la socavación avanza en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio en la que la velocidad de la corriente, que ha venido disminuyendo a medida que avanzaba la erosión, llega a ser igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento de las partículas de fondo. En ese momento el transporte sólido de fondo se detiene y termina la erosión.

Para el estudio de la erosión en general y de la socavación en particular se distingue dos tipos de flujo: uno con aporte sólido y otro sin aporte sólido. Cuando hay aporte sólido de aguas arriba puede llegarse en la zona socavada a un equilibrio entre el aporte sólido de la corriente y la cantidad de material erosionado. La profundidad correspondiente es la socavación o erosión de equilibrio; sin embargo, la profundidad máxima de socavación puede ser mayor. En un lecho arenoso en el que el transporte sólido se realice en la fase de dunas puede haber una fuerte intermitencia



a) Esquema de la socavación como un fenómeno tridimensional



b) Obsérvese como la erosión local y_s se adiciona a la erosión generalizada

Figura 10.5 Erosión local (socavación)

en el aporte sólido, lo que explica que la profundidad de equilibrio no sea la máxima alcanzada.

El cálculo de la profundidad de socavación producida por pilares y estribos de puentes es complejo, pues intervienen conceptos de Hidrodinámica, Hidráulica Fluvial, Transporte de Sedimentos e Hidráulica Experimental.

La socavación se ha estudiado muchísimo en experiencias de laboratorio, con aporte sólido y sin él, y se han obtenido numerosas fórmulas para lechos no cohesivos. Los lechos cohesivos se han estudiado poco.

En general la profundidad de socavación depende de las características de la corriente, del aporte sólido y de la geometría del pilar. Las características de la corriente se expresan como la profundidad de la corriente (y) para el caudal de diseño, la velocidad media (V) y el Número de Froude para la velocidad y tirante antes señalados, que corresponden a una sección transversal del río ubicada inmediatamente aguas arriba del pilar. En pilares de sección no circular influye también la dirección de la corriente, expresada como el ángulo α que forma con el eje de la sección transversal del pilar.

En lechos arenosos con flujo subcrítico y pilares de sección circular la profundidad de la socavación y_s se puede calcular con la fórmula siguiente

$$\frac{y_s}{y} = 2 \left(\frac{D}{y} \right)^{0,65} F^{0,43} \quad (10.10)$$

en la que D es el diámetro del pilar, y es el tirante y F el Número de Froude correspondiente al tirante y , ubicado inmediatamente aguas arriba del pilar. Obsérvese que esta ecuación es adimensional, y por lo tanto puede usarse en cualquier sistema de unidades. Evidentemente que para aplicar esta ecuación se debe previamente determinar el valor del tirante para el caudal de diseño.

Al analizar la fórmula 10.10 se obtiene algunas relaciones importantes para la mejor comprensión de la socavación. Así por ejemplo, si la velocidad de la corriente

aumenta en un 50%, la socavación aumentaría en un 19%. En cambio, si el diámetro del pilar aumenta en 50% la profundidad de socavación lo haría en un 30%.

Hay numerosas fórmulas para el cálculo de la socavación en lechos arenosos. Entre ellas, para regímenes subcríticos, se menciona las siguientes

$$\begin{array}{l} \text{SHEN I} \\ \text{(para agua sin} \\ \text{sedimentos)} \end{array} \quad y_s = 1,17 V^{0,62} D^{0,62} \quad (10.11)$$

$$\begin{array}{l} \text{SHEN II} \\ \text{(con sedimentos)} \end{array} \quad y_s = 1,59 V^{0,67} D^{0,67} \quad (10.12)$$

$$\begin{array}{l} \text{LAURSEN} \\ \text{(con sedimentos)} \end{array} \quad y_s = 1,11 y^{0,5} D^{0,5} \quad (10.13)$$

En estas ecuaciones la velocidad está en m/s, la socavación, el tirante y el diámetro del pilar en metros.

En pilares de sección no circular la socavación es mayor. Así, en una sección rectangular puede ser un 10% mayor que en una circular. En pilares no circulares es importante el ángulo de la corriente con el eje de la sección transversal. Para un ángulo de 30° y una sección rectangular, en proporción 1:4, el incremento de erosión puede ser muy fuerte, del orden del 100%.

Las investigaciones en modelo hidráulico son muy útiles para precisar la profundidad de socavación, especialmente cuando el Número de Froude es mayor de 0,8.

Capítulo 11

Sedimentación de Embalses

11.1 Introducción

Para el aprovechamiento de los cursos de agua se requiere muchas veces construir presas de embalse. El objeto de éstas es regular el caudal del río mediante la creación de un lago artificial que proporcione un volumen de almacenamiento para obtener así el agua en la cantidad y oportunidad requeridas para su aprovechamiento en un proyecto.

En general, los embalses creados al construirse una presa son de dos tipos: los ubicados sobre el lecho del río y los laterales.

Este capítulo está orientado principalmente a los primeros. Su objetivo es presentar, discutir y analizar algunos de los problemas sedimentológicos y de hidráulica fluvial que ocurren en este tipo de embalses y las graves consecuencias que pueden derivarse, si no se presta atención adecuada y oportuna a su planeamiento y operación. El funcionamiento sedimentológico de los embalses laterales depende de la eficiencia del desarenador que los protege.

Cuando se construye una presa en el lecho de un río, ésta actúa como una trampa de sedimentos, y una parte de los sólidos

transportados por la corriente queda retenida en el embalse, disminuyendo así el volumen de almacenamiento. Este riesgo debe ser evaluado.

Por tal razón se considera muchas veces en el diseño un volumen de embalse adicional al requerido para satisfacer las necesidades del proyecto, y que sirve para el depósito de los sólidos sedimentados en el embalse. Este volumen se llenará con el transcurso del tiempo. A este volumen adicional se le conoce generalmente con el nombre de Volumen Muerto; pero éste término es equívoco. Podría decirse, para mayor precisión, que es el Volumen Muerto por sedimentación, y no por cota de derivación.

La sedimentación que ocurre aguas arriba de una presa es un fenómeno de Hidráulica Fluvial que resulta ser inevitable. Su origen es muy sencillo: al elevarse artificialmente los tirantes (calados) del río y aumentar considerablemente la sección transversal, la velocidad de la corriente disminuye, y aun en avenidas puede tener valores muy pequeños, lo que favorece la sedimentación.

No existe una terminología uniforme para describir los fenómenos sedimentológicos vinculados a los embalses. Se usa varios términos: colmatación, azolvamiento, atarquinamiento. Este último viene del árabe "tarquim" que significa barro o lodo. Aceptemos todas estas expresiones como equivalentes. Más importante que el término que usemos es que quede claro a que parte del embalse nos estamos refiriendo.

Mientras el azolvamiento ocurra en el lugar previsto y al ritmo medio esperado, la sedimentación es sólo un fenómeno normal de Hidráulica Fluvial. Pero, cuando la sedimentación es muy intensa y excede a lo previsto estamos frente a un fenómeno de colmatación acelerada. Ahora ya no se trata solamente de un problema de Hidráulica Fluvial, sino de un problema que afecta al proyecto mismo, no sólo en su economía, sino en su razón de ser.

Cuando la reducción del volumen útil del embalse alcanza un cierto valor crítico, característico de cada proyecto, se ha llegado al fracaso económico. Es la existencia misma del proyecto la que está en juego. Cada metro cúbico de sedimentos depositados dentro del volumen útil representa un metro cúbico menos de volumen de regulación y, a veces, varios metros cúbicos menos de volumen

regulado.

En la Figura 11.1 se observa un esquema de definición de algunos de los elementos característicos de un embalse cuando está libre de sedimentos. Corresponde a la terminología oficial adoptada por la Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD (International Commission on Large Dams). A continuación se presenta las definiciones dadas por ICOLD para los principales términos que se usan al estudiar los embalses. Las palabras entre paréntesis corresponden a la terminología oficial en inglés, francés y alemán, respectivamente.

Embalse (Reservoir, Retenue, Speicher). Lago o estanque artificial en el que se puede almacenar una gran cantidad de agua. Es frecuente, en algunos países, usar la palabra reservorio para designar a un embalse. En otros, como en España, se usa también la palabra pantano.

Reservorio de regulación (Storage, Reservoir, Speichersee). Es un embalse que se opera con niveles variables a fin de almacenar o soltar agua, según el caso.

Volumen Util (Active storage, reserve utile, Speichernutzraum). Es el volumen del reservorio que está disponible para su uso en generación de energía, irrigación, control de avenidas u otro propósito. No incluye el volumen de agua durante el tránsito de una avenida y que está por encima de la cresta del aliviadero. El Volumen útil es el volumen total menos el volumen inactivo y el volumen muerto.

Volumen inactivo (Inactive storage, Culot vidangeable, -). Es el volumen del reservorio medido desde el punto más bajo del conducto de descarga hasta el nivel mínimo de operación.

Volumen muerto (Dead storage, Tranche morte, Totraum). Es el volumen ubicado por debajo del punto más bajo de descarga que exista en el embalse.

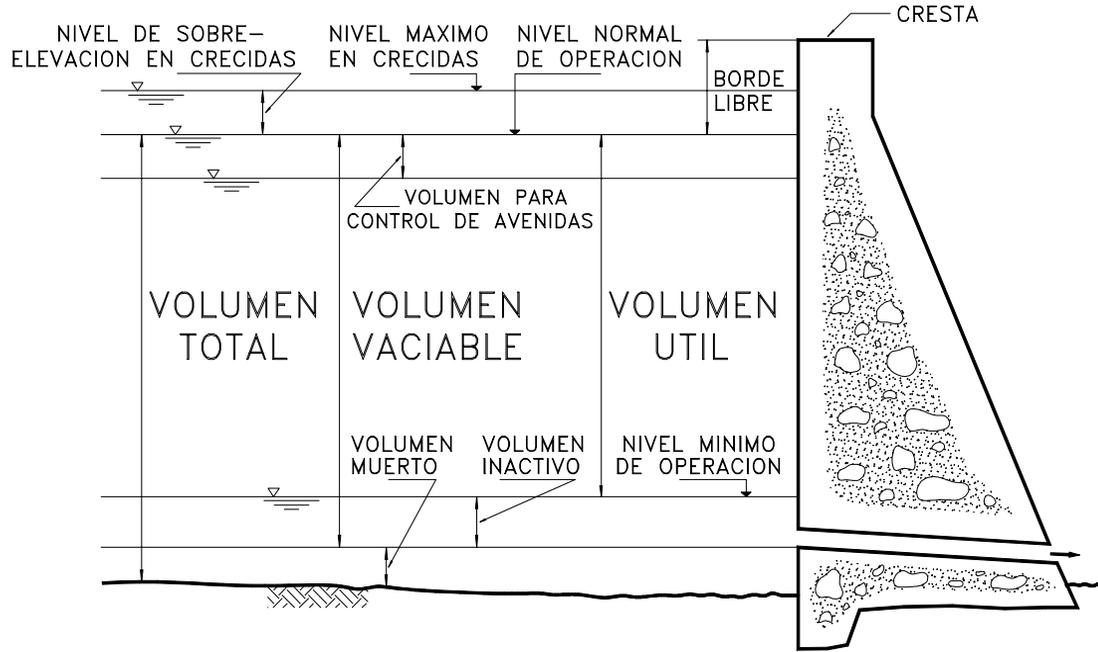


Figura 11.1 Definición de términos para un embalse según ICOLD. Obsérvese que el volumen muerto está definido por el nivel mínimo de operación y por el volumen inactivo. No corresponde al Volumen Muerto por sedimentación

Volumen de control de avenidas (Flood storage, Tranche de crue, Hochwasserrückhalt). Es la parte del volumen útil usada específicamente para este fin.

Volumen de sobreelevación en crecidas (Flood surchage, Surremplissage de crue, Ueberstau). Volumen comprendido entre el nivel normal de operación y el nivel máximo de crecidas. Este volumen sólo es ocupado durante las avenidas y debe luego descargar libremente por el aliviadero.

En todas estas definiciones no hay ninguna consideración de tipo sedimentológico. Obsérvese que la definición del volumen muerto es puramente hidráulica. Al volumen reservado dentro del embalse para la deposición de los sedimentos lo llamaremos Volumen Muerto.

En la Figura 11.2 se muestra la tendencia general de un proceso de sedimentación aguas arriba de una presa. La figura corresponde a un instante cualquiera, pues el perfil del fondo es variable con el tiempo.

El volumen previsto para el depósito de los sedimentos (Volumen Muerto) no corresponde a un valor que tenga significado físico en la curva altura-volumenes del embalse. Puede ocurrir que haya una notable disminución en el volumen útil y que el volumen muerto, por cota de derivación, permanezca en gran parte libre de sedimentos.

Así como al construirse una presa en el lecho del río la tendencia general es que aguas arriba se produzca sedimentación (agradación), también es cierto que hay otra tendencia general a que hacia aguas abajo se produzca erosión (degradación), tal como se ha visto en el punto 10.4.

En el Perú funciona desde 1970 el Comité Peruano de Grandes Presas (COPEGP), que constituye la rama peruana del ICOLD anteriormente mencionada. Entre sus fines está promover el progreso en el estudio, en la construcción, en el mantenimiento y en la explotación de las grandes presas.

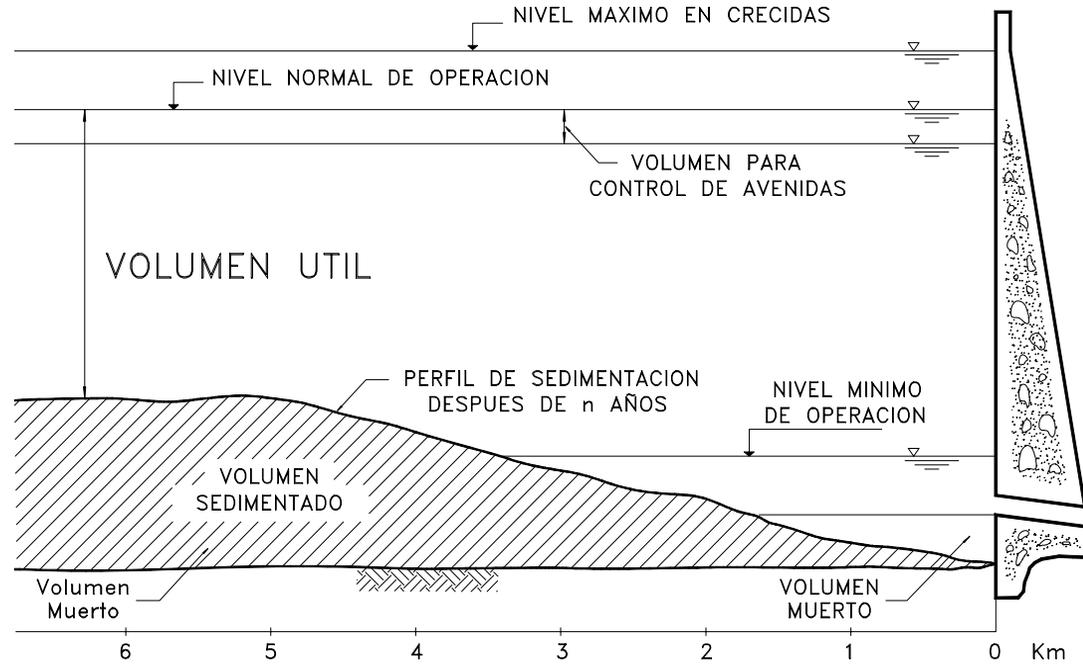


Figura 11.2 Significado de los términos para un embalse en proceso de sedimentación. Nótese como es que un mismo volumen de sedimentos puede depositar en lugares diferentes del embalse, moverse dentro de él, y ocupar o no el volumen muerto por cota de derivación

11.2 Factores para la Determinación del Volumen Muerto

Son varios los factores que intervienen para la determinación del Volumen Muerto que debe considerarse en un proyecto de embalse. Sin embargo, todos ellos giran en torno a una idea principal: saber cual es la cantidad de sedimentos que traerá el río en los años futuros y, luego, calcular que porcentaje de esa cantidad quedará retenido en el embalse. Todo esto para un período dado. Como generalmente las cantidades de sólidos se expresan en peso (a partir de medición de concentraciones o de fórmulas de transporte) habrá que transformar el peso a volumen, para lo que deberá conocerse el "peso específico" del material depositado.

La diferencia entre el aporte y la evacuación de sólidos a lo largo de la vida asignada al proyecto es lo que nos da el Volumen Muerto a considerarse en los cálculos, y que servirá finalmente como uno de los elementos para obtener la altura de la presa.

Hasta acá el problema es bastante complejo y difícil. Se complica aún más cuando comprendemos que no basta identificar el Volumen Muerto como un volumen, sino que también debemos hacerlo como un lugar. Debemos conocer el Volumen Muerto como un cierto número de metros cúbicos, pero también hay que predecir el lugar del embalse donde van a depositar los sólidos.

Examinemos brevemente cada uno de los factores involucrados para dar así una idea de la importancia, significado, posibilidades y repercusiones de la forma en la que se considera a cada uno de ellos en un proyecto.

En un país como el Perú los proyectos hidráulicos deben concebirse, más que como una alternativa de inversión, como una opción de desarrollo, como una realización que hace posible la supervivencia humana en un territorio difícil en el que la gran irregularidad de las descargas de los ríos, la creciente erosión de sus cuencas y la esporádica aparición del Fenómeno de El Niño constituyen retos para la ingeniería. De acá que en los proyectos hidráulicos con regulación, el volumen útil de los embalses debe conservarse el mayor tiempo posible y, en consecuencia, la determinación del Volumen Muerto adquiere singular importancia.

11.3 Consideraciones sobre el Aporte de Sólidos

Medir el aporte de los sólidos de una cuenca en el presente es bastante difícil. Anticipar lo que puede ocurrir a lo largo de 50 ó 100 años lo es más todavía.

Los datos que puedan existir sobre mediciones efectuadas de la concentración de sólidos en suspensión dan poca base para extrapolar series; en todo caso, cualquier extrapolación supone admitir que existe una ley gasto líquido-gasto sólido y que esta ley va a mantenerse en el futuro.

La cantidad de sedimentos producida por una cuenca, como hemos visto, depende de varios factores, que en última instancia son una expresión del grado de erosionabilidad de la cuenca y de la intensidad de ataque de los agentes externos. Todos estos factores son variables en el tiempo.

Muchas veces el problema sedimentológico se trata "hidráulicamente", restringiendo el problema a consideraciones teóricas de mecánica del transporte de sedimentos y analizando una o más secciones del río, olvidándose de lo que ocurre en la cuenca.

Esto es muy grave, porque así como la cuenca es la fuente de sedimentos, también debe ser nuestra fuente de conocimientos para evaluar el aporte de sólidos. Los estudios sedimentológicos deberían ser integrales. Tienen necesariamente que basarse en el estudio de la erosionabilidad de la cuenca, en la determinación de las zonas críticas, en consideraciones geomorfológicas, etc. Es decir, que para la determinación del aporte de sólidos a un embalse, con el objeto de calcular el Volumen Muerto y la vida del mismo, es indispensable un Estudio Sedimentológico Integral de la Cuenca.

La variabilidad del gasto sólido, que se presenta también con gran intensidad en períodos tan cortos como una pocas horas, es un elemento de juicio muy importante, no sólo para planear y ejecutar una campaña de muestreo de sólidos, sino también para establecer las normas de operación de los embalses en funcionamiento y disminuir su sedimentación.

11.4 Problemas en la Apreciación de la Eficiencia de Retención

Supongamos que luego de haber realizado todos los estudios sedimentológicos llegamos a establecer, con el inherente grado de aproximación e inexactitud que tiene este tipo de cálculos, el aporte sólido de un río para los próximos 100 años, o para cualquier otro período, que por circunstancias suficientemente justificadas consideremos como el adecuado. Queda entonces por resolver otro problema. ¿Qué parte, qué porcentaje de esa cantidad de sólidos que ingresa, quedará retenida en el embalse?. La diferencia evidentemente seguirá hacia aguas abajo, sea por la toma o por el aliviadero.

Se denomina eficiencia de retención a la relación entre la cantidad de sólidos depositados en el embalse y el aporte de sólidos de la corriente al embalse. Esta eficiencia puede expresarse como un porcentaje. Es evidente que la definición de eficiencia se ha introducido en los estudios de sedimentación de embalses por analogía con los desarenadores. Pero la analogía es sólo terminológica y no debe llevarnos a error. Un desarenador que logre sedimentar la mayor parte de las partículas sólidas se dice que tiene una alta eficiencia de retención, o que es muy eficiente, es decir que es muy buen desarenador. En cambio un embalse que tenga una alta eficiencia de retención, no es en realidad muy eficiente; es muy malo, porque sedimentará más rápidamente.

Dentro de los numerosos factores que determinan la eficiencia de retención de un embalse se puede mencionar los siguientes

- a) Régimen de operación del embalse
- b) Existencia de sistemas de purga en la presa
- c) Magnitud del aporte sólido
- d) Propiedades y características de los sólidos
- e) Tamaño y forma del embalse
- f) Posibilidad de formación de corrientes de densidad
- g) Régimen hidrológico (avenidas y sequías a lo largo de la vida del embalse)

La extensión de este libro no permite un análisis detenido y detallado de cada uno de estos factores. Hagamos algunos comentarios en conjunto y muy generales sobre ellos.

Veamos algo sobre la influencia del régimen de operación del embalse. Cuando ocurre una crecida, que generalmente trae gran cantidad de sólidos, y el nivel del embalse se encuentra en una cota baja (cercana o igual al mínimo nivel de operación, por ejemplo), entonces la curva de remanso es corta y la deposición de los sólidos se produce muy cerca de la presa. Es de señalar que en este caso el aporte sólido no sólo está constituido por lo que trae el río desde toda la cuenca, sino por la remoción que realiza del material depositado anteriormente en el lecho del río cuando la cota del embalse estaba alta y la curva de remanso era muy larga. En cambio, cuando se presenta una avenida y encuentra al embalse en una cota alta y la curva de remanso se extiende muy hacia aguas arriba entonces los depósitos principales se formarán muy lejos de la presa. Una simulación del movimiento de los sólidos para diferentes combinaciones de todos los factores involucrados, permitiría conocer el perfil del fondo al cabo de un cierto número de años.

Estos dos ejemplos, muy simples, son suficientes para mostrar la gran importancia que tiene en la sedimentación, es decir en la eficiencia de retención, el régimen de operación del embalse. Este régimen, a su vez, está ligado a otros factores vinculados al propósito del proyecto. En los proyectos hidroeléctricos se busca mantener un nivel constante la mayor parte del tiempo. En cambio en los proyectos de irrigación, con volúmenes de almacenamiento mucho más grandes, y necesidades siempre en expansión, es más frecuente que se tenga niveles muy variables.

Naturalmente que dentro del régimen de operación de la presa no puede dejarse de lado uno de los factores más importantes y es el que se origina en la concepción y filosofía que se haya tenido al diseñar el proyecto, con respecto a la incorporación de sistemas de purga por medio de grandes compuertas, de medio fondo, por ejemplo, que permitan el paso de las avenidas conjuntamente con las grandes cantidades de sólidos a ellas asociadas.

El material sólido que aporta la cuenca tiene granulometría variada. A veces incluye desde arcillas hasta grandes rocas. Para

los efectos del cálculo de la sedimentación y de la eficiencia de retención es muy importante conocer la velocidad de caída de las partículas. La composición granulométrica y mineralógica puede ser muy variable de año a año. Esta última puede presentar peculiaridades que no deben pasarse por alto.

Según la forma que tenga el embalse se establece un patrón de flujo, un sistema de líneas de corriente, que si es uniforme permite su asimilación a un movimiento bidimensional y a las fórmulas correspondientes.

Otro factor, que en algunos casos puede jugar un papel muy importante, como lo veremos más adelante, es el originado por las corrientes de densidad. La influencia del régimen hidrológico se discute más adelante.

Existen diversos métodos para el cálculo de la eficiencia de retención. Todos ellos se basan, ya sea en el análisis de un cierto número de casos, o en consideraciones teóricas muy restringidas. Así tenemos que BRUNE preparó en 1953, unas curvas para el cálculo de la eficiencia de retención con base en los resultados obtenidos para embalses "tipo lago". Hay otros métodos como el de CHURCHILL y el de EINSTEIN. Sin embargo, es preferible usar un modelo matemático específico.

El programa HEC 6 simula el transporte, sedimentación y fenómenos asociados. Es un modelo unidireccional. No se considera el efecto de los meandros, la distribución lateral de los sedimentos, ni las corrientes secundarias (es decir, los efectos tridimensionales). Tampoco considera la posibilidad de corrientes de densidad. Se puede incorporar al modelo algunas de las varias fórmulas en uso como las de EINSTEIN y LAURSEN y otras, que tienen a su vez sus propias restricciones.

La determinación de la eficiencia de retención y la predicción del lugar y cantidad de los depósitos es un problema que está muy lejos de haberse resuelto. Esto nos obliga a buscar soluciones de ingeniería que no sean rígidas, que tengan la suficiente flexibilidad como para adaptarse a situaciones muy desfavorables. Ciertamente que el factor de seguridad más evidente es considerar que el Volumen Muerto no se va a llenar en períodos muy cortos. Para saber que es un período "muy corto" hay que pensar no sólo

en la magnitud de la inversión y el tiempo de maduración del proyecto para llegar a su pleno desarrollo, sino en que es lo que va a pasar cuando se empieza a perder el volumen útil y más todavía, si esta pérdida ocurre antes de lo previsto y no tenemos elementos correctores.

A modo ilustrativo se puede señalar que la eficiencia de retención del embalse de Poechos es del orden del 94 %.

11.5 El Mecanismo de la Decantación y su Desarrollo en el Tiempo

Lo más simple y cierto que podría decirse sobre el mecanismo de la decantación en un embalse es que las partículas gruesas depositan aguas arriba y las finas hacia aguas abajo, cerca de la presa. Esta es la tendencia general. Su realización depende de cuan extensa sea la curva granulométrica, del tamaño y forma del embalse, del nivel de operación y de muchos otros factores más.

Podríamos, entonces, perfeccionar la definición anterior diciendo que cuando el aporte sólido cubre una extensa gama de diámetros (de arcillas hasta piedras) y la presa da lugar a un volumen, y consiguiente curva de remanso importantes, entonces las piedras, las gravas y una parte de las arenas gruesas sedimentarán escalonadamente, muy aguas arriba, en la "cola del embalse". Pero el material más fino, constituido por una parte de las arenas y por los limos y arcillas penetrará más en el embalse. Finalmente la porción más fina puede no sedimentar y seguir hacia aguas abajo.

El volumen de los sólidos depositados y el perfil del fondo cambian cada año después del período de avenidas. Eventualmente puede ocurrir acorazamiento.

En la Figura 11.3 se presenta a título ilustrativo varios perfiles de acumulación de sedimentos. En ellos se acepta la validez de una cierta ley gasto líquido-gasto sólido, una forma de operación del embalse y determinadas propiedades que se mantienen constantes para los sedimentos. Haciendo variar únicamente las series hidrológicas que podrían presentarse en un período dado

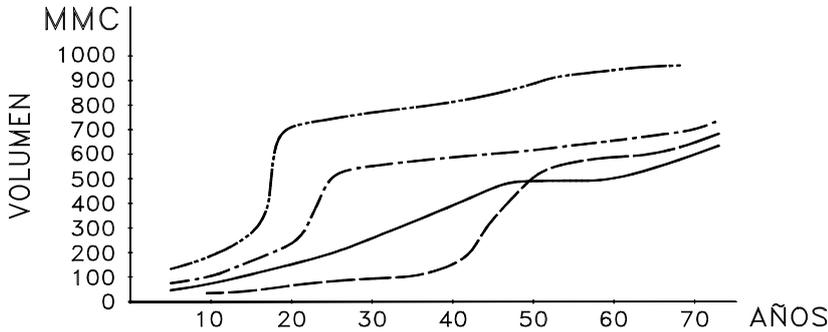


Figura 11.3 Influencia de las Series Hidrológicas. En este gráfico se muestra la influencia de haber escogido cuatro series hidrológicas para generar caudales sólidos, aceptando una ley gasto líquido-gasto sólido y considerando que todos los otros parámetros permanecen constantes.

(es decir, generando series hidrológicas que conserven determinados parámetros estadísticos), se obtiene tantas curvas de volúmenes de sedimentos retenidos como series hidrológicas usemos. En la Figura 11.3 se muestra cuatro de ellas. Obsérvese la gran dispersión de los resultados.

11.6 Peso Específico de los Sólidos Sedimentados

Para efectos de estudiar la conservación del volumen útil de los embalses nos interesa conocer el volumen que ocuparían los sólidos depositados dentro del embalse a lo largo del tiempo. Es decir, debemos conocer el "peso específico" del material sólido sumergido. No se trata del peso específico de las partículas, sino del peso específico aparente, que en inglés se llama "bulk density" y que es el peso de los sólidos contenidos en la unidad de volumen de depósitos.

Son varios los factores que determinan el valor del peso específico de los sólidos depositados en un embalse. Entre ellos

señalaremos los siguientes: a) tamaño y otras propiedades físicas de las partículas que constituyen el material sólido depositado, b) forma de operación del embalse y c) tiempo transcurrido.

Así por ejemplo, si predominan las arcillas, el peso específico puede estar alrededor de 0,5 a 1,3 t/m³ dependiendo de la forma de operación del embalse y del tiempo. En cambio, un depósito arenoso o de grava puede tener un peso específico que está alrededor de 1,3 a 1,5 t/m³.

Otro de los factores determinantes del peso específico del material sólido depositado es la forma de operación del embalse con relación a los lugares donde se han producido los depósitos. A veces los sólidos están casi siempre sumergidos; en cambio, para otras condiciones de operación los sedimentos pueden estar sujetos a las variaciones del nivel del embalse y se produce la aireación de los mismos. La forma de operación puede determinar, pues, grandes diferencias en el peso específico de los sedimentos. Así por ejemplo, en el caso de sedimentos arcillosos aireados su peso específico puede ser el doble de los sedimentos de la misma composición granulométrica, pero que estén siempre sumergidos.

El paso del tiempo produce la consolidación de los depósitos de materiales finos. La consolidación, como sabemos, depende del tiempo y aumenta logarítmicamente con él.

Como parte del Estudio de Factibilidad del Proyecto Chira-Piura, H.A. EINSTEIN y J.S.LONG prepararon en 1968 el informe sedimentológico respectivo. En dicho estudio consideraron que el sedimento depositado en el embalse de Poechos podía clasificarse en cuatro categorías granulométricas, según los lugares previstos de deposición. Para cada una de estas categorías los valores asumidos para el peso específico del material sumergido fueron

a) Grava gruesa	$25 \text{ mm} < d < 100 \text{ mm}$	1,60 t/m ³
b) Grava fina	$5 \text{ mm} < d < 25 \text{ mm}$	1,60 t/m ³
c) Arena	$0,3 \text{ mm} < d < 5 \text{ mm}$	1,45 t/m ³
d) Finos	$d < 0,3 \text{ mm}$	1,05 t/m ³

Para el material d, que consideraron el más abundante, señalaron que éste no contenía más de 10% de arcilla y que estaba

expuesto al aire a intervalos regulares. Si consideramos, en forma aproximada, las proporciones que fueron previstas para cada una de las cuatro porciones granulométricas se obtiene un promedio general de $1,1 \text{ t/m}^3$.

El autor soviético MIRCHULAVA, citado por MILORADOV, señala que: el peso específico de un material sólido sedimentado compuesto por gravas está alrededor de $1,85$ a $2,00 \text{ t/m}^3$, el compuesto por arenas está alrededor de $1,3$ a $1,6 \text{ t/m}^3$ y el de arcillas compactadas varía entre $0,5$ y $0,8 \text{ t/m}^3$.

El U.S. Soil Conservation Service estableció para efectos de diseño, en un período de 50 años, valores del "peso específico" en t/m^3 , según la composición granulométrica y la forma de operación del embalse, tal como se ve en el Cuadro 11.1

CUADRO 11.1

PESO ESPECIFICO DE SEDIMENTOS DEPOSITADOS EN EMBALSES (t/m^3)

Tamaño	Permanente Sumergido	Aireado
Arcilla	0,64 - 0,96	0,96 - 1,28
Limo	0,88 - 1,20	1,20 - 1,36
Limo y arcilla 50%	0,64 - 1,04	1,04 - 1,36
Arena y limo 50%	1,20 - 1,52	1,52 - 1,76
Arcilla/limo/arena 33%	0,80 - 1,28	1,28 - 1,60
Arena	1,36 - 1,60	1,36 - 1,60
Grava	1,36 - 2,00	1,36 - 2,00
Arena y grava	1,52 - 2,08	1,52 - 2,08

En el Cuadro 11.1 se observa que el peso específico de los materiales de diámetro igual o superior a la arena no cambia con la forma de operación del embalse. Más adelante veremos

que tampoco cambian con el tiempo.

Para tomar en cuenta el paso del tiempo y la consiguiente compactación de los depósitos LANE y KOELZER proporcionan la siguiente expresión: $W = W_1 + K \log t$ en la que W es el valor del peso específico aparente del material sólido depositado al cabo de t años de compactación, W_1 es el valor del peso específico aparente al cabo del primer año, K es una constante.

11.7 Consecuencia de la Pérdida del Volumen Útil de los Embalses

El volumen útil es el que sirve para las necesidades del proyecto. El volumen de un embalse tiende a disminuir con el paso del tiempo por la acumulación de sedimentos. Esto trae consecuencias de tipo económico, social, político, estratégico y de otros órdenes. En la Figura 11.4 se observa varias curvas, de carácter esquemático, cada una de las cuales representa la relación entre la altura y el volumen de almacenamiento de un embalse, en un instante del tiempo de su vida.

La curva A corresponde a la denominada situación inicial ($t=0$), antes de empezar la construcción de las obras de represamiento. Esta curva, característica del embalse, es muy importante. Es la potencialidad del lugar del embalse. Un lugar de embalse es un recurso natural que debe aprovecharse lo mejor posible. La curva A representa un volumen potencial, que con el paso de los años podrá ser de agua, o de piedras y lodo. Como esta curva es uno de los elementos para determinar la altura de presa es conveniente que tenga una alta confiabilidad. Debe prestarse mucha atención a los métodos topográficos con que ha sido obtenida. El error en la estimación del volumen para una altura dada puede tener consecuencias muy importantes.

Con el paso del tiempo los sedimentos se acumularán progresivamente en el embalse. Esta acumulación no es lineal con el tiempo. Puede haber varios años en los que la colmatación, la acumulación de sedimentos, sea pequeña, pero en un solo año puede ingresar al embalse una cantidad igual a la de varios años

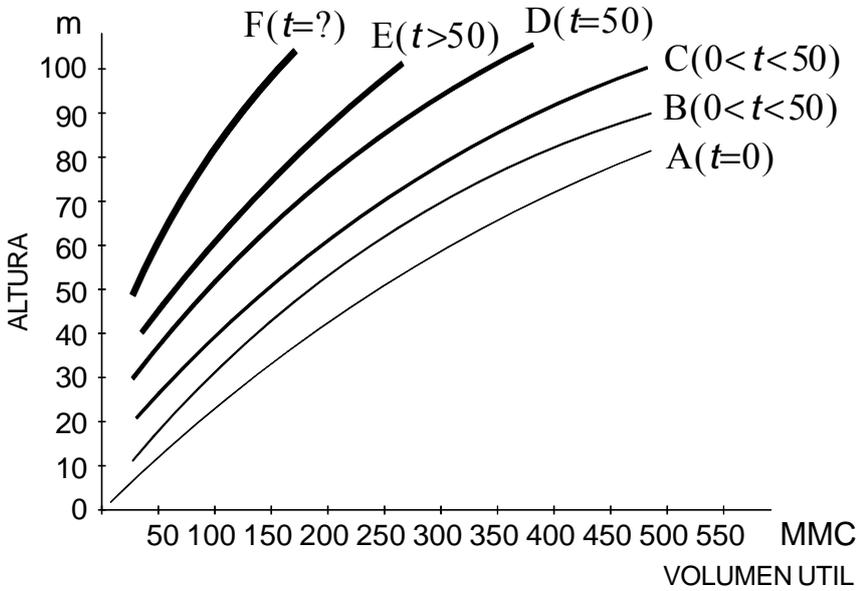


Figura 11.4 Variación del Volumen Util con el tiempo en función del avance de la sedimentación

anteriores juntos.

Los métodos usuales consideran, a partir de un cierto número de años de mediciones, que es posible establecer una ley gasto líquido-gasto sólido. Admiten además que esta ley seguirá siendo válida en el futuro y admiten también, entre otras cosas, que se presentarán determinadas series hidrológicas a las que se aplicará la "ley" y se obtendrán los caudales sólidos dentro de 50, 100 o 200 años.

Pero, para el estudio sedimentológico es muy importante considerar, no la repetición de una serie histórica, sino la probabilidad de que durante la vida del proyecto (¡que puede ser muy grande!) se presenten eventos extremos que acarreen grandes cantidades de sólidos. Es por eso totalmente irreal considerar que

en los proyectos a los que se les asigna una colmatación del Volumen Muerto en 50 años (!), se ignore, además, las grandes cantidades de sólidos que pueden presentarse como consecuencia de deslizamientos, erosión acelerada y otros, debidos a la inestabilidad natural de ciertas cuencas, que pueden ocurrir durante eventos hidrometeorológicos extraordinarios, o de sismos. Así por ejemplo los últimos Fenómenos de El Niño de 1982-1983 y 1997-1998 han representado desde el punto de vista sedimentológico la incorporación de grandes cantidades de sedimentos a los embalses en funcionamiento. De otro lado, a la incertidumbre de la Naturaleza debe añadirse la de las acciones humanas.

Continuemos con el análisis de la Figura 11.4. Admitamos que se ha logrado calcular los volúmenes de sólidos que depositarán en el embalse. Se tendrá entonces que el cabo de 20, 30 ó 40 años, por ejemplo, las nuevas curvas altura-volumen son las B y C. El tiempo sigue pasando y continuemos siempre admitiendo que todos los supuestos hidrológicos y sedimentológicos que se hicieron en el diseño siguen cumpliéndose. Llegarán los 50 años, escogidos a veces como tiempo para la colmatación del Volumen Muerto y obtendremos finalmente la curva D (Volumen Muerto totalmente colmatado). A partir de este momento empieza la pérdida del volumen útil (curva E). La alternativa es que, entretanto, se haya construido un proyecto sustitutorio o complementario del anterior. Por ejemplo, si se trata de una irrigación (cuya vida útil, como proyecto, no puede ser 50 años, ni 100!), habría que haber pensado en una nueva presa o derivación o cualquier otra fuente alternativa de agua.

Pero nadie puede asegurarnos que se van a cumplir todos los supuestos en base a los cuales se elaboraron las curvas de la Figura 11.4. Lo más probable, ciertamente, es que no se cumplan. Sin ser pesimistas, no podemos dejar de admitir la posibilidad que una curva tipo F ($t=?$) aparezca casi en cualquier instante de la vida del proyecto, o por lo menos mucho antes del tiempo previsto. Su probabilidad de ocurrencia depende de la aparición de eventos no considerados: lluvias extraordinarias, incremento de la erosión de la cuenca, cambio en el régimen de operación del embalse, o propiedades físicas del material sólido diferentes a las supuestas.

11.8 Métodos para Aumentar la Vida del Embalse

Iniciada la construcción de la presa, específicamente al empezarse la ataguía, comienza la sedimentación. Esta es inevitable y avanza inexorablemente con el tiempo. ¿Cómo alargar la vida del embalse? Intentemos hacer una lista de los medios que se emplean, según las características y peculiaridades de cada embalse

- a) Controlar la erosión en la cuenca, mediante acciones de preservación
- b) Disponer de un volumen adicional muy grande reservado para el depósito de sólidos
- c) Incorporar a la presa sistema de purga.
- d) Construir aguas arriba presas para la retención de los sedimentos
- e) Remover mecánicamente los sedimentos, etc

Naturalmente que el método más efectivo y seguro es el de atacar el problema desde su origen. Las cuencas que producen grandes cantidades de sedimentos presentan por lo general otros tipos de problemas que deben tratarse en conjunto.

No siempre es posible disponer de un Volumen Muerto muy grande, pues significaría una presa muy alta, y alejar así la posibilidad técnica de hacerla y afrontar los costos. Por lo general la limitación física es la más significativa. El problema podría entonces replantearse y pensar en limitar el volumen útil y los alcances del proyecto. Este sería el caso extremo. Antes habría que agotar el estudio de otras posibilidades de control de los sedimentos.

La incorporación de sistemas de purga es la que en muchos proyectos, no en todos, resulta ser la más efectiva. Son varias las condiciones que deben presentarse para que el sistema funcione eficientemente. Pero, dadas sus innegables ventajas debe siempre estudiarse cuando haya problemas con los sedimentos y sólo debe descartarse después de un riguroso análisis. La gran ventaja que tiene es que prácticamente nos independiza del cálculo de los

aportes sólidos y de la eficiencia de retención, por lo menos en un alto grado, bastando cálculos aproximados para estimar los períodos de purga. Hay muchas presas de este tipo construidas en diversas partes del mundo, la mayor parte de las cuales ha dado excelentes resultados. Es claro que la única forma en que este tipo de purgas puede funcionar es abatiendo el embalse y forzando al río a escurrir por grandes compuertas, especialmente dispuestas, y que permitan la eliminación de los sedimentos acumulados. Tal como ocurre en el embalse de Tablachaca sobre el río Mantaro. Sistemas similares son los empleados en la presa de Gebidem en Suiza y la presa de Santo Domingo en Venezuela.

La construcción de embalses ubicados aguas arriba, con el objeto de lograr la sedimentación y defender la presa principal es una solución que también se ha empleado. Cuando la presa Hoover empezó a sedimentarse STEVENS planteó construir 5 presas ubicadas aguas arriba (check dam) para alargar la vida del embalse de 144 a 233 años. En China, en la cuenca del río Amarillo se realizó un extenso programa de construcción de presas con el exclusivo objeto de controlar la erosión.

En la desértica costa peruana, la construcción de una presa para desarrollar un proyecto de riego transforma la Naturaleza, vuelve fértiles las tierras que antes eran arenales, se producen asentamientos humanos, se desarrolla la agricultura y todas las actividades que de ella se derivan. Todo este proceso toma un cierto número de años (a veces demasiados!). Entretanto el embalse sigue sedimentándose. Ver Figura 11.5.

11.9 Breve Examen de algunos Casos de Colmatación Acelerada

La colmatación acelerada de los embalses, la pérdida del volumen útil y el fracaso de los proyectos, es una realidad en diferentes partes del mundo. A continuación se presentan algunos ejemplos.

La presa Sanmen Gorge, en la provincia de Shanxi, China, fue inaugurada en 1960. El diseño se basó en la consideración de un aporte anual de sólidos de 1 500 millones de toneladas y en que

el 40% de estos sólidos seguiría de largo, hacia aguas abajo, por medio de la formación de corrientes de densidad, lo que era previsible debido, entre otros factores, al pequeño tamaño de los sólidos. En consecuencia, el depósito anual de sedimentos en el embalse sería de 900 millones de toneladas. Se supuso además que se tomaría una serie de medidas de conservación y preservación de la cuenca de modo que el aporte sólido disminuya a razón de 3% anual.

Puesta en marcha la obra la realidad fue diferente. El aporte sólido anual que llegaba al embalse era de 2 100 millones de toneladas y sólo el 10% se purgaba con las corrientes de densidad. Por lo tanto los depósitos en el embalse representaban anualmente 1 900 millones de toneladas, en lugar de las 900 estimadas en el estudio.

Para contrarrestar este problema se tomaron una serie de acciones, como cambiar el sistema de operación y abrir nuevos conductos de purga. Se consiguió finalmente reducir el problema de los sólidos, pero la capacidad de generación hidroeléctrica quedó disminuida a la tercera parte.

Hay varios proyectos con reservorios pequeños en los que se ha subestimado el aporte sólido, con la consiguiente disminución acelerada del volumen útil. Así por ejemplo, en Iowa, Estados Unidos, el embalse de Birch Lake fue diseñado de un modo muy optimista. Luego de 10 años de operación los sólidos habían depositado en una cantidad superior en 60% a lo previsto en el estudio.

En 1971 se realizó en París el XIV Congreso de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas, más conocida por sus siglas en inglés I.A.H.R. Uno de los Seminarios del Congreso fue: Sedimentación en embalses y su prevención. Se presentaron allí numerosos casos de sedimentación de embalses ocurridos en diversas partes del mundo.

G. SCHNITTER, de Suiza, señala las grandes dificultades existentes para poder calcular con suficiente exactitud el Volumen Muerto que debe reservarse en los embalses para la colmatación de sedimentos. Señala, con gran acierto, que basta una avenida importante para poner en movimiento grandes cantidades de sólidos

que habían depositado aguas arriba. SCHNITTER menciona el embalse de compensación de Palagnedra, en el sur de Suiza. Durante los 8 primeros años de funcionamiento los depósitos aluvionales de arena y grava aumentaron a razón de 30 000 m³ por año, en promedio (lo que representa 240 000 m³). En 1961 se presentó una avenida excepcional que incorporó aproximadamente 500 000 m³ de sólidos al embalse. En 1965 se presentó otra avenida similar que sólo aportó una pequeña cantidad de material grueso. En 1968 el aporte sólido fue de 110 000 m³. SCHNITTER concluye que no existe ninguna relación entre el caudal líquido y el caudal sólido.

Esta conclusión apoya la tesis que venimos sosteniendo y demostrando con numerosos ejemplos. Nuestra opinión es que no hay suficiente fundamento físico para establecer una correlación confiable entre el gasto líquido y el gasto sólido.

La presa de Poechos, terminada de construir en 1976 viene experimentando un fuerte proceso de sedimentación.

11.10 Comentarios Sobre el Problema

De lo expuesto en este capítulo se concluye que la sedimentación de los embalses es un problema real, que ha ocurrido y ocurre en diferentes partes del mundo.

La sedimentación acelerada, y consiguiente pérdida de capacidad de los embalses, tiene consecuencias que no son sólo económicas, sino que involucran, en muchos casos, el fracaso de un proyecto en sus aspectos sociales. Esto último ocurre cuando no existe un proyecto de ingeniería alternativo para reemplazar la fuente reguladora colmatada.

La recomendación es que debemos realizar estudios sedimentológicos integrales de las cuencas y, simultáneamente, adoptar en el diseño un margen de seguridad amplio y soluciones que ofrezcan gran flexibilidad.

Los embalses que están funcionando, y colmatándose, deben ser objeto de un cuidadoso seguimiento para verificar el cumplimiento de los supuestos de diseño y adoptar, con anticipación suficiente, las medidas correctivas correspondientes.

En el Perú hay grandes proyectos en operación, construcción o diseño, que representan miles de millones de dólares de inversión y que dependen de la conservación del volumen útil en su embalse de regulación. Sin embargo, todos ellos tienen información básica insuficiente y por lo tanto el riesgo involucrado es alto. A la vez, la decisión de ejecutar dichos embalses, se tomó suponiendo que se realizarían acciones complementarias, como preservación de la cuenca, por ejemplo.

Todo lo expuesto nos lleva a la convicción de que debemos encarar, ahora, el problema de la sedimentación de nuestros embalses.

Después de haber analizado los graves problemas que se presentan en diversas partes del mundo debidos a la colmatación acelerada de los embalses ubicados sobre lechos fluviales en cuencas de gran producción de sedimentos se llega a las dos ideas siguientes

- a) Los proyectos de embalse deben tener un cuidadoso estudio de Riesgo Sedimentológico
- b) En los proyectos de embalse sólo se debe adoptar la solución de dar un volumen adicional para el depósito de los sólidos cuando

$$V_{\text{MUERTO}} \lll V_{\text{UTIL}}$$

para un tiempo suficientemente grande, vinculado a la vida económica del proyecto y, en general, bastante mayor de 100 años, y en función de las características del proyecto sustitutivo y luego de evaluar las implicancias de la colmatación del embalse desde diversos puntos de vista.

Capítulo 12

Modelos Fluviales

12.1 Introducción

Uno de los problemas importantes que se presenta en los proyectos de ingeniería fluvial es la predicción del comportamiento de un río de modo de lograr el diseño más eficiente de las estructuras hidráulicas que están en contacto con él. La eficiencia implica que la estructura cumpla su función con la máxima seguridad y el menor costo posible.

Antiguamente los problemas de diseño eran resueltos con la sola aplicación de la teoría y/o con la experiencia proveniente de casos similares. Sin embargo, los resultados no fueron siempre satisfactorios. Lo que ocurre es que los fenómenos hidráulicos son tan complejos que la ciencia pura, llámese Hidrodinámica o Mecánica de los Fluidos, es incapaz de analizarlos y describirlos en su totalidad.

Gran parte de la teoría existente sobre el transporte de sedimentos, la hidráulica fluvial y el diseño de estructuras hidráulicas, se apoya en consideraciones bidimensionales, que dan lugar a los respectivos modelos matemáticos que usamos frecuentemente en nuestros cálculos. Sin embargo, el mundo natural es tridimensional. La incapacidad de los modelos matemáticos bidimensionales de

describir plenamente el flujo a dos fases es uno de los factores determinantes de nuestro escaso conocimiento e inseguridad para afrontar numerosos problemas de hidráulica fluvial.

Una de las formas de conocer mejor el comportamiento fluvial es estudiándolo en un modelo físico, en un modelo hidráulico o, como dicen los franceses, en un modelo reducido. La enorme ventaja de un modelo hidráulico reside en que en él el flujo es tridimensional. Un modelo hidráulico es un eficaz instrumento de ayuda para el ingeniero en los casos en los que la teoría es incompleta, inaplicable o inexistente.

Un modelo representa de una manera simplificada la complejidad de la Naturaleza. Esta simplificación, o mejor, esquematización, es completamente lícita puesto que para el planteamiento y solución de un problema se requiere "construir un modelo", es decir, simplificar la realidad. La palabra modelo no debe entenderse únicamente con el significado restringido que tiene en la Hidráulica. Modelo es toda esquematización de la realidad hecha con fines de estudio.

Un ejemplo típico, y muy simple, de esquematización lo tenemos al estudiar un río. Sea que este estudio lo realicemos en un modelo hidráulico o no, es necesario que nos fabriquemos un río ideal, bastante diferente del que está en la Naturaleza. Sabemos que todo río presenta, casi minuto a minuto, una variación en su caudal. Hay impermanencia natural. Todas las características hidráulicas están cambiando. El agua no es el fluido ideal de nuestras fórmulas, la sección transversal es cambiante e indefinida. El movimiento no es uniforme. Sin embargo, para poder estudiar un río y obtener conclusiones útiles hacemos una serie de suposiciones y simplificaciones. Nuestras fórmulas no son para el río que vemos, sino para un río que construimos en nuestra mente. Idealizando la Naturaleza estamos construyendo un modelo.

Un modelo hidráulico es una representación esquemática, a escala, de una porción de la Naturaleza y de las obras proyectadas en ella. El modelo debe entenderse como un complemento, no como un elemento sustitutorio. Debemos proporcionar al modelo la mayor cantidad posible de datos, de la mejor calidad, para que el modelo a su vez nos dé información valiosa.

El estudio en modelo hidráulico permite no sólo la obtención de un diseño más seguro, sino también más eficiente y económico. Cuando no se dispone de un modelo hidráulico se toman por lo general márgenes de seguridad muy amplios, lo que encarece el proyecto. El estudio en modelo permite dar a nuestro proyecto las dimensiones justas para su funcionamiento eficiente. Otra ventaja de los modelos hidráulicos es la de poder reproducir diversidad de exigencias y de condiciones naturales.

El problema de la investigación en modelos consiste en establecer con un cierto grado de aproximación la forma en la que la Naturaleza va a reaccionar frente a una obra hecha por el hombre. De acá que en todo modelo tengan que mirarse los siguientes aspectos: a) el fenómeno natural (por ejemplo, un río o una costa marina), b) la obra proyectada y su influencia sobre el fenómeno natural (por ejemplo, una presa derivadora) y c) la extensión espacial y temporal de los efectos producidos por la obra.

La condición fundamental que debe cumplir un modelo hidráulico es la de reproducir adecuadamente las condiciones naturales. Si se trata de estudiar una bocatoma, primero debe reproducirse el río en un modelo hidráulico. El modelo es también un río y como tal debe cumplir las leyes de la hidráulica fluvial. Es más, debe reproducir correctamente el río que estamos estudiando. Lo mismo sería para un problema de costas o cualquier otro.

Reproducidas las condiciones naturales y habiéndose asegurado que hay similitud, se podrá investigar en el modelo el comportamiento de la estructura. Para llegar a este estado se requiere a veces un largo proceso de ajustes. La construcción de una estructura en un río o en la costa representa una alteración de las condiciones naturales y debe preverse la reacción de la Naturaleza.

El modelo puede ayudarnos en la determinación de la extensión espacial y temporal de los efectos producidos por la obra proyectada. Los tres aspectos señalados constituyen una secuencia en un estudio en modelo hidráulico. Su adecuado tratamiento nos llevará al principio fundamental que debe estar presente en la mente de todo diseñador e investigador hidráulico: un modelo no resuelve los problemas, es el ingeniero quien debe resolverlos con la ayuda de un modelo.

12.2 El Criterio de Similitud

Para estudiar un problema en un modelo físico se debe aceptar un criterio de similitud. Si se trata de un salto hidráulico el criterio de similitud debería ser el Número de Froude. Para que haya similitud entre el modelo y el prototipo ambos deben tener el mismo Número de Froude

$$F_{MODELO} = F_{PROTOTIPO} \quad (12.1)$$

Esta es una condición necesaria, pero no suficiente. Se requiere además que en el modelo haya suficiente turbulencia. El Número de Reynolds del modelo debe necesariamente ser mayor que el Número de Reynolds crítico (del modelo) que separa los escurrimientos laminares de los turbulentos

$$Re_{MODELO} > Re_{CRITICO} \quad (12.2)$$

El modelo no puede ser, pues, simplemente una imitación de la Naturaleza. Tampoco, la representación física de un modelo matemático. No basta que en el modelo veamos un salto hidráulico para que haya similitud. El modelo debe participar de algunas de las cualidades del prototipo que se trata de reproducir. En el modelo de un salto hidráulico la participación está en el Número de Froude y en la turbulencia, además, por cierto, de la similitud geométrica.

La existencia de un criterio de similitud es lo que nos permite obtener resultados extrapolables al prototipo. Si no se cumple el criterio de similitud adecuado, no habría participación en el modelo de las cualidades que nos interesa del prototipo. El modelo sería entonces inútil.

En la teoría de los modelos físicos hablamos frecuentemente del "prototipo". Esta palabra merece una aclaración o comentario. En el diccionario castellano se señala que su significado es el de "*original ejemplar o primer molde en que se fabrica una figura u otra cosa*" y "*el más perfecto ejemplar y modelo de una virtud, vicio o cualidad*". Este significado difiere del que usualmente se asigna a la palabra prototipo en la Hidráulica. La palabra prototipo

alude siempre a aquello que da lugar a un modelo; un río, por ejemplo.

El término "prototipo" se aplica en la industria cuando se está diseñando algo que luego va a ser construido en gran cantidad. Por ejemplo un tipo de avión o de turbina. Se estudia un prototipo y luego de resolver los problemas que se presenten se llega a un diseño satisfactorio. Esto permite entonces construir muchos aviones o turbinas iguales a su prototipo. Como parte del estudio del prototipo puede requerirse un modelo del mismo; de acá la terminología Modelo-Prototipo.

Pero, en otros problemas de ingeniería no es exactamente igual. Se puede estudiar el diseño de un puente, presa o bocatoma que, en general, son únicos. No constituyen en realidad un prototipo, porque no se va a construir otras presas iguales. Debería entonces usarse la terminología Modelo-Naturaleza, por ser más adecuada.

Todo modelo tiene escalas que dependen del criterio de similitud adoptado. En los modelos físicos el concepto más simple de similitud es la similitud geométrica. Se denomina escala (e) a la relación entre un valor del prototipo y su correspondiente valor del modelo

$$\frac{L_{\text{PROTOTIPO}}}{L_{\text{MODELO}}} = e_L \quad (12.3)$$

Cada una de las variables involucradas tiene su propia escala. Las escalas están relacionadas entre sí por las leyes que rigen los fenómenos físicos.

Hay modelos cuyos resultados nos ofrecen un alto grado de confianza; otros, en los que sólo podemos confiar en la validez parcial y restringida de sus resultados; y, finalmente, están aquéllos que sólo pueden considerarse ilustrativos. En todos los casos juega un gran papel la imaginación y la experiencia del investigador.

En los problemas sedimentológicos se ve muy claramente la dificultad de plantear un modelo matemático y se intuye la enorme distancia que puede establecerse con la Realidad al hacer un estudio en modelo reducido. YALIN ha señalado que el número total de parámetros para describir el transporte sólido de fondo es elevado:

densidad del fluido, viscosidad, densidad de los sólidos, diámetro de las partículas, tirante, pendiente, aceleración de la gravedad, velocidad media de la corriente, caudal, ancho del conducto, factor de forma para la sección transversal, velocidad de caída de las partículas sólidas, factor de forma para el lecho, factor descriptivo de la distribución granulométrica del material sólido, factor de forma de las partículas constituyentes del lecho y concentración del material en suspensión.

Se requeriría, pues, conocer todos estos factores a fin de establecer una ecuación para el cálculo del gasto sólido. Pero, para aspirar a esto debemos aceptar un flujo permanente, uniforme, bidimensional y en el que todas las características del fluido, de los sólidos y del contorno, antes señaladas, sean claramente definidas. En una canal de laboratorio, podríamos acercarnos a estas condiciones.

Debe ser aspiración del investigador que el modelo hidráulico reproduzca lo más fielmente posible las condiciones de la Naturaleza. Sin embargo, nunca puede lograrse la reproducción total y perfecta de un fenómeno hidráulico. La complejidad del mundo natural es tal, que modelo alguno puede reproducirla con absoluta fidelidad.

Admitida la imperfección del modelo no nos queda otro camino que la simplificación. Si no podemos reproducir en su totalidad la complejidad del mundo natural, busquemos, por lo menos, la reproducción parcial y tratemos de lograr en ésta la mayor semejanza posible, que sea compatible con los fines prácticos que busquemos.

De acá la importancia de la selección adecuada de las escalas del modelo. El criterio de similitud, y como consecuencia las escalas del modelo, debe escogerse de tal manera que el fenómeno particular investigado quede correctamente representado. En principio, no hay investigación en modelo para resolverlo todo. La investigación debe ser específica.

La esencia de la teoría de los modelos consiste en aceptar el principio de similitud, llamado también de semejanza. El principio de similitud se basa en que las conclusiones obtenidas del análisis de un fenómeno son aplicables a otro fenómeno. Cuando esto es cierto se dice que entre ambos hay similitud.

Examinemos un caso concreto: dos ríos, uno grande y otro pequeño. No existe, en principio, ningún fundamento que nos permita suponer que entre los escurrimientos de ambos ríos haya similitud hidráulica. Aún más, la experiencia nos dice que no la hay. Pero, si en un laboratorio de hidráulica se construye un modelo, cuyas escalas hayan sido convenientemente escogidas, si puede razonablemente decirse que entre el río de la Naturaleza y el modelo hay similitud hidráulica. Por lo menos en determinados aspectos del escurrimiento.

Sin embargo, la similitud entre un río y su modelo no es total ni absoluta. Por lo contrario, es parcial y relativa. La similitud total no existe. Los fenómenos tendrían que ser absolutamente idénticos en el tiempo y en el espacio.

La selección de escalas lleva implícito el concepto de similitud. Si lo que deseamos es reproducir y estudiar un salto hidráulico entonces no se puede ignorar el hecho teórico que nos dice que la relación entre los tirantes antes y después del salto es una función del Número de Froude incidente. En consecuencia, la condición de similitud es que el Número de Froude sea igual en el modelo y en la Naturaleza. El Número de Froude se constituye así en el Parámetro Característico de Información (PCI). Así por ejemplo, para un salto hidráulico, cuya similitud implica la igualdad de los Números de Froude, si la escala de longitudes fuese 25, entonces la escala de velocidades sería 5 y la de gastos, 3 125 siempre y cuando se cumpla la ecuación 12.2.

Pero, si lo que debo estudiar es la pérdida de carga en un conducto hidráulicamente liso no puedo ignorar el hecho teórico de que este fenómeno está descrito esencialmente por el Número de Reynolds. Por lo tanto, para estudiarlo en un modelo hidráulico debo escoger las escalas de modo que se cumpla el criterio de similitud basado en aceptar que el Número de Reynolds del modelo sea igual al Número de Reynolds de la Naturaleza (o del prototipo). El Número de Reynolds se constituye así en el Parámetro Característico de Información.

Ampliando el análisis podría examinarse el caso en que interese estudiar el transporte de sedimentos, o la propagación de olas, o cualquier otro fenómeno hidráulico. En principio cada

fenómeno tiene su propio criterio de similitud. En algunos casos hay que ser todavía más específicos. No es lo mismo reproducir el transporte sólido en suspensión que el transporte sólido de fondo; así como tampoco son iguales los criterios para representar los diferentes aspectos del oleaje.

Debe, pues, necesariamente escogerse un aspecto del fenómeno. No es posible reproducir la totalidad. El modelo es útil en cuanto nos da información sobre la reproducción de un aspecto particular de un fenómeno complejo.

La selección de escalas, es decir, la aceptación de un criterio de similitud, se basa esencialmente en el conocimiento de las leyes físicas que gobiernan cada fenómeno. Cada modelo tiene su propio criterio de similitud, basado en su objetivo particular.

En algunos casos se ha debido recurrir a más de un modelo hidráulico para estudiar otros tantos aspectos de un problema.

Escogido adecuadamente el criterio de similitud y las escalas, logramos reproducir un fenómeno en un modelo reducido. Será inevitable, sin embargo, que aparezcan en el modelo ciertos efectos que no pueden extrapolarse a la realidad, puesto que no constituyen reproducción de la Naturaleza. Se han originado exclusivamente en el modelo. Son los llamados efectos de escala. Dado que un modelo hidráulico es en general más pequeño que su prototipo y los tirantes son pequeños podrían aparecer en el modelo fenómenos debidos a la tensión superficial, por ejemplo. El estudio de los efectos de escala es sumamente importante para la correcta interpretación de los fenómenos observados en el modelo.

Se suele llamar modelos distorsionados a aquéllos que tienen distorsión geométrica: las escalas horizontal y vertical son diferentes. En los modelos distorsionados se presentan con mayor frecuencia efectos de escala y debe prestarse especial atención a su estudio e interpretación.

A veces se llama modelos distorsionados a aquéllos en los que se cambia el peso específico de los sólidos, y en lugar de arena o grava se utiliza un material plástico (de menor peso específico).

12.3 Modelos Fluviales de Lecho Móvil

El modelo hidráulico que reproduce la movilidad de un lecho aluvial recibe el nombre de modelo de lecho móvil. Las consideraciones teóricas para escoger las escalas de un modelo de lecho móvil son, en principio, diferentes de las que se usan para determinar las escalas de un modelo de lecho rígido.

Es evidente, sin embargo, que en un modelo, rígido o móvil, debe cumplirse la ley de FROUDE, que describe precisamente el predominio de las fuerzas gravitacionales sobre las inerciales. Sin embargo, en un modelo de lecho móvil las condiciones de similitud se han de obtener a partir de las leyes que describen el transporte sólido.

Para hacer una investigación en un modelo hidráulico de lecho móvil se requiere, de un lado, gran cantidad de información básica de campo, y de otro, una gran experiencia de parte de los investigadores. Debe tenerse presente que la teoría de los modelos hidráulicos de lecho móvil es una de las más difíciles y especializadas de la teoría de modelos.

La condición fundamental que debe cumplir un modelo de lecho móvil es la de reproducir correctamente la configuración general del fondo y las cantidades de material sólido arrastrado por la corriente fluvial. Dado que el gasto sólido depende de una elevada potencia de la velocidad se debe establecer una escala de gastos sólidos que sea independiente de la velocidad en el modelo y que tenga por lo tanto un valor constante. Se denomina escala ideal de velocidades a aquélla para la que la escala de transportes, es decir de gastos sólidos, es constante.

De lo anteriormente expuesto se desprende que el parámetro denominado Intensidad de Movimiento (ecuación 7.4) debe ser igual en modelo y prototipo

$$\left[\frac{\Delta d}{\mu RS} \right]_{\text{PROTOTIPO}} = \left[\frac{\Delta d}{\mu RS} \right]_{\text{MODELO}} \quad (12.4)$$

Al aplicar escalas a esta expresión se obtiene de inmediato que

$$e_{\Delta} \cdot e_d = e_{\mu} \cdot e_R \cdot e_S \quad (12.5)$$

Si aplicamos escalas a la ecuación de CHEZY se obtendría que

$$e_v = e_C (e_R \cdot e_S)^{1/2} \quad (12.6)$$

Combinando las dos últimas expresiones obtenemos la Escala Ideal de Velocidades

$$e_v = \sqrt{\frac{e_C^2 \cdot e_{\Delta} \cdot e_d}{e_{\mu}}} \quad (12.7)$$

Para obtener la escala de gastos sólidos de fondo debe partirse del parámetro denominado Intensidad de Transporte (ecuación 7.3), el que debe ser igual en modelo y prototipo. Al aplicársele escalas se obtiene que la escala de gastos sólidos de fondo específicos es

$$e_{t_F} = e_d^{3/2} \cdot e_{\Delta}^{1/2} \quad (12.8)$$

Siempre que el campo gravitacional sea el mismo en modelo y prototipo.

La escala del gasto sólido de fondo es

$$e_{T_F} = e_d^{3/2} \cdot e_{\Delta}^{1/2} \cdot e_L \quad (12.9)$$

12.4 Necesidad de un Modelo Físico

Hay un problema que preocupa, justamente, a los ingenieros proyectistas y a los jefes de Proyecto: saber en que caso es realmente necesario hacer una investigación en modelo hidráulico.

La enorme ventaja de un modelo hidráulico es que allí el flujo es tridimensional. Podríamos decir, pues, que un modelo es un eficaz instrumento de ayuda al diseñador para los casos en los que la teoría es incompleta, inaplicable o inexistente.

En un modelo hidráulico se puede estudiar con mucha facilidad un gran número de posibilidades.

Por ejemplo, si se trata de una bocatoma es posible estudiar el comportamiento de la captación para diferentes caudales en el río, diferentes disposiciones de la bocal y la purga, y aun para diferentes cantidades, características y modalidades del transporte sólido.

La captación de agua, y de sólidos, es un fenómeno que ninguna fórmula matemática de la hidráulica puede describir totalmente.

El comportamiento de las estructuras hidráulicas se caracteriza por la fuerte influencia de eventos naturales extraordinarios, que escapan al control humano, como una crecida fluvial o una avalancha, por ejemplo.

Hagámonos ahora, nuevamente, la misma pregunta: ¿se justifica un modelo hidráulico? Evidentemente que no, si se trata de una estructura pequeña, fácilmente reparable y cuya falla no tenga consecuencias graves. Pero, si se trata de una estructura importante cuya interrupción o colapso tuviese graves consecuencias, es ineludible el estudio en modelo hidráulico. A veces se dice que hay diseños típicos, ya comprobados, que no requieren de un modelo. Esto es cierto, pero debemos estar seguros que estamos en este caso, que es necesariamente una abstracción. Conviene recordar, a propósito de las bocatomas, que si bien es cierto que hay diseños típicos, también lo es que es más difícil hablar de "*ríos típicos*".

Otro tema que preocupa a los jefes de Proyecto es saber cuanto cuesta un modelo. La respuesta es fácil: muy poco, si lo

comparamos con el costo del diseño total, y casi nada si se compara con el costo total de la obra.

No siempre el problema es de costo. A veces es de tiempo. Se dispone del dinero para hacer el modelo, pero no del tiempo necesario. Esto es un problema de gerencia del Proyecto. Con el mismo argumento podríamos iniciar la construcción de una presa sin tener información adecuada de las condiciones de la cimentación, "*por que toma tiempo hacerlas*". Esto sería inadmisibile.

La investigación en modelo forma parte usualmente del estudio definitivo. Su conveniencia debe analizarse desde el estudio de factibilidad. Es en la factibilidad donde debe recomendarse, o no, que durante los estudios definitivos se ejecute estudios en modelo hidráulico, fijándose los objetivos de la investigación y el tiempo requerido.

En el caso de los modelos sedimentológicos es importante recordar que las investigaciones básicas sobre el transporte sólido deben ser muy amplias. El modelo hidráulico debe servir para definir ciertos detalles del diseño, pero la concepción de las estructuras, en lo que toca a su comportamiento hidráulico y sedimentológico, debe hacerse desde las primeras etapas del diseño.

12.5 Confiabilidad de un Modelo Físico

Otra pregunta que se hace al jefe de Proyecto, o el diseñador, es ¿cuán confiable es un modelo? ¿qué resultados puedo esperar? ¿qué valor tiene la extrapolación de los resultados del modelo a la Naturaleza?

La confiabilidad de los modelos hidráulicos depende de varios factores: tipo de estructura, problema específico que se está investigando, escalas escogidas, calidad de la información básica, técnicas de laboratorio, etc. El modelo reducido de un colchón disipador de energía da resultados altamente confiables. En cambio los modelos sedimentológicos son, en general, menos confiables. La interpretación de los resultados requiere experiencia e imaginación. Los diseños fluviales afrontan problemas bastante difíciles, en los que sin un modelo tendríamos un alto grado de ignorancia.

Desarrollar este tema excedería de los alcances del presente capítulo. El tema de la confiabilidad e interpretación de los resultados de una investigación en modelo hidráulico corresponde a la Teoría de los Modelos. No debemos pensar que hay un modelo que resuelva todos los problemas. En realidad el modelo sólo responde a las preguntas que le han sido hechas. La formulación adecuada de las preguntas y problemas, cuya solución se busca, es una de las tareas más arduas de la investigación en modelo hidráulico. Es por eso que debe haber un diálogo intenso y permanente entre el proyectista y el ingeniero encargado de la investigación, en el cual haya un intercambio de experiencias y conocimientos.

Índice de Temas

Abanicos fluviales	198
Acorazamiento	138
Agentes Geomórficos	23
Agradación	23, 223
Agentes erosivos	33
Álveo	191
Antidunas	133
Áreas críticas	35
Arrastre	79, 141
Atarquinamiento	223
Avenidas	10
Azolvamiento	223
Balanza de LANE	207
Bocatomas	10, 56, 83, 87
Capacidad de transporte	142, 146
Cauce, degradación	208
Ciclo hidrológico	1
Coefficiente de arrastre	103
Colmatación	223, 242
Concentración	84, 127
Concentraciones, distribución	82, 167, 169
Conductos abiertos	69
Contaminación	11, 17
Costa	10,15
Cuenca	17
Degradación	17, 23, 201
Demandas de agua	7
Descarga dominante	199
Diámetro, de cribado	94
Diámetro, de sedimentación	95
Diámetro efectivo	93
Diámetro, nominal	94

Distribución de velocidades	76
Distribución granulométrica	92
Dunas	133
Eficiencia de retención	231
Embalses, definiciones	225
Embalses, volumen muerto	229
Erosión de cauces	201
Erosión de cuencas	19, 24, 29
Erosión, en el Perú	37
Erosión, en pilares de puentes	218
Erosión específica	24
Erosión fluvial	17
Erosión fluvial, origen	203
Erosión, local	201
Erosión, prevención	34
Escorrentía mundial	1
Espigones	67, 212
Estado de equilibrio	185, 190
Flujo a dos fases	45
Flujo en curva	51, 66, 204, 213
Fluviomorfología	43, 179
Fondo móvil	44, 49, 56, 115
Fuerza tractiva	70, 115
Fuerza tractiva crítica	85, 115, 127, 130
Función transporte	142, 146
Gasto sólido de fondo	141
Gasto sólido, fórmulas	147, 150, 152, 160, 162
Geomorfología	19
Huacos	40
Índice de inestabilidad	135
Iniciación del movimiento	115
Intensidad de transporte	144, 160, 161
Intensidad de movimiento	144, 160, 161

Inundaciones	40
Lecho móvil, modelos	255
Meandros	48, 51, 52, 53, 187, 189
Mediciones	173
Modelos fluviales	247
Modalidades del transporte sólido	79
Movilidad fluvial	43, 48, 58, 62, 64, 67, 179
Muestreadores	176, 177
Número de movilidad	135
Parámetro de SHIELDS	121, 144
Perfil longitudinal	182, 186
Pilares de puentes	218
Presas	10, 84, 87
Procesos geomórficos	20, 23
Puentes	16, 17
Relación de LANE	206
Río aluvial	50, 54, 190
Ríos, clasificación	57, 61
Ríos, clasificación morfológica	187
Ríos entrelazados	187
Ríos, en régimen	190, 191
Ríos internacionales	14
Ríos jóvenes	12, 15
Ríos, método de BLENCH	193
Rizos	133
Rizos, coeficiente de	144, 156, 157
Rugosidad, macro	137
Rugosidad, micro	137
Rugosidad, resistencia	72, 74
Saltación	81
Sedimentación de embalses	223
Sedimento	44
Sedimento, composición mineralógica	96

Sedimento, propiedades físicas	89
Sedimento	
, tamaño y forma	90
Sedimento, peso específico	97
Sedimento, velocidad de caída	98
Selva	13
Sierra	13
Similitud, criterios	250
Socavación	201
Sólidos depositados, peso específico	235, 237
Subcapa laminar	135
Torrentes	50, 83
Transporte de fondo	79, 109
Transporte de sedimentos	12, 46
Transporte en suspensión	79, 109, 165, 171
Transporte sólido, fases	133, 136
Transporte sólido, variabilidad	109
Turbulencia	118
Velocidad crítica	139, 131, 132
Velocidad de caída	98
Velocidad media	78
Volumen Muerto	229
Volumen útil	238

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. AGUIRRE PE, Julián **Hidráulica de sedimentos** Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Mérida, Venezuela, 1980.
2. ARTURO ROCHA INGENIEROS ASOCIADOS S. A. (ARIASA) **Tratamiento a corto plazo de las avenidas del río Tumbes** 1985.
3. ARTURO ROCHA INGENIEROS ASOCIADOS S. A. y LAGESA Proyecto CHINECAS **Estudio definitivo de la Bocatoma y el Desarenador** 1988.
4. AYALA R., Luis y CABRERA F., Guillermo **Método numérico para el cálculo de coeficientes de rugosidad a partir de la medición de ejes hidráulicos variados** IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Mérida, Venezuela, 1980.
5. AYALA R., Luis, JOURDAN, Patricio de y DURAN M., Juan Pablo **Socavación en estribos fundados en lechos finos no cohesivos** IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Mérida, Venezuela, 1980.
6. AYALA R., Luis, y otros **Estudio de la degradación del río Maule aguas abajo de la presa de Colbún** Universidad de Chile, Santiago, 1981.
7. BLENCH, T. **Mobile-bed fluviology** Edmonton, Alberta, University of Alberta, Canada, 1966.
8. BOUVARD M. **Deformation des lits alluvionnaires composes de materiaux a granulometrie etendu** Fourteenth Congress of the International Association for Hydraulic Research, París, 1971.
9. BUSTAMANTE DAWSON, Jorge **Colmatación y purga de embalses** Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería Civil-UNI, 1987.
10. CAMPAÑA TORO, Roberto **Estudio sedimentológico de la cuenca Catamayo-Chira con fines de aprovechamiento** Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería Civil-UNI, 1996.
11. COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ **Conclusiones y recomendaciones del simposio sobre deslizamientos (huaicos) e inundaciones** Lima, 1972.

12. COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ **Informe de Fenómeno de El Niño 1997 - 1998** Lima, junio 1998.
13. COMISIÓN MULTISECTORIAL DEL PLAN NACIONAL DE ORDENAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS **Plan de ordenamiento de los recursos hidráulicos (Glosario)** Lima, 1978
14. COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, Instituto de Investigaciones Eléctricas, **Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia Hidráulica A.2.11 Hidráulica fluvial**, México.
15. CORONADO DEL AGUILA, Francisco **La iniciación del movimiento de los sedimentos** Dirección Ejecutiva del Proyecto Chira-Piura, Lima, 1971.
16. CORONADO DEL AGUILA, Francisco **El río Amazonas y la ciudad de Iquitos** El Ingeniero Civil N° 3, Lima, Set-Oct 1979.
17. CRUICKSHANK, Carlos y MAZA ALVAREZ, J. A. **Resistencia al flujo en canales con cauces arenosos** Recursos Hidráulicos N° 2, Vol. II, México, 1973.
18. DE PIEROLA CANALES, José N. **Turbisonda DHH-01/93. Muestreador de sedimentos en suspensión** Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Hidráulica e Hidrología, Lima, 1994.
19. EINSTEIN, Hans Albert **Sedimentation (River Sedimentation)** en el libro **Handbook of Applied Hydrology** editado por VEN TE CHOW (Sección 17-2) Mc-Graw Hill, 1964.
20. EINSTEIN, H. A. y LONG, J. S. **Report on the sediment inflow into the proposed Poechos reservoir** Estudio de Factibilidad del Proyecto Chira Piura (Volumen III), San Francisco, U.S.A., diciembre 1968.
21. ENERGOPROJEKT **Almacenamiento y derivación Chira-Piura. Informe Final sobre la sedimentación del embalse de Poechos** 1978.
22. ENERGOPROJEKT **Estudio del Valle de Chira (Apéndice M, Defensa de inundaciones)** Belgrado, Yugoslavia, marzo 1983.
23. FALCON, Marco **Degradación y acorazamiento** V Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Lima, 1972.
24. FARRADAY, R.V. y CHARLTON, F.G. **Hydraulic factors in bridge design** Wallingford Hydraulics Research, Londres, 1983.

25. FUENTES R. y CARRASQUEL S. **Sobre la fórmula de Du Boys** IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Mérida, Venezuela, 1980.
26. FRIJLINK, H. C. **Introduction to river engineering** International Course, Delft, Holanda, 1964.
27. g & y ESTUDIOS Y PROYECTOS **Complejo hidroeléctrico General José Antonio Páez-Sedimentos en el embalse** CADAFE, Caracas, 1975.
28. GALAY V. J. **Causes of river bed degradation** Water Resources Research, Vol. 19, N° 5, 1983.
29. GARBRECHT, Günther **Protección contra avenidas y trabajos de encauzamiento en el río Piura** Proyecto Chira-Piura, Braunschweig, Alemania, 1981.
30. GARCIA M., Reinaldo y FALCON A., Marco **Un criterio probabilístico integral para el diseño de canales estables de fondo móvil** IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Mérida, Venezuela, 1980.
31. GEHRIG, Wilhelm **Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen** Franzius Institut. Technische Hochschule, Hannover, 1967.
32. GESSLER, Johanes **Critical shear stress for sediment mixtures** Fourteenth Congress of the International Association for Hydraulic Research, París, 1971.
33. GONCHAROV, V. N. **Dynamics of channel flow** Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 1964.
34. GRAF W.H. **The hydraulics of reservoir sedimentation** Water Power & Dam Construction, April 1983.
35. GRAF W. H. **The behavior of silt-laden current** Water Power & Dam Construction, September 1983.
36. GÜNTER, Arthur **Force de entraînement moyene critique $\hat{\omega}_c$, avec prise en consideration des fluctuations dues a la turbulence, de la force d' entraînement agissant le materiau de un lit alluvionnaire** Fourteenth Congress of the International Association for Hydraulic Research, París 1971.
37. IBAÑEZ BURGA, Carlos **Influencia de los cantos rodados en la capacidad de transporte de sedimentos** VII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Santiago de Chile, 1976.

38. IBAÑEZ, Petronila **Control de erosión en obras hidráulicas** Diseño de Obras Hidráulicas publicado por el A.C.I., Capítulo de Estudiantes, de la Universidad Nacional de Ingeniería, noviembre 1994.
39. JENSEN, Pedro Diego **Evolución de la socavación en pilas** V Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Lima, 1972.
40. KLAASEN, G. J. **River Dynamics** Delft, Holanda, 1994.
41. KLAASEN, G. J. y otros **Planform changes in large braided sand-bed rivers** Delft Hydraulics, Holanda, 1993.
42. LACEY, Gerald **Sediment as a factor in the design of unlined irrigation canals** Sixth Congress on Irrigation and Drainage, New Delhi, India, 1996.
43. LELIAVSKY, Serge **Introducción a la hidráulica fluvial** Ediciones Omega S. A., Barcelona, 1964.
44. LOPARDO, Raúl Antonio **Cálculo práctico de enrocados para protección de márgenes** VII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Santiago de Chile, 1976.
45. LLERAS M., Germán **Erosión local en pilas de puentes** VII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Santiago de Chile, 1976.
46. MANSEN VALDERRAMA Alfredo **Problemas en el manejo de quebradas** Diseño de obras Hidráulicas publicado por A.C.I., Capítulo de Estudiantes, Universidad Nacional de Ingeniería, noviembre 1994.
47. MAZA ALVAREZ, J. A. y CRUICKSHANK, Carlos **Canales en terrenos aluviales** Recursos Hidráulicos N° 2, Vol. II, México, 1973.
48. MAZA, J. A. **Modificaciones a la estabilidad natural de un río** VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica I.A.H.R., Bogotá 1974.
49. MAZA ALVAREZ, José Antonio **Diseño de espigones** Recursos Hidráulicos, N° 2, Vol. IV, 1975.
50. MAZA ALVAREZ, J. A. y GARCÍA FLORES, Manuel **Velocidades medias para el inicio del movimiento de las partículas** VIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Quito, 1978.
51. MAZA ALVAREZ, J. y MEJIA ZERMEÑO, Roberto **Estabilidad dinámica de cauces con fondo granular** IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, I.A.H.R., Mérida, Venezuela, 1980.
52. MEYER-PETER, E. y MÜLLER, R. **Formulas for bed-load transport** Segundo Congreso Mundial, I.A.H.R., Estocolmo, 1948.

53. OPDAM, H. J. **River engineering** I.H.E., Delft, Holanda, 1994.
54. PRINS, J. E. **Lectures notes on sediment transportation** Delft, 1965.
55. RICHARDSON, E. V., SIMONS, D. B. y otros **Highways in the river environment-Hydraulic and environmental design considerations** Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1974.
56. RIJN L. C., van **Principles of sediment transport in rivers, estuaries, costal seas and oceans** I.H.E., Delft, Holanda, 1993.
57. ROCHA FELICES, Arturo **Introducción teórica al estudio de bocatomas** Lima, 1978.
58. ROCHA FELICES, Arturo **Recursos hidráulicos** Libro 16, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1993.
59. ROCHA FELICES, Arturo **Sedimentación dentro del embalse** Seminario: Diseño de presas de tierra, Comité Peruano de Grandes Presas, Lima, 1993.
60. ROCHA FELICES, Arturo **La sedimentación de Poechos** El Ingeniero Civil, N° 77, marzo-abril 1992.
61. ROCHA FELICES, Arturo **Transporte de sedimentos aplicado al diseño de estructuras hidráulicas** Libro 1, Colección del Ingeniero Civil, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1990.
62. ROCHA FELICES, Arturo **Algunos aspectos de la erosión, transporte y control de sedimentos en el río Amarillo (China), aplicables a la realidad peruana** II Congreso Nacional de Ingeniería, marzo 1981.
63. ROCHA FELICES, Arturo **Hidráulica de tuberías y canales** Lima, 1975-1981.
64. ROCHA FELICES, Arturo **Distribution de materiel solide dans le bifurcations des lits alluvionnaires** XIV Congreso mundial de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas, París, 1971.
65. ROCHA FELICES, Arturo **Wasserableitungen aus Flüssen mit Sedimentbewegung** Tesis Doctoral, Universidad de Hannover. Memorias de Instituto Franzius, Volumen 35, 1970.
66. ROCHA FELICES, Arturo **Sobre la determinación del coeficiente de rizos,** coautor, III Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, 1968. Reproducida como boletín Técnico N° 4-009, Laboratorio Nacional de Hidráulica, enero 1969.

67. ROCHA, Arturo y LESCANO, Manuel **Transporte de sedimentos** Departamento de Hidráulica e Hidrológica, U.N.I., 1969.
68. ROCHA FELICES, Arturo **Modelos fluviales de lecho móvil** Boletín Técnico 4-007, Laboratorio Nacional de Hidráulica, Lima, 1966.
69. ROCHA FELICES, Arturo **Selección de escalas para un modelo de lecho móvil por medio de la computación electrónica** II Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Caracas, 1966. Reproducido como Boletín Técnico 4-006, Laboratorio Nacional de Hidráulica, Lima, agosto 1966.
70. ROUSE, Hunter **Fluid mechanics for hydraulic engineers** Dover Publications, New York, 1961.
71. SALZGITTER INDUSTRIEBAU GmbH **Estudio de factibilidad técnica y económica del proyecto Jequetepeque-Zaña** 1973.
72. SCHOKLITSCH, Armin **Tratado de arquitectura hidráulica** Gustavo Gili, editor, Barcelona, España, 1935.
73. SCHROEDER, Wolfgang **Regularización y control de ríos** Universidad de Piura, Piura, 1994.
74. SIMONS, D. B. y SETÜRK, F. **Sediment transport technology** Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, U.S.A., 1977.
75. SIMONS, Daryl B. y MILLER, Carl R. **Sediment discharge in irrigation canals** Sixth Congress on Irrigation and Drainage. New Delhi, India, 1966.
76. SINGH, Bharat **Some implications of regime design of channels** Sixth Congress on Irrigation and Drainage. New Delhi, India, 1966.
77. STRUIKSMA, N. y otros **Bed deformation in curved alluvial channels** Journal of Hydraulic Research, Vol. 24, N° 1, 1985.
78. THORNBURY, William D. **Principles of geomorphology** John Wiley & Sons, Inc, 1954.
79. UPPAL, H. L. **Regime relationship as applied to channels of the upper Bari Doab canal system** Sixth Congress on Irrigation and Drainage. New Delhi, India, 1966.
80. VEN TE CHOW **Handbook of Applied Hydrology** Mc-Graw Hill, 1964.
81. WU XIUTAO **Environmental impact of the Sanmen gorge project** Water Power & Dam Construction, November 1986.
82. YALIN, M. S. **Mechanics of sediment transport** Pergaman Press, Inc. Toronto, 1977.