



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**“DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DEL
CANAL DESARENADOR”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTAN:
LUIS VIDAL DAVID RODRIGUEZ PEREZ
JORGE ISRAEL RODRIGUEZ PEREZ**

ASESOR: M. I. VICTOR FRANCO



MEXICO, D. F.

2005

m. 345200



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo recepcional.
NOMBRE: JORGE ISRAEL
RODRIGUEZ PEREZ
FECHA: 2-01-05
FIRMA: JORGE ISRAEL RODRIGUEZ PEREZ

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/019/05

Señores
LUIS VIDAL DAVID RODRÍGUEZ PÉREZ
JORGE ISRAEL RODRÍGUEZ PÉREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VÍCTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DESARENADOR"

INTRODUCCIÓN

- I. ORIGEN DE LOS SEDIMENTOS
 - II. DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES
 - III. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA
 - IV. EJEMPLO
 - V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 15 de Marzo de 2005.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/AJP/cre.

A la memoria de dos grandes hombres.....

Sr. Vidal Rodríguez Torres

Sr. Sixto Pérez Méndez

Luis Vidal Rodríguez Pérez

Agradecimientos.

A Dios, por haberme permitido dar este paso y seguir colmándome de bendiciones para seguir adelante.

Con infinito cariño a la Universidad, por brindarme la oportunidad de prepararme; y a mis profesores, que desinteresadamente siempre se preocuparon por formar personas mejores.

Mi más sincero agradecimiento al Ing. Victor Franco por su dirección, y paciencia sobre todo, en la realización de este trabajo.

A mis padres los Srs. Luis Rodríguez y Lourdes Pérez, que con muchísimo amor y su ejemplo, me han enseñado que el esfuerzo y trabajo es la base para lograr nuestras metas. Muchas gracias por todo el amor y apoyo que hasta la fecha me siguen dando, sin ustedes no lo hubiera logrado.

A mi esposa; Zitlalic, por el amor y apoyo incondicional que siempre me has dado, aún en momentos difíciles; gracias por tu fortaleza, paciencia, confianza..... gracias por estar a mi lado.

A mis hijas, Diana y Mariana, por ser la más bonita y mejor responsabilidad que Dios me ha otorgado; gracias hijas, porque ustedes hacen que yo necesite ser una persona mejor.

A mis hermanos Jorge y Adriana por todo el apoyo y cariño que siempre me han dado. A ti Jorge, por tu colaboración y ayuda para la realización de este trabajo. Gracias por permitirme contar con ustedes para todo.

A mis abuelas Mamá Tere y Mamá Amparito, siempre alentándome y ayudándome a concluir mis estudios. Y a Mamá Gonzita, que dondequiera que estés, se me sigues cuidando como de pequeño.

A todos mis tíos y tías, en especial a mis tíos Lalo, Saúl, Carlos, Paco, Jorge, Evita, Alberto y Rosario que siempre estuvieron al pendiente en concluyera esta etapa de mi vida.

A todos mis compañeros que hicieron de mi vida como universitario una experiencia inolvidable.

A la Comisión Federal de Electricidad por las facilidades otorgadas para concluir este trabajo.

Luis Vidal Rodríguez Pérez

Dedicatorias y Agradecimientos:

A Dios, por haberme dado la vida; que es lo más preciado.

A mi esposa, María Luisa; en quien encuentro amor, paz, y comprensión de forma incondicional a cada instante; y sobre todo, por ser la persona por la cual lucharé a cada instante por el resto de mi vida para poder darle todo lo que se merece.

A mis señores padres, Luis Francisco y Lourdes del Carmen; por darme el privilegio de ser su hijo y el haber aceptado mi llegada a su familia; por cuidarme, educarme y guiarme en todo momento.

A mis hermanos, Luis Vidal y Lourdes Adriana por haber contado siempre con su apoyo, y el cariño que los caracteriza a cada uno en particular. A ti Luis por inculcarme siempre la lectura y a ti Adriana por corregirme a la hora de expresar mis ideas.

A mis abuelos, Papá Vidal (†) y Papá Sixto (†); grandes señores motivo de ejemplos a seguir; y abuelas, Mamá Tere y Mamá Amparito; por haber educado de la mejor manera posible a mis padres. De igual forma, a mis dos bisabuelas, Mama Gonzita (†) y Abuelita Carmelita (†); las cuales influyeron en mi educación y sé que nos mandan sus bendiciones desde donde se encuentren.

A mis tíos, y a toda mi familia en general; con quienes siempre conté cuando recurrí a ellos, y siempre me guiaron por el camino del bien.

Al profesor, M. I. Víctor Franco, con mucho respeto, por haber dirigido y realizado todas las correcciones pertinentes al presente trabajo, para que así pudiera obtener el título de Ingeniero Civil.

A mi querida y respetable, Facultad de Ingeniería; puesto que en ella pasé una de las etapas más importantes de mi vida: Ser estudiante universitario puma de corazón.

A mis ilustres maestros, y en general a todos mis amigos y compañeros de generación ausentes y presentes.

Por último, mis más sinceros agradecimientos para la Comisión Federal de Electricidad, por haberme permitido todas las facilidades para el desarrollo del presente trabajo y una vez más, a ti Luis por haber tenido la iniciativa de que realizáramos este trabajo juntos.

Jorge Israel Rodríguez Pérez

INTRODUCCIÓN	4
Aspectos generales	4
Antecedentes	4
Manejo de cuenca	4
Problemática	6
Aspectos generales	6
Erosión, pérdida de suelos y acarreos (otros factores)	6
Hidráulica Fluvial	7
Estructuras para el control de sedimentos	8
Toma de conducción a superficie libre	8
Desarenador	8
Objetivo	10
1. ORIGEN DE LOS SEDIMENTOS	11
1.1 Geología	11
1.1.1 Rocas Sedimentarias	11
1.1.2 Sedimento	12
1.2 Aportación de sedimentos: Zona de Montaña	14
1.2.1 Descripción	14
1.2.2 Cuenca receptora	15
1.2.3 Tramo medio	17
1.2.4 Abanico (zona baja)	17
1.3 Características de los sedimentos	19
1.3.1 Antecedentes	19
1.3.2 Propiedades de los sedimentos	19
1.4 Sedimentación	25
1.4.1 Velocidad de caída o sedimentación de las partículas	25
1.4.1.1 Velocidad de caída de una partícula natural	26
1.4.1.2 Stokes, velocidad teórica de sedimentación	28
1.5 Transporte de sedimentos	29
1.5.1 Esfuerzo cortante en el lecho del cauce	29
1.5.2 Principio del movimiento	29
1.5.3 Transporte de sedimentos	32
1.5.3.1 Transporte de lavado	32
1.5.3.2 Transporte total de fondo	32
2. DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES	43
2.1 Generalidades	43
2.2 Flujo en canales	44
2.2.1 Definición	44
2.2.2 Principios básicos de análisis	44
2.2.3 Clasificación de flujos	45
2.3 Ecuaciones fundamentales de la Hidráulica	48
2.3.1 Ecuación de continuidad	48
2.3.2 Ecuación de la energía	48
2.3.3 Ecuación del impulso y cantidad de movimiento	50
2.4 Distribución de velocidades y presiones	52
2.4.1 Corrección del gradiente de velocidad	52
2.4.2 Distribución de velocidades en la sección de un canal	53

2.4.3	Flujo secundario	55
2.4.4	Distribución de presiones	56
2.4.5	Distribución de presiones en curvas verticales	59
2.5	Diseño hidráulico de canales	61
2.5.1	Elementos geométricos de un canal	61
2.5.2	Cálculo del flujo uniforme	62
2.6	Determinación de la sección	69
2.6.1	Normas generales de diseño (CNA)	69
3.6.2	Sección de máxima eficiencia o "hidráulicamente óptima"	71
2.6.3	Revestimiento de canales	74
2.7	Geometría de sección, en topografía accidentada	77
2.7.1	Consideraciones generales	77
2.7.2	Secciones del canal en terrenos con pendiente	77
3.	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA	80
3.1	Aspectos generales	80
3.1.1	Antecedentes	80
3.1.2	Obra de toma y estructura colectora	80
3.1.2.1	Obras de toma superficiales	81
3.1.2.2	Disposición de las obras	82
3.1.2.3	Canal desarenador	83
3.2	Funcionamiento hidráulico de la obra de toma superficial	86
3.2.1	Generalidades	86
3.2.2	Análisis	86
3.2.3	Criterios de diseño para obras de toma en derivación	88
3.2.4	Criterios de diseño para obras de toma frontales	95
3.3	Funcionamiento hidráulico del desarenador	100
3.3.1	Consideraciones generales para diseño del canal desarenador	100
3.3.2	Diseño hidráulico del canal desarenador	101
3.3.3	Operación y control del canal desarenador	104
3.3.4	Subpresión en el desarenador	106
3.4	Tanque desarenador	107
3.4.1	Antecedentes	107
3.4.2	Diseño hidráulico del tanque desarenador	107
3.4.2.1	Planta de generación	107
3.4.2.2	Planta potabilizadora	109
4.	EJEMPLO	113
4.1	Antecedentes	113
4.1.1	Objetivo	113
4.1.2	Problemática	113
4.1.3	Alternativa general de la solución	113
4.2	Descripción del proyecto actual	115
4.3	Utilización del modelo	118
4.4	Captación del material sólido en el recinto de la obra de toma	121
4.4.1	Descripción de ensayos	121
4.4.2	Ensayo del proyecto actual	121
4.4.2.1	En estiaje	121
4.4.2.2	Condiciones de operación actual	122
4.4.3	Ensayo de la alternativa de solución	127
4.4.3.1	En avenidas	127

4.5	Desazolve de la captación	132
4.5.1	Antecedentes	132
4.5.2	Ensaye de la alternativa de solución	132
5.	CONCLUSIONES	134
5.1	Alternativa de solución para la central hidroeléctrica	134
5.1.1	Diseño del canal sedimentador	134
5.1.2	Dimensionamiento del canal sedimentador	135
5.1.3	Funcionamiento de la captación	137
5.1.4	Recomendaciones	137
5.1.5	Observaciones	139
5.2	Comentarios	141
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS TÉCNICAS		145

INTRODUCCIÓN

Aspectos generales

Antecedentes

La planificación del desarrollo requiere necesariamente del conocimiento preciso de los recursos naturales y el medio ambiente, entre los más importantes estará sin duda el agua.

Es fácil advertir que muchas actividades dependen del desarrollo de los recursos hidráulicos, siendo innegable la relación que existe entre el uso del agua y el desarrollo sostenido. Esto se refiere a que una buena utilización del agua, inducirá de manera directa en un correcto aprovechamiento de los recursos naturales.

La formación de una cultura hidráulica acorde con la naturaleza del medio, será la base del desarrollo de cualquier sociedad. Ya que no es posible concebir alguna actividad humana sin considerar el agua. La actividad minera, agropecuaria, industrial, turística, etc. debe necesariamente tomar en cuenta a dicho elemento.

A medida que la población crece, se incrementa la presión sobre el medio ambiente debido a la demanda de recursos naturales. Esta demanda por lo general no es cubierta en su totalidad por los potenciales presentes en las cuencas, principalmente por las limitaciones económicas. Esto genera modelos cambiantes de consumo energético, mismos que alteran el equilibrio de los ecosistemas, produciendo balances negativos. Situación que se agudiza cuando se presentan cambios o alteraciones del régimen climático.

El desarrollo de los pueblos tiene en el agua, el instrumento fundamental para la actividad productiva, cuya racional utilización podría permitir reducir las pérdidas de producción actuales y contar con las bases para emprendimientos mayores. Para este efecto, es necesario contar con tecnología hidráulica que considere las condiciones naturales que el medio ambiente ofrece, logrando de esta manera, la ejecución de proyectos hidráulicos con niveles de impacto ambiental sustentables.

Manejo de cuenca

El manejo sostenido de una cuenca requiere el conocimiento de sus características principales, tales como, parteaguas, área, orden de la red de drenaje, longitud y pendiente del cauce principal, densidad de drenaje, etc., de manera que su intervención se encuentre acorde a los procesos naturales que se presentan en ella.

En una cuenca sin embargo, no solo se desarrollan fenómenos de erosión y sedimentación, sino que tienen lugar procesos asociados a las actividades de vida de las sociedades, por lo tanto el manejo de una cuenca deberá tomar en cuenta al mismo tiempo los procesos naturales como los antrópicos (mano del hombre).

En una cuenca hidrográfica, el agua constituye el medio de participación e integración de las comunidades y habitantes a las tareas asociadas con el desarrollo comunitario. Las diferentes interacciones que se presentan, cubren al mismo tiempo aspectos técnicos, ambientales, políticos, legales, económicos, financieros, organizacionales y sociales principalmente.

En el marco en que se definen los conceptos de desarrollo sostenible, el manejo de una cuenca considerará medidas que contribuyan al control, protección, conservación, recuperación y otros aspectos ambientales.

Físicamente, la cuenca es la fuente natural de captación y concentración de agua superficial, y al mismo tiempo es un recurso de vida para el hombre; aunque también representará riesgo para él, durante situaciones extraordinarias como sequías, inundaciones o contaminaciones.

En este marco, la ingeniería tiene como misión el uso efectivo y beneficioso de los recursos hidráulicos disponibles, controlando la relación oferta – demanda, de manera que se alcancen los objetivos de desarrollo económico y social, y al mismo tiempo se puedan reducir los impactos negativos que generan los fenómenos extremos.

La gestión de cuencas tiene como misión alcanzar un equilibrio entre el aprovechamiento con fines económicos, y el manejo con fines ambientales; lo que repercutirá en los niveles de equidad social, ambiental y económica; contribuyendo de esta manera a la sustentabilidad ambiental y al aprovechamiento sostenido de los recursos naturales.

El plan de manejo de una cuenca dependerá del concepto que se adopte respecto a los factores que influyen en su comportamiento. Sobre la cuenca se ubican las poblaciones rurales, los campos de cultivo, los campos de pastoreo, etc., definiendo así el "hábitat" natural.

Es claro que las comunidades rurales se ubican independientemente la disposición de la(s) cuenca(s), sin embargo el curso de agua (río o quebrada) será la referencia para la ubicación comunitaria; ya que en una cuenca podrán habitar una o varias comunidades, así como una comunidad podrá tener acceso a los recursos hidráulicos de una o varias cuencas.

Dentro de este panorama, el impacto de la erosión en los recursos hidráulicos, se manifiesta en el incremento de la carga de sedimentos sobre los escurrimientos, los cuales ofrecen condiciones desfavorables para el aprovechamiento de los mismos.

Problemática

Aspectos generales

Los cauces que transportan agua con partículas sólidas en suspensión, constantemente sufren cambios en su forma, y por consiguiente, también en su funcionamiento hidráulico. Los cambios morfológicos se deben principalmente a la *erosión y el depósito de azolves*. Cualquier alteración que provoque cambios en la forma del cauce, afectará seriamente a las estructuras supeditadas al escurrimiento, ya que estas son diseñadas para ciertas condiciones.

Para tomar en cuenta el problema de los azolves, en canales no revestidos como los cauces, no solo se consideran las velocidades máximas y mínimas para erosión (arrastre) y sedimentación respectivamente, sino que intervienen además, otros factores.

Está por demás, el comentar que son graves los problemas económicos que puede acarrear un proyecto en el que se haya desestimado la importancia de cuantificar adecuadamente el transporte de sedimentos. Por lo que en ocasiones es necesario considerar estructuras sujetas a estos fenómenos, que permitan prolongar la vida útil de las grandes obras hidráulicas, tal es el caso de las estructuras de limpia.

Erosión, pérdida de suelos y acarreos (otros factores)

La energía hidráulica tiene diferentes expresiones, desde el momento en que las gotas de agua alcanzan la superficie terrestre; éstas llegan con cierta energía cinética. Esta energía puede ser suficiente para arrancar del suelo partículas finas y lanzarlas aguas abajo, iniciando el proceso de erosión. Miles y millones de gotas de agua logran desarrollar el escurrimiento superficial cuya fuerza dinámica será capaz de transportar material sólido, principalmente sobre los cauces.

El escurrimiento superficial, cargado de sedimento, llegará a los ríos con energía suficiente; en muchos casos, para desgastar los límites físicos de los mismos, provocando lo que se entiende como erosión y socavación hidráulica.

Aun, cuando desde la elección del sitio para proyectar alguna estructura de aprovechamiento, se procura siempre la acumulación de azolves y acarreos de gran tamaño, así como la erosión debida a la velocidad de las crecientes, dentro del estudio hidrológico es necesario considerarlos nuevamente, debido a que estas condiciones se presentan en todas las corrientes importantes y factibles de ser aprovechadas.

La pérdida del suelo está llevando a gravámenes más realistas en cuanto a la pérdida de productividad se refiere. Los vínculos entre la pérdida de suelo y la reducción de campos agrícolas se investigan pobremente y se documentan mal. De lo anterior se concluye que la erosión del suelo es vista en diferente forma por el agrónomo y el hidrólogo.

Los agrónomos se refieren sobre todo a efectos locales, en función de la pérdida del suelo para cultivar; mientras que los hidrólogos y los ingenieros hidráulicos se interesan más

por los efectos regionales de la erosión (¿a dónde va el suelo?) y, del efecto sobre abastecimiento de agua y transporte del sedimento.

Es claro que existe una diferencia cuantitativa entre los dos puntos de vista. Pero no todo el suelo perdido de los campos de cultivo se convierte en sedimento en corrientes y ríos; algo es retenido en trabajos de conservación y otra parte por la vegetación. La porción de erosión que pasa al sistema de la corriente se llama, nivel de entrega (*aportación*).

Hidráulica Fluvial

El índice de sedimentación es necesario para el diseño de drenes y canales, así como para la predicción de los niveles del agua en corrientes y ríos.

La cantidad de sedimento se requiere conocer cuando el cauce está asociado a la irrigación, la generación de energía, etc. Las estimaciones de la cantidad deben incluir variaciones anuales o más largas y la producción mínima de sedimento.

El movimiento del sedimento en corrientes y ríos se manifiesta de dos maneras. El sedimento en suspensión se refiere a finas partículas que son acarreadas; como su nombre lo indica, se encuentran en suspensión dentro del flujo y estas se decantan solamente cuando la velocidad de la corriente disminuye. Las partículas más grandes se mueven a lo largo del lecho formando azolve.

Las cantidades relativas movidas en suspensión y en lecho varían grandemente. Por un lado, se tiene el sedimento, aportación de un suelo de grano fino como el *loes* (deposito por viento, suelo eólico aerotransportado) o, una *arcilla aluvial*, en este caso el acarreo será generalmente en suspensión.

Por otra parte, un rápido flujo de una corriente de montaña puede acarrear cantidades insignificantes de materia suspendida y casi todo el movimiento será rodando grava y/o las rocas en el lecho.

Estructuras para el control de sedimentos

Toma de conducción a superficie libre

La función principal de una obra de toma es permitir y controlar la extracción del agua de una cortina o de un río, en la cantidad y momento en que se requiera conducirla.

Los elementos indispensables de una obra de toma deben diseñarse de tal manera que cumplan con los siguientes propósitos:

- Asegurar con pequeñas pérdidas de energía, el gasto en la conducción para un intervalo predeterminado de niveles del embalse o del río.
- Prevenir o reducir el azolvamiento de la conducción, fundamentalmente cuando esta es a superficie libre.
- Evitar la entrada de basuras, escombros u otros materiales flotantes a la conducción que puedan dañar las turbinas o elementos de cierre.
- Para el caso de la generación de energía, regular y conducir el gasto necesario en la casa de máquinas a fin de satisfacer las demandas de generación.

Desarenador

Aunque es conocido que basura y material flotante de gran tamaño representa un problema, éste es solventado por algún sistema de rejillas. Una estructura de este tipo, se concentra únicamente en aquellos materiales que son acarreados por el cauce y que presentan problemas posteriores, como la generación de sobrecargas en fangos, depósitos en las conducciones hidráulicas (tuberías y canales), abrasión en rodetes de bombas, turbinas y equipos, disminuyendo la capacidad hidráulica de estos.

Existen tres tipos de canales desarenadores, que aunque persiguen el mismo objetivo, varían en su geometría, tamaño y operación. Esto, debido a que el recurso puede ser utilizado con distintos fines: como el generar energía, donde se busca que el azolve no ingrese a las turbinas generadoras; para agua potable, donde lo que se pretende es una buena decantación para hacer más fácil y económico un tratamiento posterior de potabilización, y por último, en los distritos de riego, donde se persigue limpiar el agua con el propósito de proteger las estructuras de toma, canales secundarios y evitar la erosión del suelo de cultivo. Se debe tomar en cuenta que el diseño y construcción de este tipo de estructuras, es un caso diferente de acuerdo a las condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas del lugar, por mencionar algunas.

Dependiendo del uso que se pretenda darle al agua, el canal desarenador cambia de forma debido a las estructuras que lo acompañan para cada caso, como pueden ser: las obras de toma, pilas para compuertas e inclusive un dique vertedor (presa derivadora); aunque su

función sea la misma: *separar los elementos pesados en suspensión (arenas, arcillas, limos), que lleva el agua y que perjudican un tratamiento o uso posterior*. Es decir la remoción de aquellas partículas en suspensión o arrastradas y cuyo tamaño esté dentro de los límites establecidos por las condiciones de diseño de la estructura.

La retirada de estos sólidos se realiza en canales donde el agua reduce su velocidad y con ello la velocidad de traslación de las partículas en suspensión, permitiendo en esta forma que se depositen por gravedad en el fondo del canal (desarenador). Generalmente la mayoría de los métodos utilizados para el diseño de canales desarenadores están basados en la teoría de la sedimentación, aplicada para el caso específico de las partículas o granos de arena y complementada con una serie de consideraciones del tipo experimental y/o práctico.

Es de suma importancia que antes de entrar en el estudio de algún método para el diseño, conviene establecer claramente los fines que se persiguen con la construcción de un desarenador y el papel que este desempeñará dentro del sistema de aprovechamiento. Los principales componentes de un desarenador son:

1. Dispositivos de entrada y salida que aseguren una distribución uniforme de velocidades en toda la sección transversal.
2. Volumen útil de agua para la sedimentación de las partículas, con sección transversal suficiente para reducir la velocidad de flujo por debajo de un valor predeterminado, y con longitud adecuada para permitir el asentamiento de las partículas durante su trayectoria.
3. Volumen adicional en el fondo, para almacenar las partículas removidas, durante cierto intervalo entre limpiezas.

Para plantas potabilizadoras existen dos tipos de estructuras, los de flujo horizontal (canales) y flujo vertical (tanques). El enfoque de este trabajo nos permitirá diseñar y trabajar sobre el desarenador de flujo horizontal donde la partícula entra, y es sedimentada describiendo una trayectoria parabólica.

Si bien los dispositivos de entrada y salida determinan la eficiencia de la unidad, la parte vital de esta, es el volumen útil donde ocurre la sedimentación; así, estableciendo la importancia relativa de las limitaciones impuestas por la teoría de sedimentación y tomando en cuenta los factores que en la práctica influyen los resultados obtenidos, es posible elaborar un método de cálculo sencillo que sirva para determinar las dimensiones de un desarenador en la mayoría de los casos.

Objetivo

En resumen, este trabajo contiene una compilación de temas relacionados con la hidráulica de canales, así como el origen y comportamiento del material en suspensión y en acarreo, lo que nos permitirá contar con las bases para un diseño hidráulico correcto de una estructura de limpia: *canal desarenador*. Fue realizado, pensando en servir como material informativo en temas muy específicos de asignaturas relacionadas con la hidráulica, bajo el siguiente esquema:

- Introducción, presenta una breve reseña sobre la necesidad de una correcta planeación en el uso de los recursos naturales, atendiendo a la conservación del ecosistema y medio ambiente; siendo más específicos en el recurso hidráulico mediante el manejo de cuenca. También hace referencia a la problemática que el arrastre o depósito de sedimentos puede causar a estructuras para el aprovechamiento hidráulico, mencionando además (de manera muy resumida) la pérdida de suelo (aprovechable). Terminando con una pequeña descripción de la estructura de limpia y sus características.
- El capítulo 1, trata sobre el origen, clasificación, características y comportamientos de los sedimentos. Muestra las características físicas de las cuencas de montaña (que generalmente son las que mas sedimentos aportan al sistema de escurrimiento), sobre la base de su distribución vertical (cuenca receptora, tramo intermedio y abanico o zona baja) y los problemas principales de cada sector.
- El capítulo 2, se da un repaso con los aspectos más relevantes en el diseño hidráulico de canales, que finalmente son la base para el correcto diseño de una estructura de limpia.
- El capítulo 3, aborda el tema de las estructuras de limpia, tanto desarenadores como las obras de toma (superficiales) en cauces naturales, considerando el transporte de sedimentos, así como los criterios de diseño y operación de ambos.
- El capítulo 4, muestra la solución de un problema de sedimentos en una central hidroeléctrica, la cual es receptora de las aguas negras de un centro urbano. Aunque en este capítulo se presenta el procedimiento que se siguió en el laboratorio (de hidráulica) para encontrar la solución, aun así, sigue siendo ilustrativo de lo importante que es el atender los problemas que los sedimentos provocan, con la finalidad de que la operación y mantenimiento de algún sistema de aprovechamiento (en este caso el de generar energía) sea viable.
- Al final de este trabajo encontramos las conclusiones, tanto de la solución encontrada en el laboratorio, correspondiente al ejemplo del capítulo No. 4, como la del documento en general.

1. ORIGEN DE LOS SEDIMENTOS

1.1 Geología

1.1.1 Rocas Sedimentarias

Cuando los productos de desintegración y descomposición de cualquier tipo de roca son transportados, estos se vuelven a depositar y se consolidan o cementan total o parcialmente; este material resultante se clasifica como roca sedimentaria. Esta clasificación también abarca a las rocas que resultan de la precipitación química o a la deposición de restos orgánicos en el agua.

La designación general de “sedimentos” se aplica comúnmente a depósitos procedentes por la acción de aguas, viento o glaciares. Los minerales, fragmentos de rocas o restos orgánicos que constituyen una roca sedimentaria se les llaman componentes. Los tamaños y, en ocasiones, la distribución de estas partículas (o granos) constituyen la base para la clasificación o (subdivisión) de las rocas sedimentarias.

Conforme avanza la erosión de una masa de roca por la acción de los agentes atmosféricos (o químicos), va siendo gradualmente destruida, y los fragmentos que resultan varían en cuanto a su tamaño. El tamaño está ligado al proceso de abrasión en el cual la roca se encuentre, entre más avanzado sea este, más pequeño será el tamaño de los fragmentos resultantes. Exceptuando a las arcillas, el tamaño de estas partículas suele proporcionar una clave en lo referente a la distancia del transporte experimentado; entre más pequeño sea el tamaño, la distancia de transporte será mayor. Los diversos tamaños de granos encontrados en las rocas sedimentarias son los siguientes (en orden descendente):

TABLA 1.1 Tamaños de Fragmentos y Granos de Rocas Sedimentarias

MATERIAL	AMERICAN GEOPHYSICAL UNION	GRADUACIÓN DE WENTWORTH	ROCA
Bolos		254 mm	De bolos
Cantos	150 – 4000 mm	64 – 256 mm	De cantos
Gravas	2 – 64 mm	4 – 64 mm	Conglomerado
Gránulos		2 – 4 mm	Conglomerado
Arenas	0.062 – 2 mm	0.062 – 2 mm	Arenisca
Limos	0.004 – 0.062 mm	0.0039 – 0.062 mm	Limolita
Arcillas	0.00024 – 0.004 mm	< 0.0039 mm	Arcillolita

Las rocas sedimentarias se dividen en:

- Clásticas (o detríticas).- Compuestas de fragmentos de rocas y minerales preexistentes (materiales volcánicos, gravas, rocas, fragmentos minerales, fragmento de rocas y arcillas).
- Cristalinas.- La mayor parte de ellas son adiciones orgánicas (calcita y arcillas, carbonatos, dolomía y calcedonia).

- Amorfas y Biofragmentarias.- Compuestas por fragmentos de pequeños invertebrados (ópalo y carbón amorfo. Conchas calizas, caparazones de diatomeas y foraminíferos, estructuras de algas y corales, así como restos de plantas parcial o totalmente carbonizadas).

En la práctica, varias de entre las rocas de origen sedimentario, son estudiadas como suelos. El término *conglomerado* se aplica comúnmente a la roca que se encuentra compuesta en forma predominante de trozos de roca cementados, de un tamaño aproximado de entre 0.635 a 7.62 cm; redondeados y en ocasiones con buena graduación. Si estos fragmentos no están redondeados, la roca es clasificada como "brecha". Si están salpicados de cantos o bolos redondeados y grandes, embebidos en una arcilla endurecida, lo que se tiene entonces se denomina *tillita* o *fanglomerado*. Si los fragmentos grandes son consecuencia de actividad volcánica y aparecen cementados por fragmentos pequeños, la masa resultante recibe el nombre de *aglomerado* a *brecha volcánica*. Las rocas que contienen un gran porcentaje de cantos o bolos se llaman rocas de cantos o rocas de bolos.

1.1.2 Sedimento

Un elemento morfológico puede definirse como una porción de la superficie terráquea que difiere por su forma y por otras características de su estructura, de las que lo rodean (montañas, valles e incluso pantanos son considerados elementos morfológicos).

Son diversos los procesos que continuamente actúan sobre la superficie de la tierra, la erosión por ejemplo, es un caso particular de arrasamiento llevado a cabo por la acción del agua, aire o hielo.

Como consecuencia de las irregularidades topográficas, las aguas que transcurren por la superficie crean en primer lugar arroyuelos, los cuales aumentan gradualmente su caudal. En las estaciones lluviosas estos arroyuelos se transforman en torrentes, y estos últimos transportan a menudo grandes cantidades de agua que se mueve con gran velocidad, y de esta manera excava por erosión profundos cañones.

El arroyo (torrente o curso de agua), al mismo tiempo que ensancha y alarga su cauce, profundiza también a este, es decir que existe un desgaste hacia abajo. Con el transcurso del tiempo el piso del valle llegará a profundizarse hasta el nivel de las aguas subterráneas. En tal caso las reservas del curso de agua dependerán no solamente de los escurrimientos y aportaciones en el área de drenaje, sino también de las corrientes subterráneas. De esta manera se forman los cursos de agua permanentes, que fluyen tanto en época de avenidas como en las de estiaje.

Cabe señalar que la erosión afecta a una región entera en la que los ríos son los principales agentes erosivos. El esquema del torrente se compone entonces de los cursos de agua principales y de sus tributarios. En la siguiente figura se muestra las etapas de erosión que un "valle" llega a sufrir por el efecto de un escurrimiento:

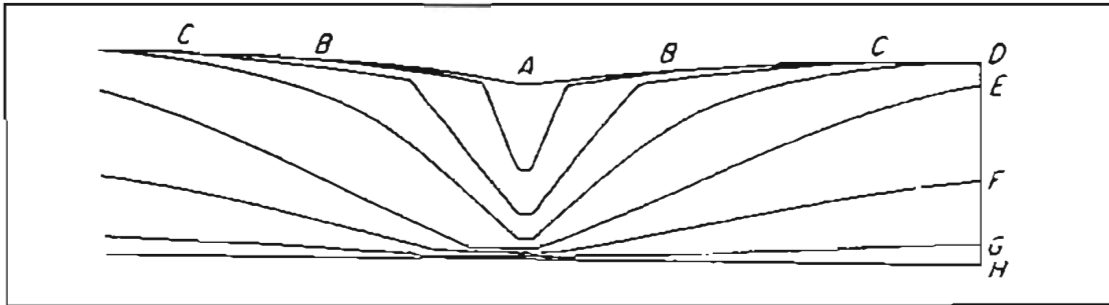


FIGURA 1.1 Cambios graduales en el corte transversal de un valle, producidos por un escurrimiento:
a) AA.- sección original; b) BB.- sección en etapa juvenil; c) CC.- sección última de etapa juvenil; d) DD.- sección en etapa de madurez temprana; e) EE.- sección en etapa de madurez; f) FF.- sección en etapa de madurez tardia; g) GG.- sección en etapa de senectud.

Una corriente es capaz de erosionar los materiales que constituyen su lecho. De igual manera debido a los escurrimientos tributarios, existe erosión en los muros encajantes al valle. Los materiales así originados son transportados bajo forma de los denominados "sedimentos".

También es posible apreciar en la figura 1.1, las tres etapas en la que una corriente puede encontrarse: juvenil, madura y de senectud. A cada una de estas etapas les corresponden características físicas, tales como: perfil longitudinal irregular con rápidos, cascadas e incluso lagos como consecuencias de obstrucciones locales, así como una sección transversal en "V", además de que su trazo es algo angular o en zigzag (meandros); estas características son propias de una etapa juvenil.

Conforme la erosión avanza, el río alcanza la madurez y todas las irregularidades antes mencionadas desaparecen, el perfil longitudinal decrecienta su gradiente en forma gradual hacia su desembocadura. Inundaciones periódicas contribuyen al ensanchamiento gradual del valle hasta que, en su senectud, este llega a convertirse en una amplia penillanura (casi una llanura).

1.2 Aportación de sedimentos: Zona de Montaña

1.2.1 Descripción

Un río de montaña, es un escurrimiento con pendientes pronunciadas que presenta gran diferencia entre los caudales de crecida y de estiaje. Teniendo en común su gran pendiente y los importantes volúmenes de suelo que mueven, principalmente en época de avenidas.

En los ríos de montaña, los cambios se manifiestan luego de largos periodos de tiempo, debido a la estabilidad de sus suelos y a la protección que representa la vegetación. Pero cuando estos se encuentran en desequilibrio, las condiciones de régimen no se presentan, ya que los cambios son más rápidos, y dicho desequilibrio se originará debido a la inestabilidad geológica (movimientos de masas por erosión o por intervención antrópica: agricultura, minería, vías de comunicación, etc.).

La cuenca de un río de montaña, en general, consta de tres sectores:

- Cuenca Receptora
- Tramo medio
- Abanico (zona baja)

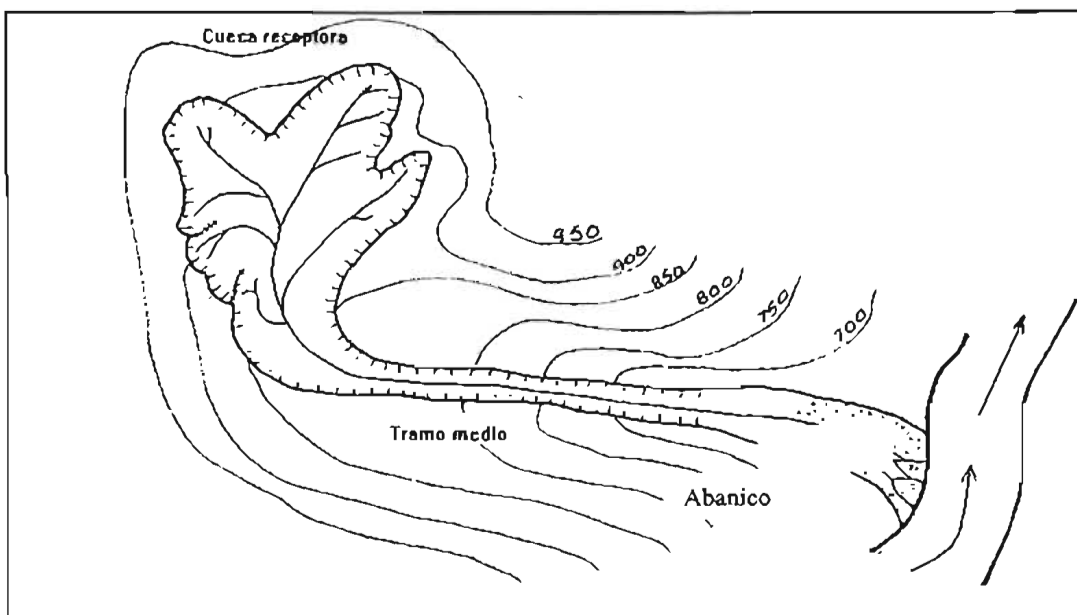


FIGURA 1.2 Sectores de una cuenca de montaña

1.2.2 Cuenca receptora

La cuenca receptora es la zona de mayor altura. De este sector proviene la mayor parte de los volúmenes de escurrimiento, y es aquí donde se tiene el mayor aporte de sedimentos; la erosión es uno de los factores decisivos para la presencia de este fenómeno pero, también intervienen la topografía, las propiedades físico - químicas de los suelos, cobertura vegetal, uso del suelo, así como el régimen de precipitaciones.

En la cuenca receptora se desarrolla el mayor movimiento de masas de suelo que se ponen en movimiento debido a diferentes razones; a saber:

- *Movimiento de masas débiles de piedra y suelo, por peso propio e influencias antrópicas:*
Atribuible a las características geológicas y tectónicas, condiciones hidrológicas, propiedades químicas y físicas de las masas, clima, topografía, pendiente, cobertura vegetal y cambios en el contenido de agua en las masas de suelo.
- *Derrumbes:*
Desprendimiento de piedras en sectores de fuerte pendiente por influencia del agua y movimientos sísmicos.

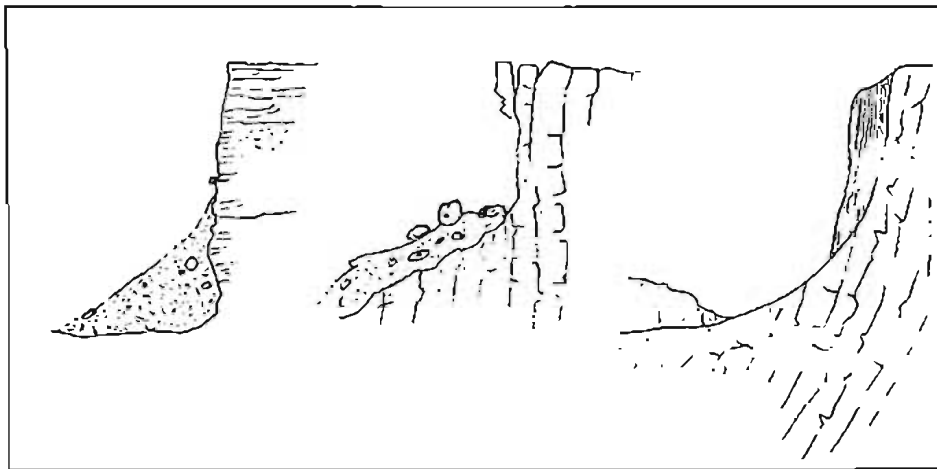


FIGURA 1.3 Algunas formas de desprendimiento o derrumbes

- *Movimientos fluyentes:*
Movimiento desde lento hasta rápido de rocas, rocas sueltas y suelos. Se presenta en suelos sin cohesión o en suelos con cohesión cuando se supera la tensión de corte crítica.
- *Cierre de Valle:*
Movimiento muy lento de arrastre que cubre una gran extensión superficial. Este tipo de movimiento dura varios cientos de años y no puede ser regulado por el hombre porque tiene causas tectónicas.

- *Deslizamientos:*

Movimientos en dirección de la pendiente, formados por masas de roca suelta o suelos. Se presentan en suelos arcillosos y limosos, con gran contenido de agua.

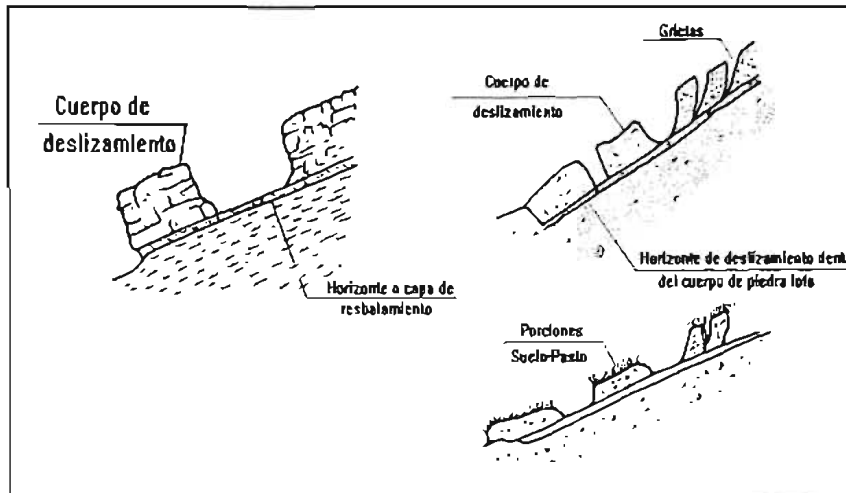


FIGURA 1.4 Formas de deslizamientos

- *Mazamorra:*

Movimiento muy rápido de masas, mezcla de: agua, suelo, cantos rodados, madera y otros. La carga que arrastra la mazamorra, proviene de la cuenca receptora del torrente (roca suelta, rellenos de valle, antiguas mazamorras, masas de canto rodado o productos de la descomposición de materiales susceptibles a cambios).

No hay que olvidar que además de los movimientos de masas mencionados, también son de importante relevancia los procesos de erosión laminar, los cuales son producidos por el impacto directo de las gotas de lluvia sobre la superficie y el transporte de material en los escurrimientos superficiales.

También existe el aporte de material de sedimento cuando la mano del hombre interviene a través de sus actividades.

En general, los terrenos utilizados con fines agrícolas cuentan con una superficie casi siempre irregular (depresiones y/o elevaciones), presentando además heterogeneidad en las características físicas y químicas de los suelos e irregularidades ocasionadas por las labores de labranza.

Estas condiciones dan lugar a que se presente la formación de surcos en dirección de la pendiente, dada la acumulación de agua en las depresiones, hasta que esta supera la resistencia de los componentes más débiles.

La cantidad de surcos que se forman, puede variar ampliamente dependiendo de la irregularidad del terreno y de la magnitud que alcanzan las tensiones de corte. La erosión en surcos origina el transporte de la capa arable, pudiendo alcanzar el subsuelo. En cambio, la erosión laminar arrastra únicamente la capa arable.

La erosión en surcos se atribuye a la energía del escurrimiento, la cual es proporcional al cuadrado de la velocidad del flujo. Así por ejemplo, cuando la velocidad de flujo supera valores de 30 cm/s, frecuentemente en el flujo laminar a 60 cm/s, la capacidad de desprendimiento de suelo del agua se cuadruplica.

La capacidad de transporte de suelo, varía con relación a la quinta potencia de su velocidad. Por ejemplo, si la velocidad de flujo varía de 30 cm/s a 60 cm/s, el poder de transporte de suelo aumenta aproximadamente en treinta y dos veces.

La profundización de los surcos puede generar procesos de formación de cárcavas (zanjas), las que se presentan cuando el escurrimiento incrementa las velocidades del flujo; y por lo tanto las tensiones de corte del flujo superarán a las tensiones de corte resistentes del material componente del perímetro de suelo afectado.

1.2.3 Tramo medio

El tramo medio de la cuenca, es por lo regular de topografía encajonada entre abruptos taludes, es más estrecho que las otras dos zonas y el lecho del fondo cuenta con pendientes acentuadas, aunque de menor magnitud que las que presenta la cuenca receptora.

En este sector pueden presentarse procesos de erosión, esta vez debidos a las grandes velocidades de flujo, las cuales originan fuertes tensiones de corte sobre la superficie del lecho; el flujo de agua adquiere gran capacidad de transporte.

De esta manera, el fondo sufre una erosión y, a consecuencia, el nivel de este disminuye progresivamente, aumentando así la altura de los taludes laterales en la misma proporción; lo que provoca, la inestabilidad en las riberas.

Los cambios morfológicos se presentarán en función de la resistencia que ofrecen los suelos componentes del perímetro mojado, a la acción de las tensiones de corte del flujo.

La erosión se manifiesta cuando la tensión de corte originada por el flujo: (τ), supera en magnitud a la tensión crítica permisible del material que compone el fondo: (τ_{crit}). Situación que se estudia con detalle en la sección 1.5, referida al *Transporte de sedimentos*.

1.2.4 Abanico (zona baja)

El abanico, es el área donde se deposita la mayor parte del material generado por erosión en la cuenca receptora y en el tramo medio. Este tramo se encuentra ubicado en el

sector inferior de la cuenca, constituyéndose en el lugar de deposición de los materiales erosionados en los sectores superiores.

La zona adquiere pendientes menores, reduciendo así, las velocidades y la capacidad de transporte, lo que da lugar a procesos de sedimentación.

La trayectoria del flujo cambia continuamente, debido a zonas de baja pendiente y lecho aluvial. La condición de menor capacidad de transporte de sedimentos, dará lugar a que estos, sean depositados de manera desordenada, generando continuos cambios de dirección en el flujo.

La distancia que recorren las partículas de suelo desprendidas por la erosión, depende de su tamaño, densidad y forma, así como de la velocidad del escurrimiento.

Algunos limos muy finos se sedimentan únicamente en las aguas estancadas; la arcilla muy fina y el humus coloidal no se sedimentan, permaneciendo suspendidos indefinidamente.

Estas partículas permanecen en suspensión hasta que se coagulan por alcanzarse en el agua una concentración determinada de electrólitos, o hasta que precipitan por producirse un brusco descenso de la temperatura.

La masa de tierra desprendida de las laderas se deposita al pie de estos terrenos o en planicies aluviales próximas. Esta masa, es sobre todo resultado de la erosión laminar y de la erosión en surcos, y se desplaza hasta distancias relativamente pequeñas de los terrenos de donde fueron desprendidos por erosión, depositándose cuando la velocidad del escurrimiento disminuye.

Estos depósitos suelen tener una textura más fina, siendo más ricos en materia orgánica que los suelos de donde proceden a causa de la acción selectiva de la erosión. En ocasiones, gran parte de este material, puede depositarse formando pequeños abanicos aluviales cuando las corrientes experimentan cambios bruscos de pendiente.

1.3 Características de los sedimentos

1.3.1 Antecedentes

La determinación de los volúmenes de transporte de sedimentos en canales abiertos, es un problema central para el ingeniero hidráulico. Sus resultados son útiles para el dimensionamiento de obras hidráulicas tales como obras de toma, canales, para la regulación de ríos, etc. Así mismo, se trata de información necesaria para establecer la necesidad de incorporar obras complementarias y/o determinar la vida útil de las obras hidráulicas.

La capacidad de transporte de sedimentos de un curso de agua ha sido motivo de investigaciones, debido al uso frecuente de recursos hidráulicos provenientes de fuentes superficiales, en los que se presentan procesos de erosión y sedimentación.

En esta sección se presentan algunas fórmulas que estiman la capacidad de transporte de sedimentos de un escurrimiento, para ser tomados como referencia considerando siempre que su aplicación está limitada en cada caso a condiciones definidas como: caudal específico, pendiente del fondo, diámetro característico de los sedimentos, relaciones geométricas, etc.

1.3.2 Propiedades de los sedimentos

Desde el punto de vista de resistencia que oponen los sedimentos a ser arrastrados, y de su comportamiento al ser transportados, se distinguen 3 clases de material:

- *No cohesivo o granular*
- *Cohesivo*
- *Rocoso*

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular, y que deben de conocerse para resolver problemas de hidráulica fluvial, (sedimentación específicamente) son:

- *Peso específico (γ) o masa específica (ρ).*- Relación del peso de la partícula entre su volumen.

$$\gamma_s = \rho_s g \quad (1.1)$$

donde

- | | |
|------------|--|
| γ_s | relación del peso de la partícula entre su volumen, kg/m^3 |
| ρ_s | relación de la masa de la partícula entre su volumen, $\text{kg s}^2/\text{m}^4$ |
| g | aceleración de la gravedad, m/s^2 |

La masa o el peso específico de las partículas de un material granular, varía dentro de estrechos límites, dependiendo del material de la roca original y de los minerales constitutivos de la misma.

El valor del peso específico para cantos rodados y boleos varía entre 1800 y 2800 kg/m³, para las arenas, fluctúa entre 2600 y 2700 kg/m³.

Los limos están formados principalmente por sílice y las arcillas por feldespatos; además de estos componentes principales, ambos incluyen una gran variedad de minerales.

- *Forma.*- Las partículas pueden tener formas que tienden a esferas, discos, láminas elipsoides, cilindros o formas completamente irregulares. En general, las formas de las partículas no se han tomado en cuenta en las fórmulas. El mayor intento que se conoce es el llamado *factor de forma*:

$$SF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (1.2)$$

donde

a, b y c, son longitudes de las partículas en tres direcciones perpendiculares, habiendo hecho coincidir una de ellas con su máxima longitud.

- a* máxima longitud
- b* mínima longitud
- c* resultante perpendicular entre *a* y *b*

- *Tamaño.*- El tamaño de las partículas que normalmente se encuentran en los cauces naturales, varía dentro de un rango muy amplio de valores (ver tabla 1.1, en la *clasificación de la American Geophysical Union*).

Para conocer el tamaño de las partículas, estas, se miden directamente si se trata de cantos rodados o guijarros; si se trata de gravas y arenas, entonces se efectúa un análisis granulométrico, y si se trata de limos o arcillas, se requiere un estudio de sedimentación.

Las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consisten en considerar alguna de las dimensiones siguientes:

- a) *Diámetro de cribado.*- Abertura mínima de la malla por la que pasa la partícula.
- b) *Diámetro de sedimentación.*- Diámetro de la esfera con una misma masa específica que la de la partícula, la cual alcanza una misma velocidad de caída dentro del agua a una misma temperatura.

- c) Diámetro nominal.- Diámetro de una esfera con la misma masa específica y volumen de la partícula.
 - d) Diámetro de caída estándar.- Diámetro de una esfera cuya densidad relativa es de 2.65 y que en agua a 24° C, alcanza la misma velocidad de caída de la partícula.
 - e) Dimensiones triaxiales.- Ver ecuación 1.2, para obtener el factor de forma.
- *Velocidad de caída*.- Se refiere a la velocidad máxima que posee una partícula al caer dentro del agua (esta característica, se discute de manera detallada más adelante, junto con los subtemas de sedimentación y arrastre de sedimentos).

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas, las cuáles normalmente difieren entre sí, tanto en tamaño como en forma. De igual manera, es relevante el señalar que el comportamiento de una partícula aislada, sujeta a la acción de un flujo, es distinto al que se presenta cuando dicha partícula forma parte de un conjunto.

Por eso, es importante el conocer las propiedades referentes a un conjunto de partículas; las más importantes son:

- *Distribución granulométrica*.- El análisis mecánico de una muestra natural de sedimentos, permite separar a esta en distintas fracciones acorde al tamaño de las partículas. La distribución de las partículas por tamaño, se expresa en un gráfico que relaciona el porcentaje de partículas de tamaño inferior en peso, con cada diámetro en mm (Fig. 1.5).

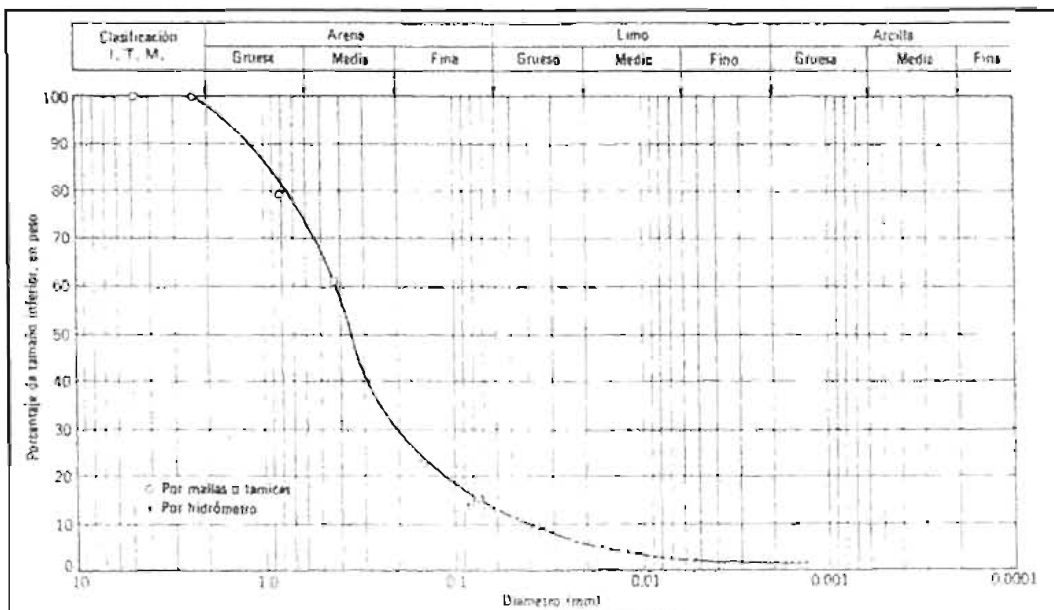


FIGURA 1.5 Curva granulométrica (Lambe, 1951)

Una vez obtenida la curva granulométrica, es fácil determinar cualquier diámetro D_n , el subíndice n indica el porcentaje en peso de la muestra, el cual contiene partículas que son menores o iguales que D_n . Por ejemplo, si $D_{75} = 0.542$ mm, significa que el 75% en peso del sedimento está constituido por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a 0.524 mm.

Si bien el comportamiento de un material granular, puede relacionarse con una distribución granulométrica, el comportamiento de un material cohesivo, suele depender mucho más de su origen geológico y de su estructura que del tamaño de sus partículas.

- *Peso volumétrico (γ_v).*- Es el peso de la materia, sobre el total del volumen que ésta ocupa. En el caso de los sedimentos como conjuntos de partículas, este concepto incluye los huecos o vacíos. Sus unidades son las mismas que las del peso específico.

En el peso volumétrico de una muestra de sedimento, se distingue el peso volumétrico seco cuando dichos vacíos se encuentren ocupados por aire, y el parcialmente saturado o sumergido cuando parte o la totalidad de ellos se encuentran ocupados por agua.

Las relaciones de mayor interés para valuar el volumen real ocupado por los sedimentos al depositarse son:

$$\gamma_m = \frac{W_{sólidos}}{V_{total}} \quad (1.3)$$

$$n = \frac{V_{vacíos}}{V_{total}} \quad (1.4)$$

$$\gamma_{sólidos} = \frac{W_{sólidos}}{V_{sólidos}} \quad (1.5)$$

De las relaciones anteriores, se obtiene:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_{sólidos} V_{sólidos}}{V_{total}} = \frac{\gamma_{sólidos} (V_{total} - V_{vacíos})}{V_{total}} \quad (1.6)$$

$$\gamma_m = \gamma_{sólidos} (1 - n) \quad (1.7)$$

La relación de vacíos, esta dada por:

$$e = \frac{V_{\text{vacíos}}}{V_{\text{sólidos}}} = \frac{n}{1-n} \quad (1.8)$$

despejando n

$$n = \frac{e}{e+1} \quad (1.9)$$

sustituyendo la Ec. 1.9 en 1.7, se puede obtener el peso volumétrico de la muestra:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_{\text{sólidos}}}{e+1} \quad (1.10)$$

donde

γ	peso volumétrico, kg/m^3
n	porosidad
e	relación de vacíos

Cuando las partículas finas son puestas en suspensión, pueden permanecer algún tiempo en ese estado. Al trabajar con material en suspensión interesa conocer:

- *Concentración de partículas en suspensión (C_s).*- Cantidad de partículas contenidas en el líquido.

$$C_s = \frac{\text{peso} \cdot \text{seco} \cdot \text{de} \cdot \text{partículas}}{\text{peso} \cdot \text{volumen} \cdot \text{inicial}^*} = \frac{(\gamma_v)_{\text{sólidos}}}{\gamma_{\text{líquido}} V_{\text{mezcla}}} \quad (1.11)$$

*.- Considerando todo como líquido

Otra forma de indicarla es en partes por millón, ya sea en peso o en volumen.

$$1 \text{ ppm}_{(\text{peso})} = \frac{1 \text{ mg}}{1 \text{ l}} = \frac{1 \text{ g}}{1 \text{ m}^3} = 1 \times 10^{-3} [\text{kg} / \text{m}^3] \quad (1.12)$$

$$1 \text{ ppm}_{(\text{volumen})} = \frac{1 \text{ ml}}{1 \text{ m}^3} = 1 \times 10^{-6} [\text{m}^3 / \text{m}^3] \quad (1.13)$$

- *Viscosidad de un líquido con material en suspensión (μ_m).*- La presencia de material fino, cambia la viscosidad de un líquido.

Einstein, para concentraciones $C_s < 0.03 \text{ m}^3/\text{m}^3$ propuso que:

$$\mu_{mezcla} = \mu(1 + 2.5C_s) \quad (1.14)$$

Para concentraciones $C_s > 0.03 \text{ m}^3/\text{m}^3$, Ward propone:

$$\mu_{mezcla} = \mu(1 + 4.5C_s) \quad (1.15)$$

donde

μ_{mezcla} viscosidad dinámica de la mezcla, kg s/m^2

- *Peso específico de un líquido con material en suspensión (γ_m).*- Se obtiene de la relación:

$$(\gamma_v)_{mezcla} = (\gamma_v)_{liquido} + (\gamma_v)_{sólidos} \quad (1.16)$$

$$\gamma_{mezcla} = \frac{\gamma_{liquido}(V_{mezcla} - V_{sólido})}{V_{mezcla}} + \frac{(\gamma_v)_{sólidos}}{V_{mezcla}} \quad (1.17)$$

$$\gamma_{mezcla} = \gamma_{liquido} + \frac{V_{sólidos}(\gamma_{sólido} - \gamma_{liquido})}{V_{mezcla}} \quad (1.18)$$

considerando la Ec 1.11 para obtener C_s :

$$\gamma_m = \gamma_{liquido} + \frac{(\gamma_v)_{sólido}}{V_{mezcla}} \left(\frac{\gamma}{\gamma} \right)_{liquido} - \frac{\gamma_{liquido} V_{sólidos}}{V_{mezcla}} \left(\frac{\gamma}{\gamma} \right)_{liquido} \left(\frac{\gamma}{\gamma} \right)_{sólido} \quad (1.19)$$

$$\gamma_m = \gamma_{liquido} + \gamma_{liquido} C_s - \frac{\gamma_{liquido}^2 C_s}{\gamma_{sólido}} = \gamma_{liquido} + C_s \left(\gamma_{liquido} - \frac{\gamma_{liquido}^2}{\gamma_{sólido}} \right) \quad (1.20)$$

1.4 Sedimentación

1.4.1 Velocidad de caída o sedimentación de las partículas

Existen dos aspectos fundamentales de una partícula, y son: *a) la velocidad de traslación horizontal, y b) la velocidad de sedimentación de esta.* La resultante de las dos velocidades describe una trayectoria parabólica.

La velocidad de caída de una partícula, se presenta cuando el peso sumergido (*peso de la partícula dentro del agua*) de dicha partícula se equilibra con la fuerza de empuje que el agua ejerce sobre ella.

La velocidad de caída se presenta cuando el descenso de la partícula no está sujeto a la influencia de las paredes ni por la vecindad de otras partículas. Además, la norma establece que si se trata de agua, esta deberá estar a una temperatura de 24° C.

La expresión general para obtener la velocidad de caída de una esfera es:

$$\omega = \left[\frac{4g\Delta D}{3C_D} \right]^{1/2} \quad (1.21)$$

donde

- ω velocidad de caída, m/s
- D diámetro de la partícula, m
- C_D coeficiente de empuje que depende del No. de Reynolds relacionado con el grano (Re^* , Ec. 1.27) y/o Figura 1.6

$$\Delta = \frac{\gamma_{sólidos} - \gamma_{líquido}}{\gamma_{líquido}} \quad (1.22)$$

Si no se tiene manera de obtener Re^* (Ec. 1.27), el procedimiento para obtener la velocidad de caída de la esfera, esta basado en un método de prueba y error en el cual, se supone un coeficiente de empuje C_D , se calcula la velocidad de caída ω , y con ello es posible calcular Re^* . Conocido Re^* y con ayuda de la figura 1.5, se obtiene un nuevo coeficiente de empuje. La secuencia de cálculo, termina cuando este último coeficiente de empuje C_D , se iguala con el supuesto al principio.

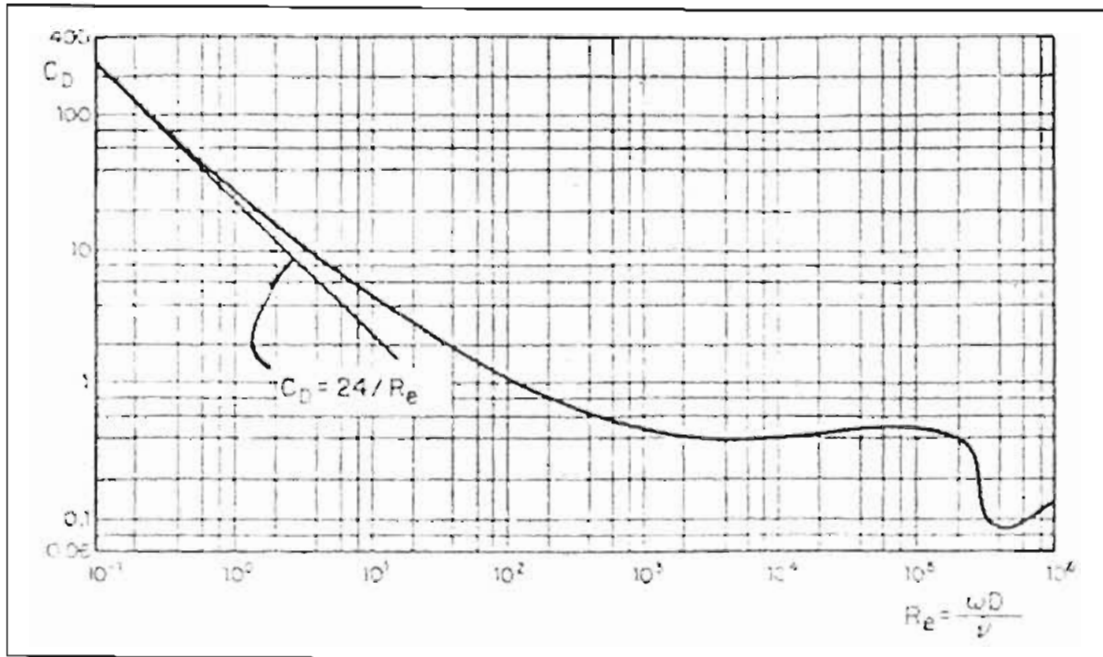


FIGURA 1.6 Coeficiente de empuje C_D , para esferas

1.4.1.1 Velocidad de caída de una partícula natural

En 1933, Rubey para calcular la velocidad de caída de partículas naturales con tamaños entre limos y gravas, propuso la expresión:

$$\omega = F_1 [g\Delta D]^{\frac{1}{2}} \quad (1.23)$$

donde

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g\Delta D^3}} \quad (1.24)$$

ν ; viscosidad cinemática

En la figura 1.7, se muestra la curva correspondiente a la ecuación 1.23 para una temperatura de 20° C.

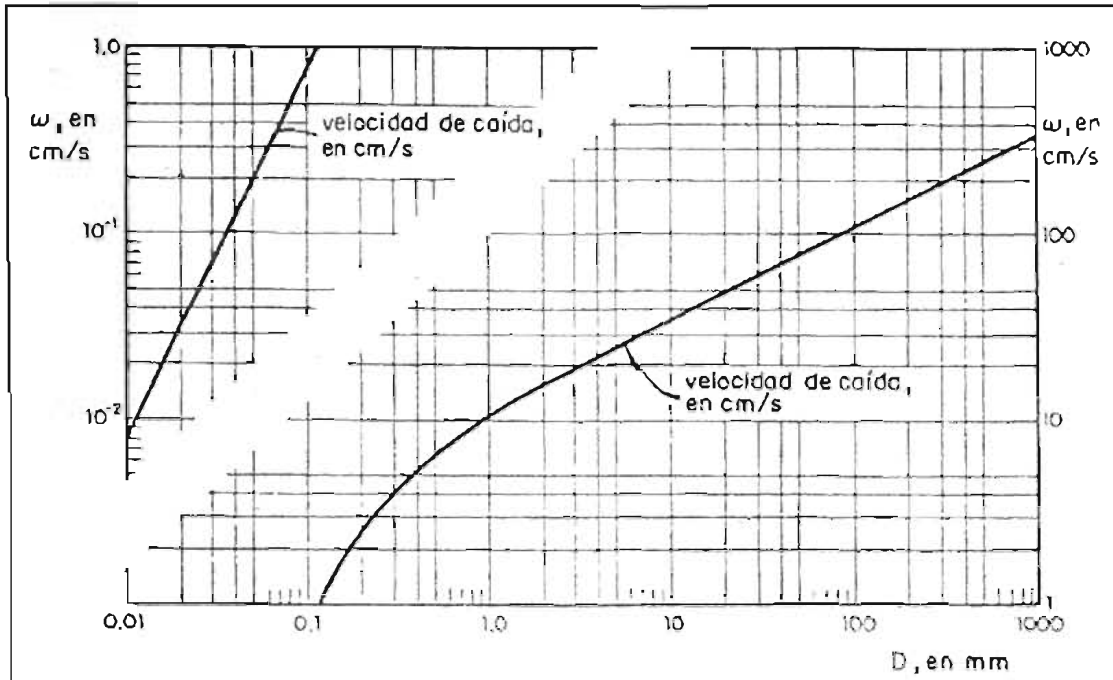


FIGURA 1.7 Velocidad de caída de partículas naturales para 20° C, según Rubey

Otro factor a tomar en cuenta en la velocidad de caída, es la forma de las partículas. En la figura 1.8, se muestran velocidades de caída para diferentes factores de forma:

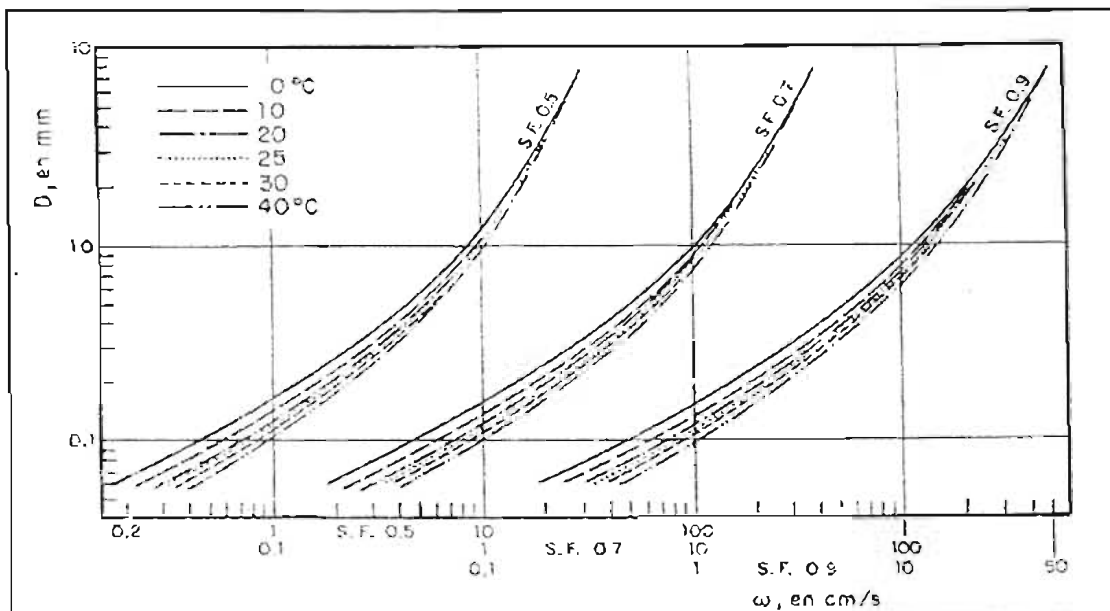


FIGURA 1.8 Velocidad de caída para diferentes factores de forma de partículas y temperatura del fluido

1.4.1.2 Stokes, velocidad teórica de sedimentación

La fórmula desarrollada y basada en la *Ley de Stokes* para el cálculo de la velocidad teórica de sedimentación, funciona en partículas no mayores a 0.1 mm de diámetro.

$$V_s = \frac{g}{18} (G - 1) \left(\frac{1}{\nu} \right) D^2 \quad (1.25)$$

donde

V_s	velocidad de sedimentación, cm/s
g	aceleración de la gravedad, cm/s ²
G	gravedad específica de la partícula, cm ² /s
D	diámetro de la partícula, cm

En vista de que los desarenadores en sistemas para el abastecimiento de agua potable, deben remover partículas menores o iguales a 0.1 mm de diámetro, la ecuación 1.25 resulta básica para el cálculo de estructuras dentro de los sistemas de aprovechamiento mencionados.

1.5 Transporte de sedimentos

1.5.1 Esfuerzo cortante en el lecho del cauce

En cauces naturales, donde la mayoría de las veces la relación B/h es suficientemente grande y, de acuerdo a lo expuesto en la sección 1.2.3; es la fricción de fondo la que se opone a la acción de las tensiones de corte del flujo (τ). Originándose el proceso de erosión cuando éste esfuerzo cortante del flujo (τ), supera al esfuerzo cortante permisible (τ_{crit}) del material en el fondo.

La expresión utilizada para calcular el esfuerzo cortante debido a la acción del flujo, es la siguiente:

$$\tau = \rho g R S = \gamma R S \quad (1.26)$$

donde

τ	tensión de corte sobre el fondo, originado por el escurrimiento, N/m^2
γ	peso volumétrico del fluido, Kg/m^3
R	radio hidráulico de la sección transversal, m. <i>Para cauces o canales anchos ($b \gg y$), generalmente $R = y$</i>
S	pendiente de la línea de energía, generalmente supuesta igual a la pendiente de la plantilla de fondo (flujo uniforme)

1.5.2 Principio del movimiento

Un cauce natural se altera y cambia su funcionamiento cuando las partículas del material que lo forman, empiezan a desplazarse. El caso contrario a esta condición, sería cuando el material del lecho se encuentra en reposo; algo que generalmente es solicitado durante el diseño.

El concepto: *principio de movimiento*, aunque no es del todo claro; se refiere al momento en que cada partícula sólida pierde el equilibrio estático en el que se encuentra, atendiendo a la distribución granulométrica del material y, a que la energía del agua sea la necesaria para que esta origine el movimiento de todo el lecho, dando lugar a generar diferentes configuraciones de fondo en el cauce.

Shields, asume una distribución logarítmica de la velocidad en la cercanía del suelo, y encuentra que el valor resistente hacia la tensión de corte que el flujo ejerce sobre los granos del fondo, es función de:

$$\tau_{crit} = f(\rho_s, \rho, D_k, Fr^*, Re^*)$$

donde

τ_{crit}	tensión límite del material, a partir de la cual, las partículas del fondo comienzan a desplazarse
ρ	densidad del agua, kg/m ³
ρ_s	densidad del grano
D_k	diámetro característico del grano
Fr^*	número de Froude relacionado al grano
Re^*	número de Reynolds relacionado al grano

Siendo D , el diámetro de una partícula sólida sumergida en un líquido en movimiento cuya viscosidad cinemática sea ν , el número de Reynolds asociado a dicha partícula está dado por la relación:

$$Re^* = V_0^* \frac{D}{\nu} \quad (1.27)$$

Existe un parámetro conocido como *velocidad al esfuerzo cortante*. Se le da el nombre de velocidad por sus unidades y no por su significado físico:

$$V_0^* = \left(\frac{\tau_0}{\rho} \right)^{0.5} \quad (1.28)$$

Para calcular V_0^* basta referirse a la velocidad del flujo V_0 y al coeficiente de rugosidad. Así, utilizando el coeficiente de rugosidad n de la fórmula de Manning, y la relación para calcular el esfuerzo cortante producido por el flujo (Ec. 1.26), se llega a la siguiente equivalencia:

$$\left(\frac{V_0^*}{V_0} \right)^2 = \frac{gn^2}{Rh^{1/3}} \quad (1.29)$$

El coeficiente de rugosidad n empleado en la ecuación 1.29, también está asociado a la granulometría del lecho, por lo que se puede calcular de acuerdo a la tabla 1.2.

TABLA 1.2 Cálculo del coeficiente de rugosidad n de Manning, para diferentes granulometrías

AUTOR	ECUACIÓN
Stricker	$n = 0.042(D_{65})^{1/6}$
Williamson	$n = 0.038(D_{75})^{1/6}$
Meyer-Peter, Müller	$n = 0.038(D_{90})^{1/6}$

Así pues, Shields a partir de un análisis experimental en cauces formados de material no cohesivo y de diámetro uniforme D , determinó un parámetro adimensional, al que denominó como *factor de transporte* (F_s), concluyendo, que el principio de movimiento es función de Re^* .

$$F_s = \frac{\tau_0}{\gamma(S_s - 1)D} = \frac{(V_0^*)^2}{(S_s - 1)gD} \quad (1.30)$$

donde

- F_s factor de transporte
- S_s relación del peso específico de la partícula sólida al peso específico del fluido donde se encuentra sumergido. $S_s = \gamma_s/\gamma$
- D diámetro del grano

Los resultados gráficos de la ecuación 1.30, se muestran en la figura 1.29, donde investigadores han llegado a las siguientes conclusiones:

- a) Hasta un valor aproximado de $Re^* = 2$, los granos de diámetro D , se encuentran cubiertos por una capa laminar cuyo espesor es: $\delta = 11.6 \frac{v}{V_0^*}$, presentándose un flujo laminar en el lecho del cauce.
- b) Si en la zona turbulenta en el lecho, $D < 0.56$ cm, necesariamente habrá deformación en el cauce (arrastres).
- c) Para material en donde $S_s = 2.65$, el lecho se encuentra en reposo si para un cierto $Re^* \geq 400$, el diámetro de los granos $D > 0.0103Re^{*2.1}$; cm.

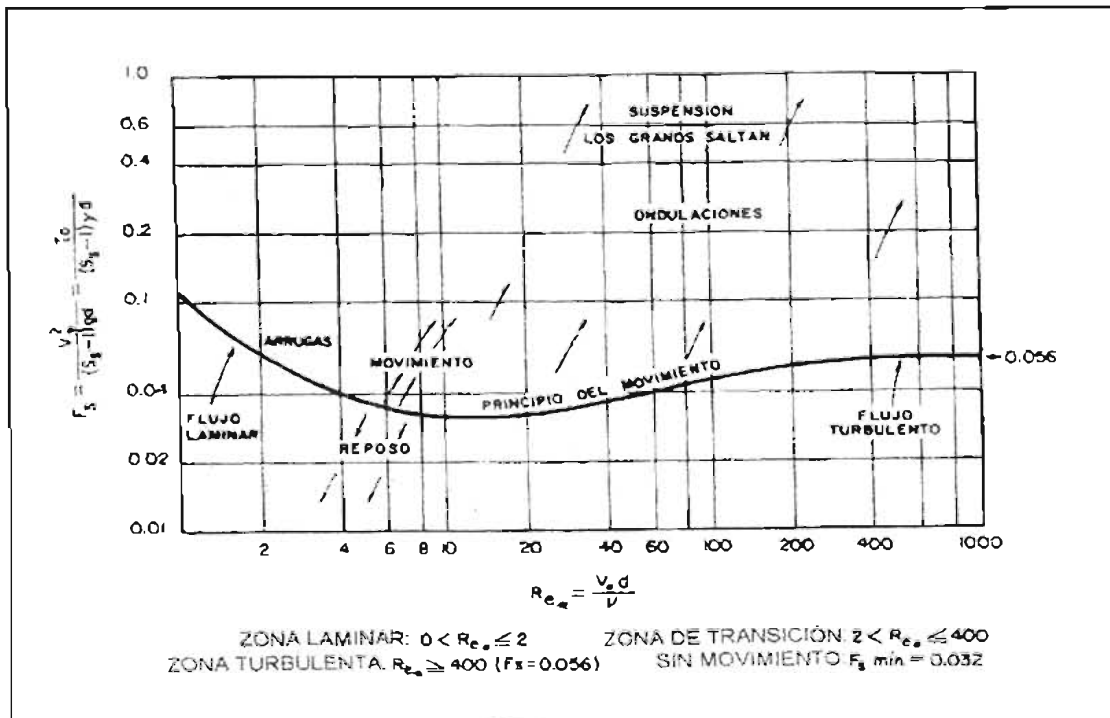


FIGURA 1.9 Shields, curva límite del principio de movimiento

Eguiazarov propone otra ecuación para calcular el factor de transporte únicamente en la zona de turbulencia; esto, porque los experimentos de Shields fueron hechos con granos de diámetro uniforme D ; condición que no sucede en la naturaleza.

$$F_s = \frac{0.1}{\left(\log_{19}\left(\frac{D_{50}}{D}\right)\right)^2} \quad (1.31)$$

donde

D diámetro medio de los granos de la muestra

1.5.3 Transporte de sedimentos

Los sedimentos que pueden ser transportados son los que forman el fondo y las orillas del cauce, además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.

Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras. Las de tamaño medio (como las arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja, pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, estas pueden ser transportadas en suspensión. Las partículas más finas son transportadas en suspensión.

1.5.3.1 Transporte de lavado

Formado por fino material cuyo origen se encuentra en el suelo erosionado (por lluvia) de la cuenca, o bien, proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes.

Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores que 0.062 mm, se consideran material de lavado.

El transporte de lavado, depende de la cantidad de partículas finas que la cuenca aporta al río bajo la acción de una lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material del fondo.

1.5.3.2 Transporte total de fondo

Para cuantificar el transporte total de fondo, es decir, la totalidad, de partículas que pasan por una sección, en suspensión y en la capa de fondo, y que proceden tanto del fondo o del lavado de la cuenca, se recomienda utilizar los métodos de Meyer-Peter y Müller, Engelund y Einstein.

A. Método de Meyer-Peter y Müller

La expresión propuesta establece que:

$$g_{BT} = 8\gamma_s g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} (\tau^*) - 0.047 \right]^{3/2} \quad (1.32)$$

donde

- g_{BT} transporte total de fondo, kg/s/m
- D_m diámetro medio de las partículas, m
- n rugosidad total del cauce, se obtiene de la fórmula de Manning
- n' rugosidad debida a las partículas e igual a: $n' = D_{90}^{1/6} / 21 = D_{50}^{1/6} / 26$
- g aceleración de la gravedad, m/s²
- τ^* parámetro adimensional de Shields: $\tau^* = R_H S / \Delta D_{50}$
- Δ ecuación 2.22
- D_{50}, D_{90} expresados en m

Meyer-Peter y Müller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre 1250 y 4200 kg/m³ y los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 a 30 mm.

B. Método de Engelund

La fórmula propuesta para cauces arenosos es:

$$g_{BT} = \frac{0.04\gamma_s (R_H S)^{1/2} V^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{35}} \quad (1.33)$$

donde

- V velocidad media del flujo, m/s
- S pendiente del cauce, adimensional

La ecuación se aplica siempre y cuando $0.15 < D_{50} < 2$ mm y el número de Reynolds de la partícula asociado a la velocidad al cortante, sea igual o mayor que 12, es decir $Re = V^* D_{50} / \nu \geq 12$ donde:

- Re número de Reynolds, adimensional
- ν viscosidad cinemática, m²/s
- V^* velocidad al cortante, m/s

C. Método de Einstein

Con este método se obtiene el arrastre dentro de la capa del fondo, y una vez que este es conocido, se valúa el transporte del fondo en suspensión. La suma de ambos gastos sólidos, permite conocer el transporte total del fondo.

Este método, funciona bajo la conclusión (hecha por Einstein), de que el diámetro representativo de la rugosidad k_s , es un poco mayor que el diámetro medio de la mezcla, de tal forma que se tiene el valor de:

$$k_s = D_{65} \quad (1.33)$$

Además de la hipótesis; donde una vez que la partícula esta en movimiento, la probabilidad que esta se deposite, es igual en todos los puntos del fondo donde el flujo local no es capaz de levantar nuevamente a la partícula.

Einstein considera el movimiento de los sedimentos como un problema de probabilidad, en el cual, todos los parámetros de flujo y del material sólido se interrelacionan. La fórmula que expresa la probabilidad del movimiento de acarreo es:

$$P_a = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B^* \psi^*}^{B^* \psi^*} \frac{1}{\eta_0} e^{-t^2} dt = \frac{A^* \phi^*}{1 + A^* \phi^*} \quad (1.34)$$

donde

P_a	probabilidad del movimiento
t	variable de integración
A^* y B^*	son constantes universales, obtenidas a partir de experimentos para medir el transporte de sedimentos de partículas uniformes
A^*	27.00 (Einstein)
B^*	0.156 (Einstein)
η_0	0.50 (El-Samni)

Einstein, con base en la tabulación de la integral (una vez conocidas las constantes), muestra en forma de diagrama (Fig. 2.10) la relación entre ϕ^* (*Intensidad de arrastre de fondo*) y ψ^* (*Intensidad de flujo*). Donde:

$$\psi_i^* = Y \xi_i \left[\frac{\log 10.6}{\log \left(\frac{10.6 X x}{D_{65}} \right)} \right]^2 \frac{\Delta D_i}{Rhs} \quad (1.35)$$

$$\phi_i^* = \frac{g_{B_i}}{\rho_i \gamma_s} \left(\frac{1}{g \Delta D_i^3} \right) \Rightarrow \phi_i^* = f(\psi_i^*) \quad (1.36)$$

donde

ξ, Y	factores de corrección, Einstein 1950
Δ	ecuación 2.22
Rh	radio hidráulico

- s pendiente del cauce, adimensional
- D_i diámetro medio de cada fracción de partículas, m
- x factor de corrección para la velocidad media y distribución de velocidades
- X factor de corrección de distancia, donde la velocidad tiene efecto sobre la mezcla de partículas
- P_i porcentaje de partículas con diámetro igual a D_i , en el área unitaria de la superficie de fondo ó, porcentaje en peso de cada fracción de partículas
- g_{B_i} arrastre unitario en peso, de partículas de diámetro D_i

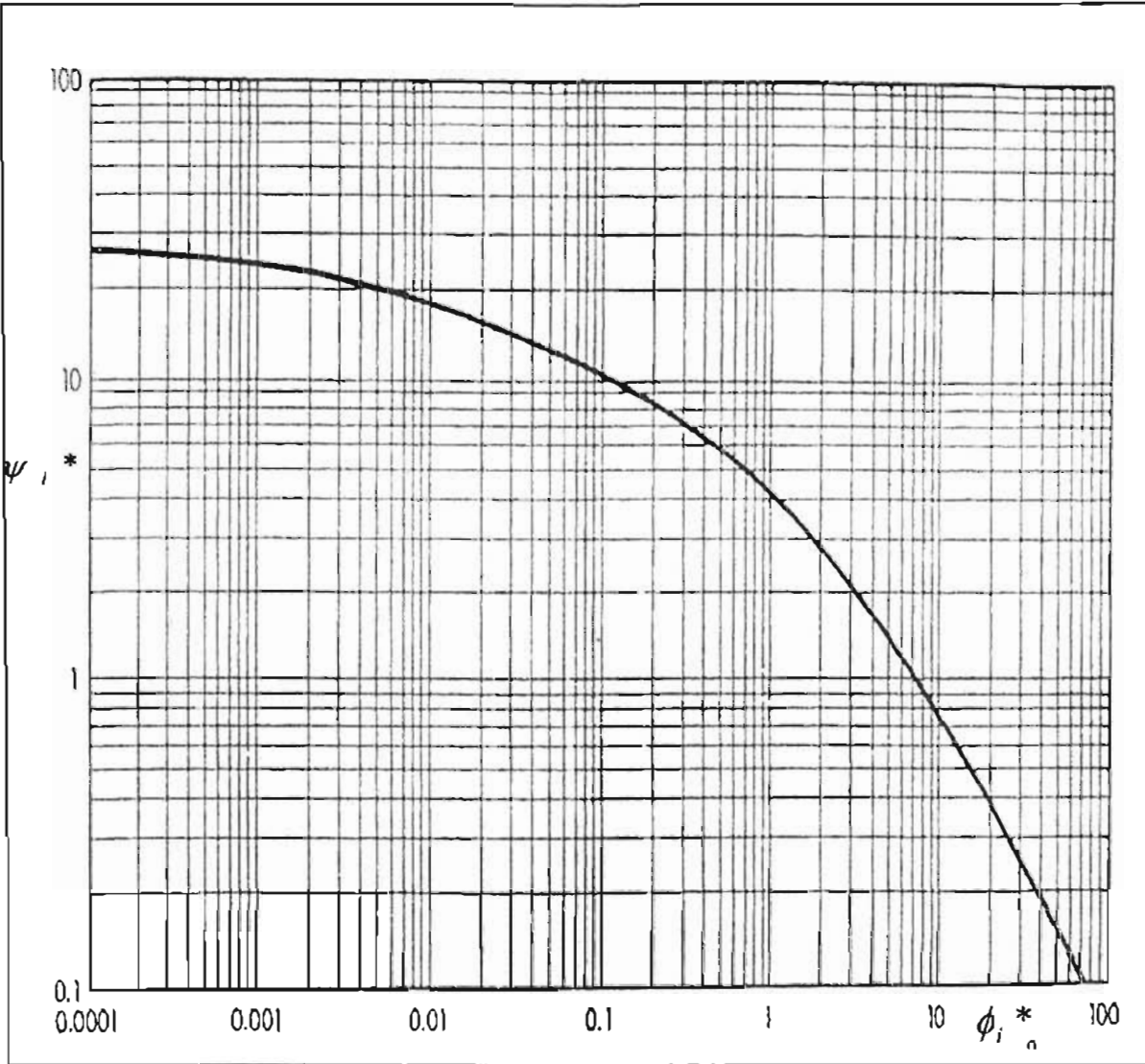


FIGURA 1.10 Einstein (1950), valores de ϕ_i^* en función de ψ_i^*

Para cuantificar la cantidad de arrastre de sedimentos mediante la aplicación del método de Einstein, se tiene la siguiente secuencia de cálculo:

1. Se calcula la *velocidad al esfuerzo cortante*, V_0^* (Ec. 1.28)

2. Con ayuda del espesor de la capa laminar (para un valor hasta $Re^* = 2$): $\delta = 11.6 \frac{v}{V_0^*}$,
 y con ayuda de la figura 1.11. Se calcula, el coeficiente de corrección de velocidad x ,
 el cual toma en cuenta las condiciones hidráulicas de las paredes (Rh). Ya que
 $x = f(k_s = D_{65}, \delta)$

Las fuerzas externas que actúan sobre una partícula individual, deben ser calculadas por su efecto en el comportamiento de todas ellas. Einstein, concluyó (mediante experimentos) que la velocidad que actúa en una mezcla de partículas es la que existe a una distancia $y = 0.35X$.

3. Se calcula la distancia X , donde:

$$X = 0.77 \frac{k_s = D_{65}}{x}; \Rightarrow \frac{D_{65}}{x\delta} > 1.80 \quad (1.37.a)$$

$$X = 1.39\delta; \Rightarrow \frac{D_{65}}{x\delta} < 1.80 \quad (1.37.b)$$

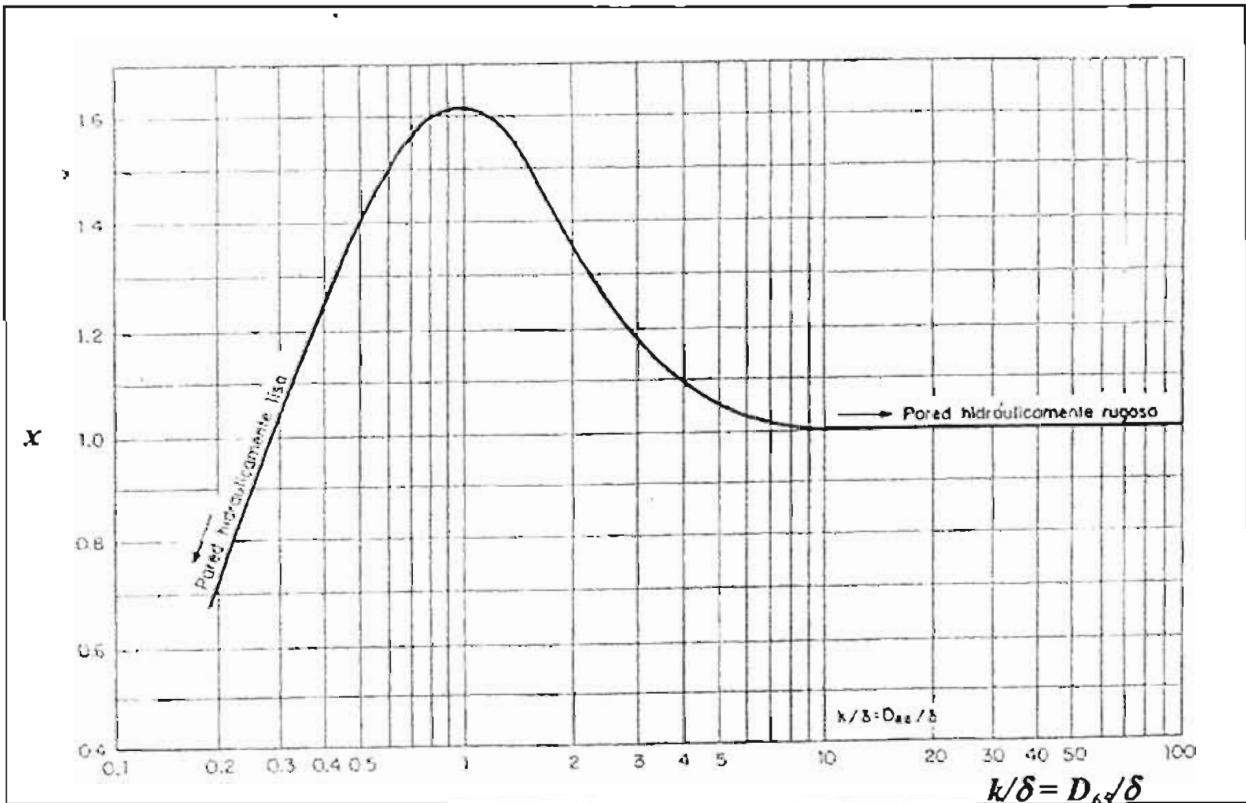


FIGURA 1.11 Einstein (1950), factor de corrección x , para la velocidad y distribución de velocidad, en función de k/δ

Este método toma en cuenta que las partículas pequeñas son escondidas por las de mayor tamaño. Así como el cambio que sufre el coeficiente de sustentación de las partículas dentro de la mezcla; condiciones por las que Einstein propuso los siguientes coeficientes de corrección: $\xi = f(D_i, X)$ y $Y = f(k/\delta)$

4. Se calculan los coeficientes de corrección Y y ξ (fig. 1.12)

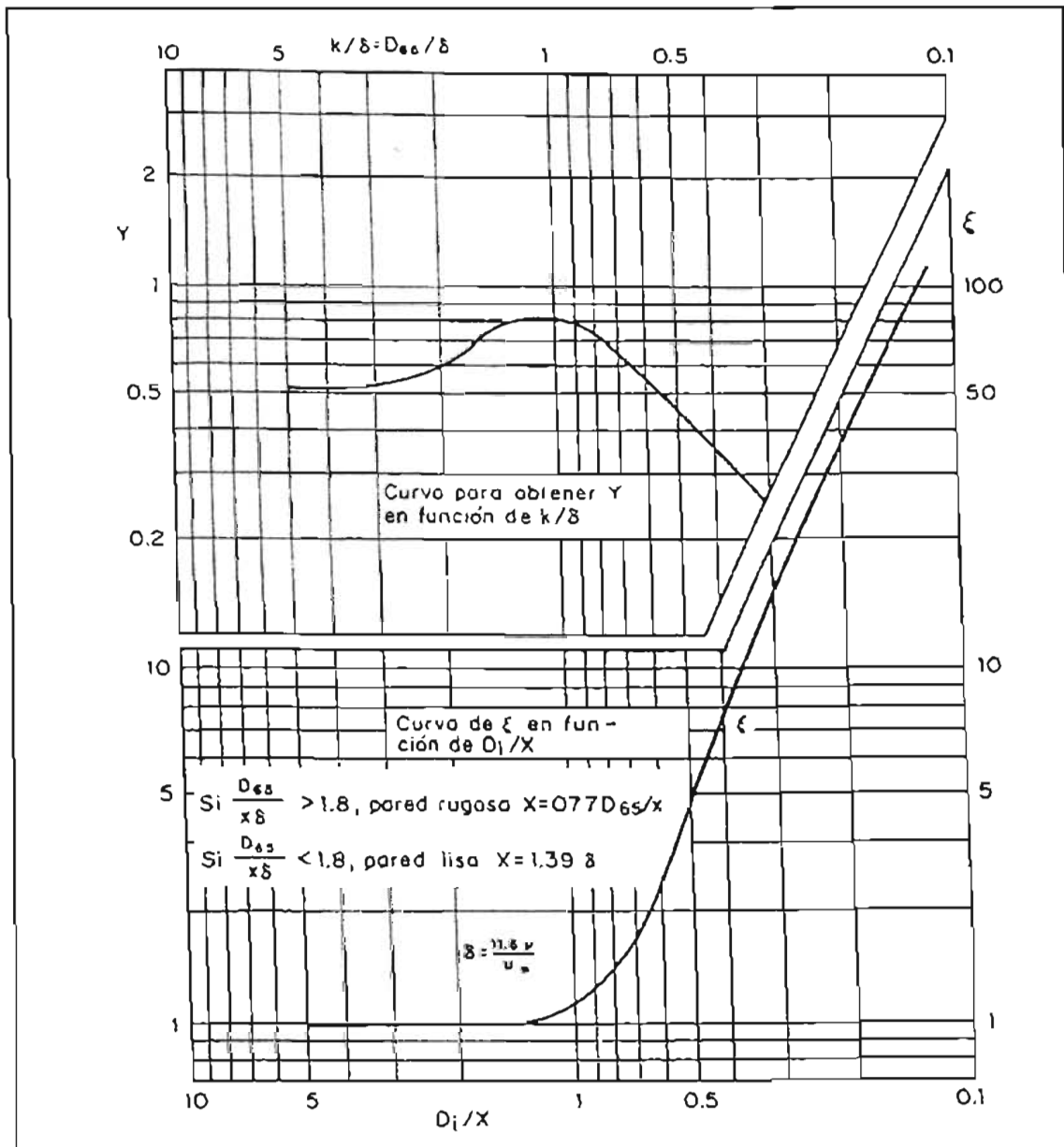


FIGURA 1.12 Einstein (1950), factores de corrección Y y ξ

5. Se divide la muestra de sedimentos del fondo o su curva granulométrica, en varias fracciones; y se obtienen los parámetros D_i , para lo cual se utiliza la curva granulométrica, o bien, la ecuación 1.38 donde:

$$D_i = \sqrt{D_{i_{\min}} D_{i_{\max}}} \quad (1.38)$$

donde

$D_{i_{\min}}$ diámetro mínimo en la fracción

$D_{i_{\max}}$ diámetro máximo en la fracción

También el porcentaje de peso en cada fracción: P_i donde:

$$P_i = i_b \quad (1.39)$$

La suma de todos los i_b debe ser igual a uno. Es decir, si se tiene un escurrimiento que no es capaz de arrastrar partículas gruesas, solo finas, entonces:

$$i_{b_g} = 0$$

$$i_{b_f} = 1$$

Entonces, el concepto del arrastre unitario en peso correspondiente a la partícula D_i , y el cual tiene lugar en la capa de fondo, será:

$$i_b g_B = g_{Bi} \quad (1.40)$$

Siguiendo con la secuencia del método, para cada diámetro D_i , se efectúan los siguientes pasos:

6. Con la ecuación 1.35 y con ayuda de la gráfica 1.10, se obtienen los parámetros ϕ_i^* y ψ_i^* .
7. A partir de la ecuación 1.36, se calcula cada g_{Bi} , que es el arrastre de la capa de fondo de partículas con diámetro D_i .

$$g_{B_i} = \phi_i * p_i \gamma_s (g \Delta D_i^3)^{1/2} \quad (1.41)$$

8. Así pues, al sumar todos los arrastres en la capa de fondo obtenidos para cada D_i , se obtiene el arrastre total en la capa de fondo:

$$g_B = \sum g_{B_i} \quad (1.42)$$

Existe una capa de flujo adyacente al fondo, en la que la suspensión no se puede cuantificar. Einstein supuso que esta (capa de fondo), tiene un espesor semejante a dos diámetros. ($2D_i$).

Einstein, a partir de la capa de fondo, valuó la concentración de sedimentos dentro de esa capa (a_i). Así que suponiendo un valor constante, encontró la concentración a una distancia igual a $2D_i$ del fondo:

$$g_{BSI} = g_{B_i} \left[\left(2.303 \log \frac{30.2xd}{D_{65}} \right) I_{1i} + I_{2i} \right] \quad (1.43)$$

donde

- g_{B_i} ecuación 1.42
- x factor de corrección para la velocidad media y distribución de velocidades
- d tirante del agua, m
- I_1, I_2 integrales en función de:

$$A_i = \frac{a_i}{d} = \frac{2D_i}{d} \quad (1.44)$$

$$z_i = \frac{2.5\omega_i}{V_0^*} \quad (1.45)$$

- a espesor de la capa de fondo ($2D_i$)
 - V_0^* tirante del agua, m
 - ω_i velocidad de caída (i - para cada fracción), ecuación 1.21
- Los valores de las integrales I_1, I_2 se pueden obtener con ayuda de las figuras 1.13 y 1.14

Para simplificar la ecuación 1.43, se nombrará a P , como:

$$P = 2.303 \log \frac{30.2xd}{D_{65}} \quad (1.46)$$

Entonces:

$$g_{BSi} = g_{Bi} [PI_{1i} + I_{2i}] \quad (1.47)$$

Para obtener el acarreo total en suspensión, se suman todos los acarreos en suspensión de cada fracción i .

$$g_{BS} = \sum g_{BSi} \quad (1.48)$$

Así pues, el acarreo total de cada fracción, es posible cuantificarlo con la expresión:

$$g_{BTi} = g_{Bi} + g_{BSi} = g_{Bi} (1 + PI_{1i} + I_{2i}) \quad (1.49)$$

El acarreo total, es igual a la suma de los acarreos totales de cada fracción:

$$g_{BT} = \sum g_{BTi} = \sum g_{Bi} (1 + PI_{1i} + I_{2i}) = g_B + g_{BS} \quad (1.50)$$

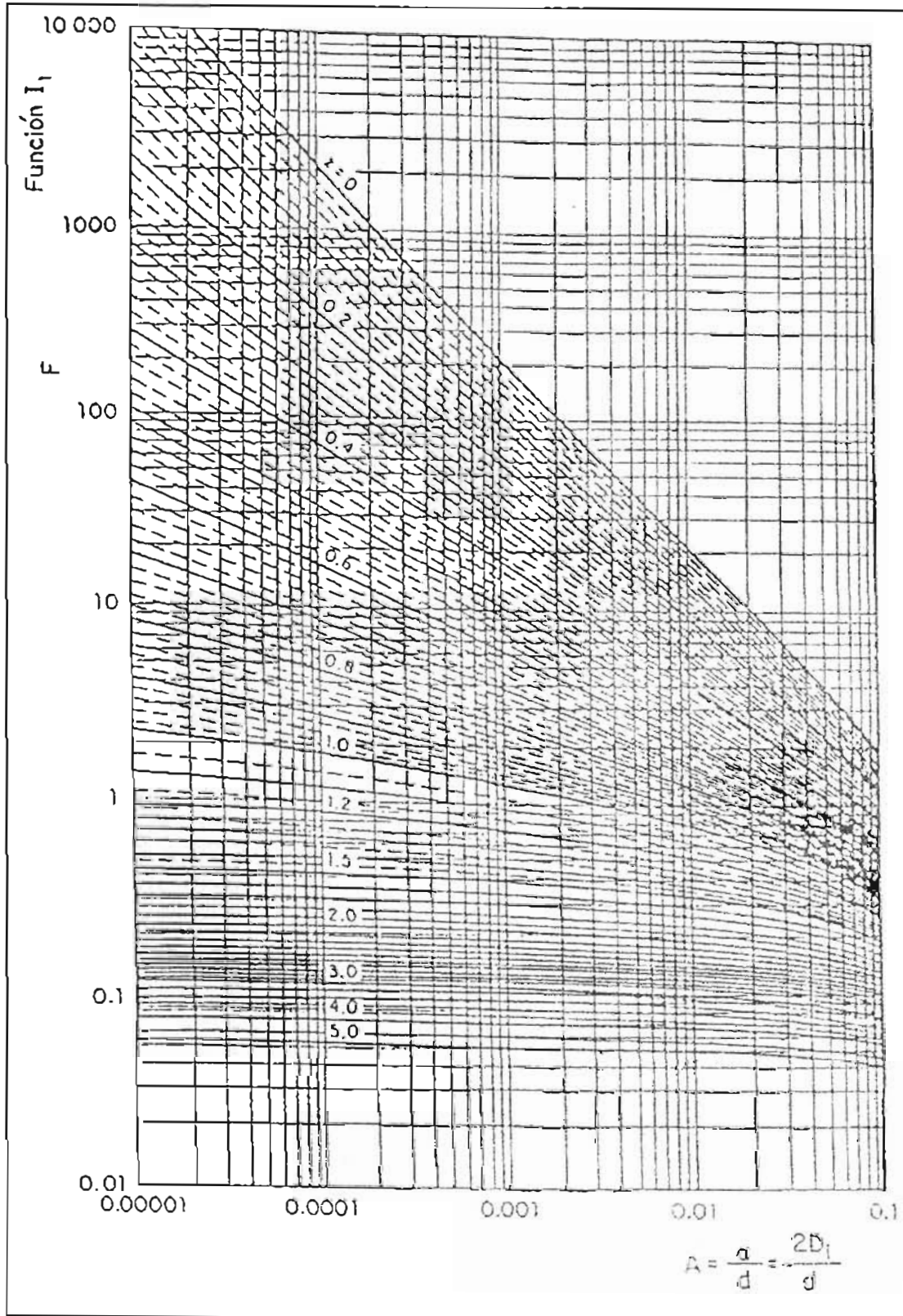


FIGURA 1.13 Einstein (1950), valores de I_1 en función de A y z

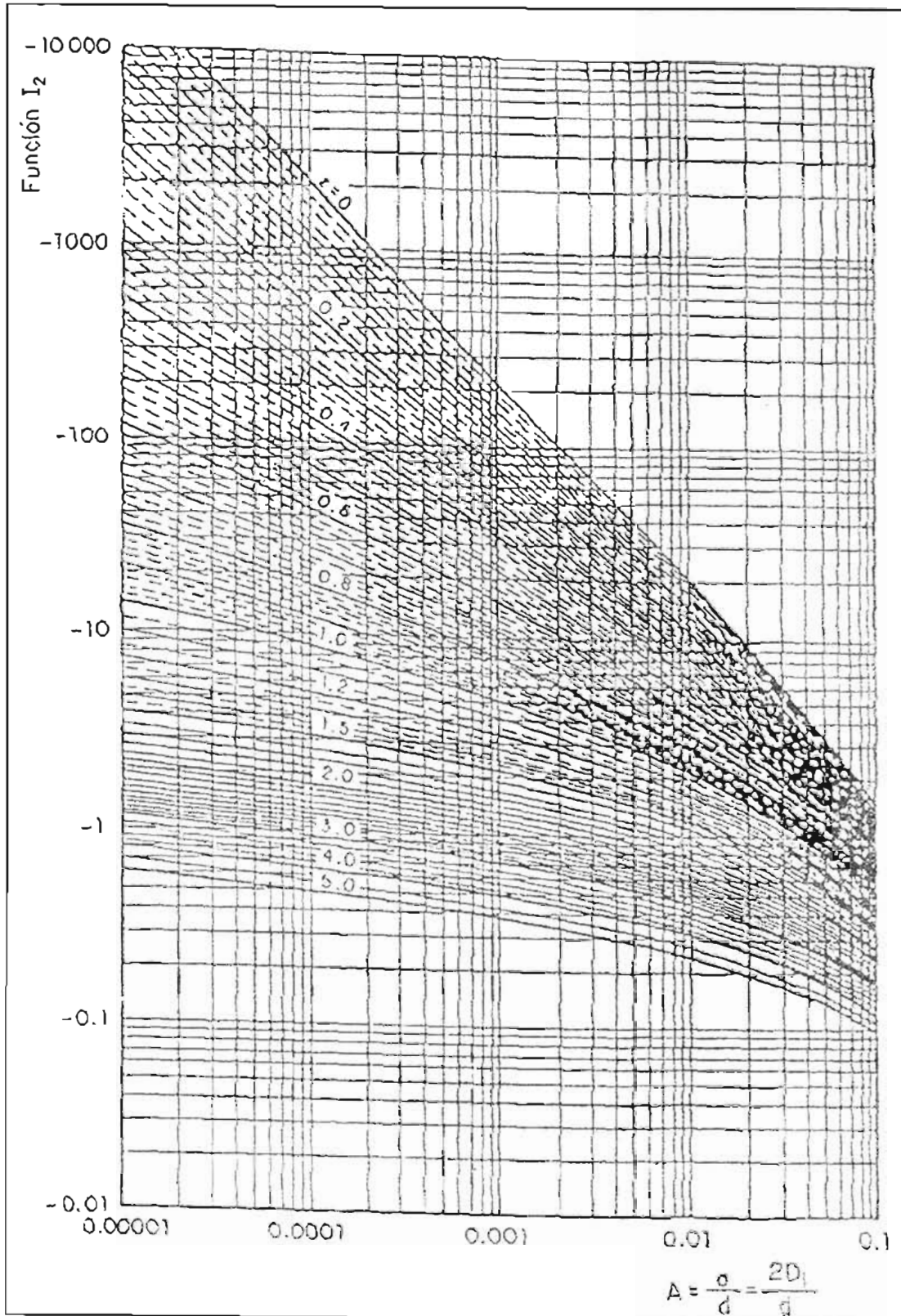


FIGURA 1.14 Einstein (1950), valores de I_2 en función de A y z

2. DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

2.1 Generalidades

Los canales, se pueden clasificar según el uso final que tengan: canales para agua potable, riego, drenaje, energía hidroeléctrica, etc.

Los canales, tienen la finalidad de conducir los caudales de captación desde la obra de toma hasta el lugar de carga o distribución de acuerdo a la naturaleza del proyecto y en condiciones que permitan transportar los volúmenes necesarios para cubrir la demanda.

Un canal puede adoptar diferentes formas, desde trapezoidal hasta rectangular (pasando por formas poligonales, parabólicas, semicirculares, etc.). Los canales en zonas de montaña se construyen generalmente de formas trapezoidales y rectangulares; los primeros, en suelos con menor estabilidad *relativa* y los segundos en suelos con mayor estabilidad *relativa* o en suelos rocosos.

En ocasiones, como lo es la construcción de un canal de conducción sobre una topografía accidentada, la viabilidad del proyecto estará íntimamente ligada con el costo de construcción del propio canal. Por lo que es evidente, que dentro de cualquier proyecto de aprovechamiento hidráulico, el canal(es) influye(n) dentro del esquema de estos, ya sea por el costo de construcción o por la función que desempeñen dentro del sistema.

Aunque este trabajo está enfocado al análisis para diseño del canal desarenador, es necesario establecer las bases técnicas mínimas para facilitar dicha labor. Por esto, es importante recordar que tanto el diseño y funcionamiento de este tipo de estructuras estará sustentado en los principios básicos de la hidráulica de canales. Así pues, en el presente capítulo, se hace un breve repaso de las generalidades necesarias para diseñar hidráulicamente un canal.

No obstante, también es necesario señalar que para la proyección en general de alguna estructura para fines de aprovechamiento hidráulico, es necesario contar con estudios básicos que permitan conocer las condiciones físicas tanto locales como regionales del lugar donde se pretende construir dicho aprovechamiento, ya que cada caso tendrá diseños de acuerdo a las condiciones del lugar.

De esta manera, será posible la formulación de uno o varios anteproyectos, mediante los cuales se determinarán las características generales y más notables del proyecto definitivo. Los estudios técnicos preliminares son: Topografía, Geología, Hidrología, Mecánica de Suelos, por mencionar algunos.

2.2 Flujo en canales

2.2.1 Definición

De manera elemental, un canal se define como una estructura que conduce un líquido por efecto de la acción de la gravedad sin importar la forma geométrica que esta pudiese tener, con esto, desde un punto de vista hidráulico se puede decir que cualquier conducto (aún los tubos) donde intervenga la presión atmosférica para la conducción del fluido, es un canal.

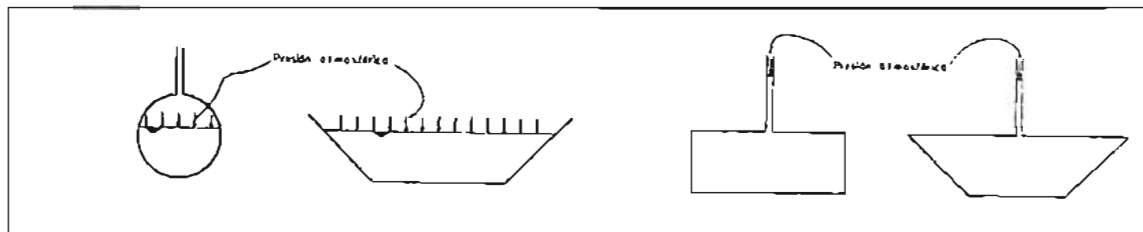


FIGURA 2.1 Formas simples de un canal

2.2.2 Principios básicos de análisis

Para la mayoría de las aplicaciones prácticas de la hidráulica, es suficiente considerar a la corriente total como un tubo de corriente, con una velocidad media V en cada sección transversal, en este caso las ecuaciones fundamentales son aplicables en forma unidimensional, tal y como se muestra a continuación.

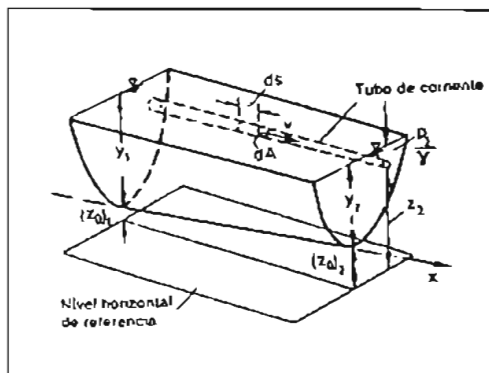


FIGURA 2.2 Esquema de flujo en un canal

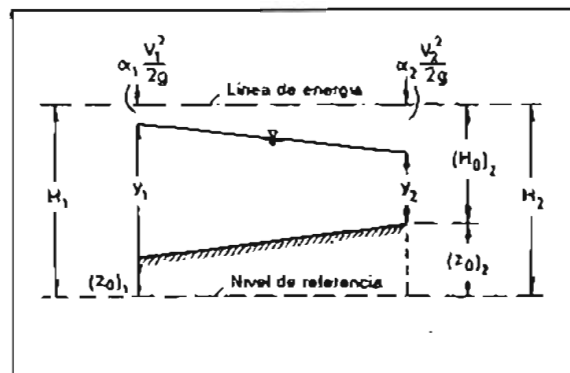


FIGURA 2.3 Corte Longitudinal del flujo de un canal

En las figuras 2.2 y 2.3, se observa el análisis realizado entre dos secciones de control, a las que llamaremos arbitrariamente 1 y 2.

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, de esta manera se establece que en los fluidos se satisfacen los principios básicos de la mecánica del medio continuo.

- a) Conservación de la materia (principio de continuidad)
- b) Segunda Ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento)
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica)
- d) Segunda Ley de la Termodinámica

El principio de conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la *ecuación de continuidad*, la cual admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo que se presente o de las hipótesis que se deseen considerar. Cabe señalar que al hablar del diseño de canales, trabajaremos en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica con agua como fluido y con la(s) hipótesis que abajo se mencionan.

La segunda Ley de Newton establece que la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones: la primera (componente escalar) llamada de *la energía*, la cual permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que para este caso no se aprovecha. La segunda, que es de tipo vectorial y se llama *ecuación de impulso y cantidad de movimiento*, nos permite calcular las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

2.2.3 Clasificación de flujos

Antes de iniciar el diseño de canales, es importante saber ¿qué tipo de flujo es con el que vamos a trabajar?, esto, para poder plantear un correcto y adecuado diseño que permita que el canal se comporte como lo deseamos. De manera tal, que a continuación se presentan los distintos tipos de flujo:

$$1. \text{ Criterio "tiempo"} \left\{ \begin{array}{l} \text{Permanente; } \frac{dv}{dt} = 0 \\ \text{No Permanente; } \frac{dv}{dt} \neq 0 \end{array} \right.$$

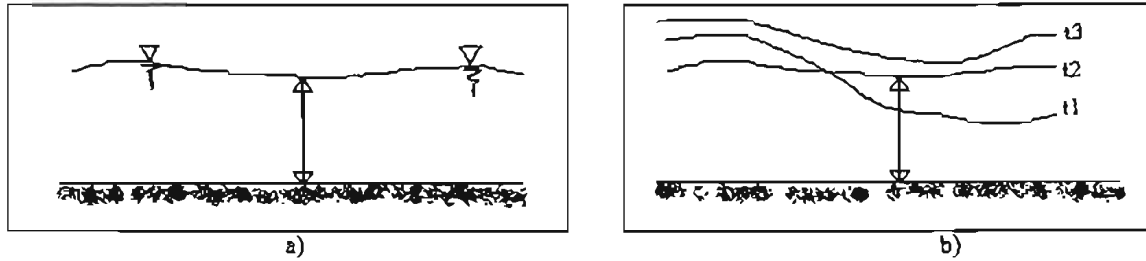


FIGURA 2.4 Criterio tiempo: a) Flujo Permanente, donde $dv/dt = 0$, $v = cte.$ (independiente del tiempo, mismo tirante en cualquier tiempo "t"). b) Flujo No Permanente $dv/dt \neq 0$, $v \neq 0$.

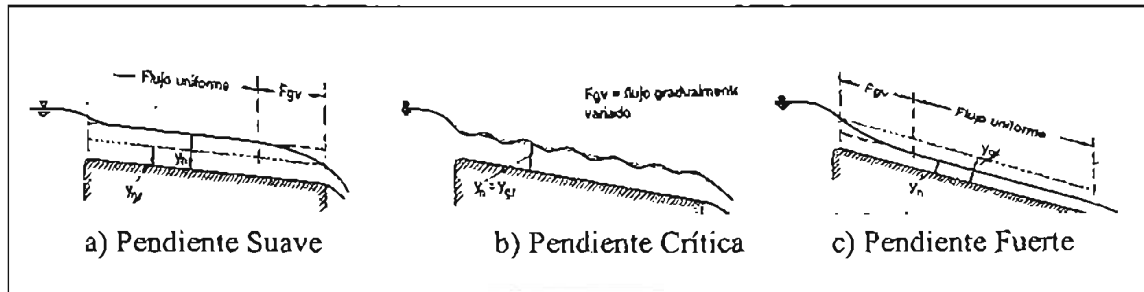
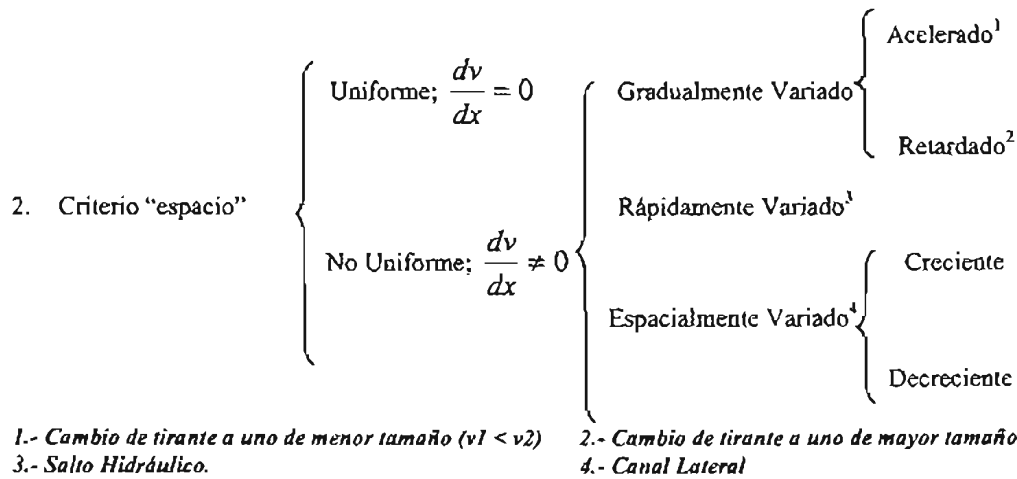
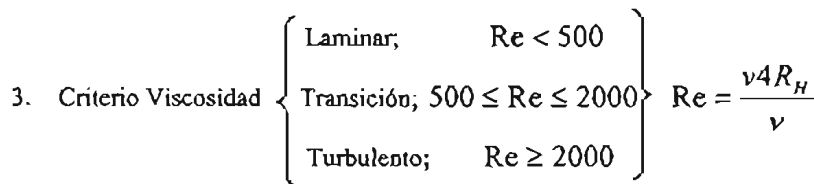


FIGURA 2.5 Formación del flujo uniforme en un canal largo: a) $Y_n > Y_c$, b) $Y_n = Y_c$, c) $Y_n < Y_c$



$$4. \text{ Criterio de Gravedad } \left\{ \begin{array}{ll} \text{Lento;} & Fr < 1.0 \\ \text{Crítico;} & Fr = 1.0 \\ \text{Rápido;} & Fr > 1.0 \end{array} \right\} Fr = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

El flujo uniforme es aquel que se presenta cuando todas las secciones del canal tienen exactamente iguales características hidráulicas (en canales de sección constante). Una consecuencia de esta condición es que en un canal con régimen uniforme, las trazas de la plantilla y de la superficie del agua con un plano vertical alojado en la dirección del flujo son líneas paralelas, lo que sucede también con la línea de energía debido a que la velocidad media del agua en el canal es constante.

El flujo no uniforme o variado, es aquel en que las condiciones hidráulicas son diferentes en una sección de la otra, entonces tenemos varias condiciones que permiten clasificar a este tipo de flujo. Si la sección y la plantilla del canal son constantes se forma el flujo no permanente que se caracteriza porque sus tirantes cambian en forma continua a lo largo del escurrimiento, en este caso el criterio para designarlo es el tiempo.

El flujo gradualmente variado puede ser del tipo rápido o retardado (remanso), el primero se presenta cuando los tirantes en la dirección del escurrimiento van disminuyendo y el segundo cuando aumentan (es decir, sucede lo contrario del primero).

Al hablar del flujo rápidamente (bruscamente) variado, se presenta cuando existe contacto de dos masas de agua diferentes, conocido como el fenómeno local del salto hidráulico.

2.3 Ecuaciones fundamentales de la Hidráulica

2.3.1 Ecuación de continuidad

Lo que esta ecuación representa es el gasto o caudal dQ (volumen por unidad de tiempo que fluye dentro de un tubo de corriente), debe ser una constante independiente del espacio.

$$\frac{d(\rho VA)}{dS} = 0 \quad (2.1)$$

donde

ρ densidad del líquido, $\text{kg s}^2/\text{m}^4$
 S coordenada curvilínea que sigue el eje del conducto, m (S , es la dirección del flujo, de tal manera que dS es el desplazamiento)

Si además el fluido es incompresible (hipótesis de la ecuación), es decir de densidad constante entonces, la ecuación 3.1 se reduce a:

$$\frac{d(VA)}{dS} = 0 \quad (2.2)$$

De esta manera, al integrar la ecuación 2.2 entre las secciones (de control) 1 y 2 se llega a la ecuación:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = cte. \quad (2.3)$$

2.3.2 Ecuación de la energía

Para la obtención de esta, se debe partir de la ecuación del movimiento de Newton para un elemento de masa:

$$dF = dma \quad (2.4)$$

$$dm = \rho dSdA \quad (2.5)$$

Donde existe una fuerza (dF) que actúa sobre el elemento de masa en la dirección y desplazamiento del flujo. Para ello es necesario considerar las fuerzas que se oponen al

movimiento, las cuales desarrollan un trabajo mecánico equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas.

La ecuación de energía trabaja bajo las hipótesis de que se cuenta en régimen estacionario y la presión para cualquier punto, no varía en el tiempo y, que únicamente las fuerzas de gravedad y de presión (dF) tienen influencia sobre el flujo. De esta manera, dichas fuerzas (gravedad y presión) se representan en función de la presión y de la altura z del elemento, el cual tiene un peso específico $\gamma = \rho g$.

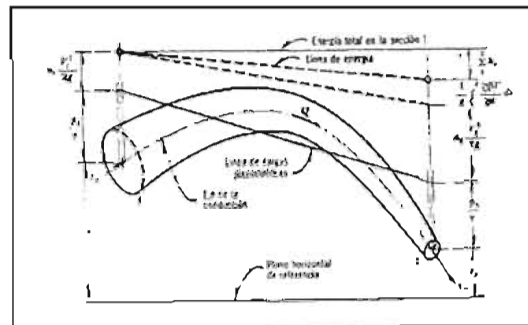


FIGURA 2.6 Esquema de la Ecuación de energía en un conducto a presión

Entonces se llega a la ecuación diferencial que se muestra a continuación.

$$\frac{d\left(z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{v^2}{2g}\right)}{dS} = 0 \tag{2.6}$$

donde

- z energía debida a la posición (carga de posición)
- p/γ energía debida a la presión (carga de presión)
- $v^2/2g$ energía debida a la velocidad (carga de velocidad), está última va corregida por el coeficiente de Coriolis α

Más adelante hablaremos y explicaremos que α y β , coeficientes de Coriolis y Boussinesq respectivamente, sirven para corregir el defecto de considerar valores medios y no la verdadera distribución de velocidades, así como el cálculo de ambos, los cuales son utilizados en las ecuaciones de la energía y del impulso y cantidad de movimiento.

Si planteamos nuevamente la integral de la ecuación 2.6 entre las dos secciones, se llega a la ecuación de la energía.

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha \frac{v_2^2}{2g} \quad (2.7)$$

Es importante señalar que aunque el fundamento de esta ecuación sea que realmente la energía se conserva, no podemos dejar de considerar las pérdidas de energía que se tienen de una sección a otra, producidas por la fricción del fluido, por esta razón se le incluirá un último término en la energía de la sección 2, donde se considere dichas pérdidas de sección a sección, quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (2.8)$$

2.3.3 Ecuación del impulso y cantidad de movimiento

Esta ecuación se deriva también de la segunda ley de Newton, la cual, para un elemento diferencial de masa dm y, donde la cantidad de movimiento se encuentra representada por el producto del elemento dm por su velocidad (producto vectorial) de tal manera que se establezca la relación siguiente.

$$d\vec{F} = \frac{dm d(\vec{v})}{dt} \quad (2.9)$$

donde

$$dm = \rho ds dA; \quad ds = v dt; \quad dQ = v dA; \quad \rho = \frac{\gamma}{g}$$

Entonces, integrando entre las dos secciones del volumen de control, la ecuación de impulso se simplifica.

$$\Sigma F = \frac{\gamma}{g} \Sigma Q \beta v_i \quad (2.10)$$

$$F = \frac{\gamma}{g} Q (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) \quad (2.11)$$

La suma vectorial de todas las fuerzas (F_p) que actúan sobre una masa del fluido es igual a la rapidez del cambio de vector lineal *cantidad de movimiento* de dicha masa (del fluido).

Las fuerzas externas que actúan sobre el fluido son de dos tipos: Fuerzas (F_p) normales a la frontera de la masa, las cuales son estimadas por medio de las intensidades de presión y, las fuerzas tangenciales a las fronteras de la masa (F_τ), que representan el esfuerzo tangencial sobre dicha masa. Se debe señalar que al hablar de fuerzas producidas por la presión, puede tratarse de presión estática o dinámica, pero se trabajará únicamente con aquellas causadas por la presión hidrostática, ya que las hipótesis con que funciona esta ecuación son las siguientes.

- El fluido es incompresible
- Flujo permanente y presión constante en el tiempo
- Actúan solamente fuerzas de gravedad y presión sobre el flujo
- Las secciones de control están ubicadas en zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura y, por consiguiente la distribución de presiones hidrostáticas

Otras fuerzas que también actúan en la ecuación del impulso y cantidad de movimiento, son las debidas al peso propio (F_w) del volumen de control. De esta manera tenemos la ecuación 2.12.

$$(F_{p1} - F_{p2}) - F_\tau + w \text{sen } \theta = \frac{\gamma}{g} Q(\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) \quad (2.12)$$

donde

- F_p fuerzas de presión hidrostática
 F_τ fuerzas de cuerpo proyectado en la dirección del movimiento
 $F_w = W \text{sen } \theta$

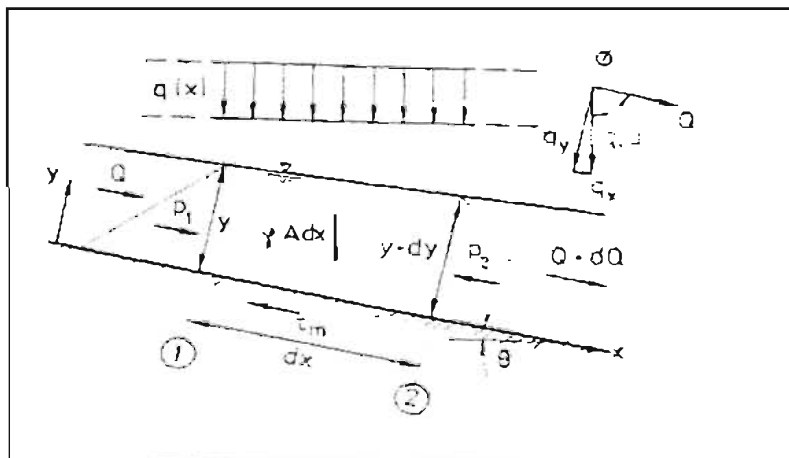


FIGURA 2.7 Esquema de definición de la Ecuación del Impulso y Cantidad de Movimiento, donde la ecuación de continuidad está dada por la relación: $dQ = q(x)dx$

2.4 Distribución de velocidades y presiones

2.4.1 Corrección del gradiente de velocidad

Es importante conocer el tipo de distribución de velocidades que se tiene en una sección, ya que solamente se habla de una sola velocidad la cual es representativa de la distribución que se tiene, se trata de la velocidad media, que solamente se presenta en algunos puntos de dicha sección. Esto, hace necesario efectuar una corrección a la carga de velocidad calculada a partir de la velocidad media.

El *coeficiente de Coriolis*, es el factor utilizado para corregir a la velocidad media que se utiliza en la ecuación de la energía para el cálculo de la energía cinética de dicha sección. Llegando a la ecuación 2.13 para su cálculo.

De manera análoga, el *coeficiente de Bosussinesq*, es el que corrige la cantidad de movimiento cuando ésta es calculada con la velocidad media de la sección de análisis. Como resultado se llega a la ecuación 2.14 para su obtención.

Como simplificación durante el manejo de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, se consideran los coeficientes α y $\beta = 1$ para la aplicación de la ecuación de la Energía y del Impulso; sin embargo debe aclararse que esta simplificación acarrea errores si el volumen de control considerado contiene una distribución no uniforme de velocidad. La manera de calcular dichos coeficientes, es la siguiente:

$$\alpha = \frac{1}{A} \int_A \left(\frac{v}{\bar{V}} \right)^3 da = \frac{\sum v_i^3 A_i}{A_{TOT} \bar{V}^3} = \frac{1}{A_{TOT} \bar{V}^3} \sum v_i^3 \Delta A_i \approx 1.00 \quad (2.13)$$

$$\beta = \frac{1}{A} \int_A \left(\frac{v}{\bar{V}} \right)^2 da = \frac{\sum v_i^2 A_i}{A_{TOT} \bar{V}^2} = \frac{1}{A_{TOT} \bar{V}^2} \sum v_i^2 \Delta A_i \approx 1.00 \quad (2.14)$$

donde

$$\bar{V} = \frac{Q_{TOT}}{A_{TOT}}$$

En un canal prismático y largo, de ancho relativamente grande ($B > 10y$), se presenta con una buena aproximación –En la mitad del canal, perpendicular al fondo y para flujo turbulento, condición que constituye la mayoría de los casos prácticos– una distribución logarítmica de velocidades como se muestra en la siguiente figura:

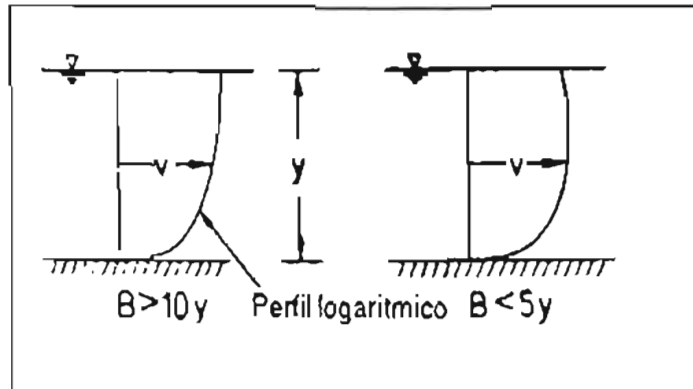


FIGURA 2.8 Distribución (en régimen turbulento) logarítmica de velocidades para canales prismáticos

2.4.2 Distribución de velocidades en la sección de un canal

A lo largo de un canal existen factores, tales como la superficie libre del agua, curvas (cambios de dirección), forma de la sección, rugosidad, y flujos secundarios, los cuales afectan la distribución de velocidades en una sección del canal.

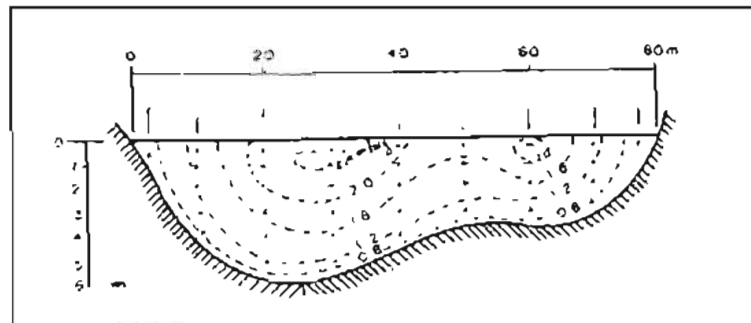


FIGURA 2.9 Distribución de velocidades en la sección transversal de un río

La figura 2.9 nos muestra el aspecto general de la distribución de velocidades en la sección típica de un río, en la cual es posible observar que la velocidad mínima ocurre en la proximidad con el área de contacto, existiendo un incremento en ésta conforme se acerca a la superficie libre del agua.

El hecho de que la velocidad máxima se encuentre a una distancia pequeña de la superficie libre del agua, es atribuible al movimiento circular secundario inducido por la proximidad de las paredes laterales.

La distribución de velocidades, está relacionada íntimamente al hecho de que la viscosidad (cinemática) del fluido sea o no preponderante en el fenómeno. De esta manera, la acción viscosa dada tanto en las partículas del fluido, como entre estas con las paredes del conducto, se manifiesta con valores pequeños para el número de Reynolds.

Si Re es pequeño, se presenta un régimen laminar, en el cual el líquido fluye en capas paralelas cuyas velocidades son sensiblemente diferentes entre sí, las cuales aumentan a medida que se encuentran más alejadas de las paredes. En el régimen laminar el coeficiente de fricción es función exclusivamente del Re independientemente del material del que esté hecho el conducto.

Bidimensionalmente, la distribución de velocidades en un régimen laminar, es del tipo parabólico, tal como se muestra en la figura 2.10.

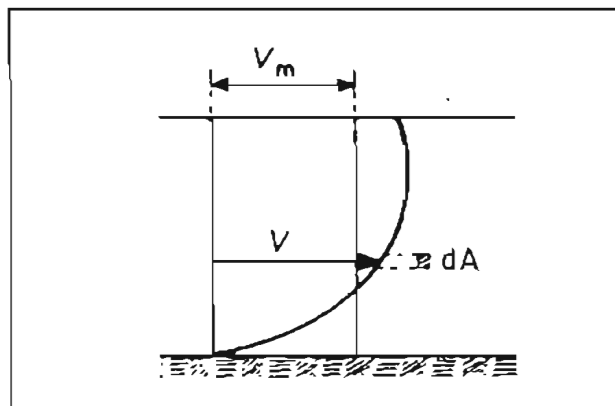


FIGURA 2.10 Distribución de velocidades en régimen laminar

Si la velocidad del fluido aumenta, entonces Re también lo hará. Existe un momento en el que el efecto de la viscosidad pierde importancia, lo que conlleva a que la cohesión entre las partículas (del fluido) se rompa y por consecuencia, éstas se desplacen de manera caótica, dando lugar al régimen turbulento.

A diferencia del régimen laminar, en el régimen turbulento el coeficiente de fricción ya no depende del Re , sino únicamente de la rugosidad relativa de las paredes del conducto.

En el régimen turbulento generalmente la velocidad máxima se localiza sobre la sección que cuenta con mayor profundidad y una distancia entre 0.05 y 0.25 del tirante “ y ”, a partir de la superficie libre del agua.

En la figura 2.11 se muestra la distribución de velocidades para régimen turbulento en la que se observa que la velocidad media se encuentra a una profundidad aproximada (a partir de la superficie libre del agua) de 0.6 del tirante “ y ”, la cual es equivalente al promedio de las velocidades correspondientes a 0.2 y 0.8 del tirante respectivamente, o bien, entre 0.8 y 0.95 de la velocidad superficial.

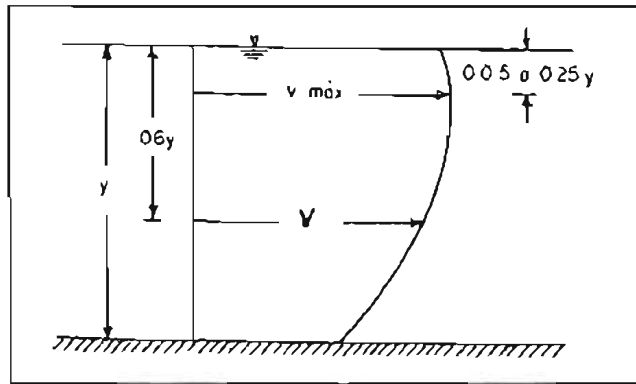


FIGURA 2.11 Distribución de velocidades en régimen turbulento

En un canal ancho, con gran velocidad y poco tirante o bien, en un canal liso, la velocidad máxima se puede encontrar con frecuencia en la superficie libre del agua. La rugosidad de un canal incrementa la curvatura que describe la distribución de velocidades sobre una sección vertical, presentándose la mayor velocidad debajo de la superficie libre del agua. Cabe señalar que en una curva (cambio de dirección) aumenta bastante la velocidad del lado exterior, debido a la fuerza centrífuga.

2.4.3 Flujo secundario

Mientras menor sea la relación entre el ancho del canal y la profundidad del agua, así como lo rugoso del área de contacto (perímetro mojado), mayor será el efecto de flujos secundarios, los cuales aparecen junto a las paredes del canal sobre la distribución de velocidades.

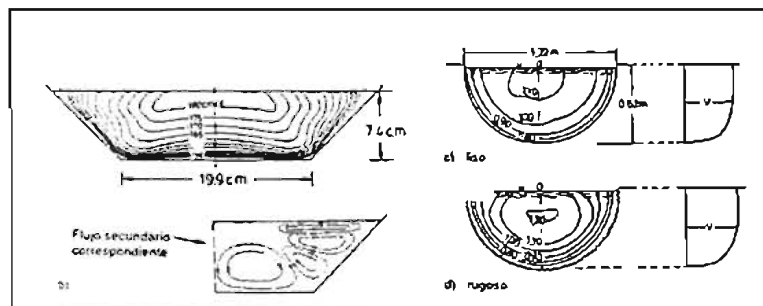


FIGURA 2.12 Distribución de velocidades y Flujos Secundarios en paredes

Estas corrientes secundarias en forma de espiral se añaden al flujo principal ocasionando con esto que las partículas de agua que fluyen lentamente en las cercanías de las paredes, sean transportadas hacia la superficie libre teniendo como consecuencia una reducción de la velocidad cerca de la superficie del agua y un incremento de las pérdidas por fricción. El aire en contacto con la superficie libre del agua no tiene ninguna influencia

apreciable sobre la distribución de velocidades, (excepto para velocidades de viento ya considerables).

En las curvas que presenta el trazo de un canal se modifica notablemente la distribución de velocidades.

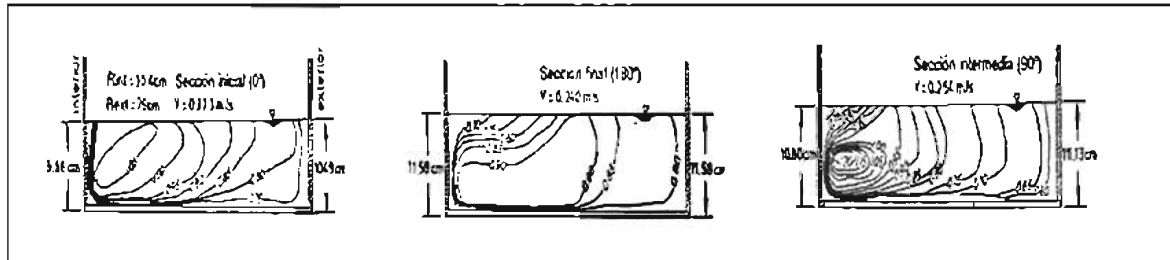


FIGURA 2.13 Distribución de velocidades con flujo subcrítico a lo largo de una curva de 180°. (Mockmore 1944)

Aquí son unos o varios flujos secundarios en forma espiral los que originan la no uniformidad. Los valores experimentales que se muestran en la figura anterior, permiten reconocer que la nula uniformidad de la distribución de velocidades causada por el flujo secundario, se manifiesta inclusive en los tramos rectos de canal ubicados aguas arriba y aguas abajo de la curva.

Los flujos secundarios afectan también los valores de α y β , ya que se han medido para canales prismáticos valores de 1.03 hasta 1.36, y de 1.01 hasta 1.12 respectivamente. En canales naturales con fuertes variaciones de tirante, se alcanzan inclusive valores de α mayores a 1.6 y de β mayores que 1.2.

Si el canal presenta una rugosidad no uniforme o una sección transversal compuesta, se producen especialmente fuertes variaciones de velocidad dentro de la sección transversal considerada.

2.4.4 Distribución de presiones

Una condición importante para la aplicación de la ecuación de la energía, es disponer de secciones límites de volumen de control en zonas de distribución hidrostática de presiones. Sin la consideración de esta limitación se requeriría de otro coeficiente en la deducción de la ecuación de la energía, el cual sería una función de la profundidad h de la corriente en la sección. Este parámetro, es más difícil de obtener que la correspondiente a Coriolis y Bosussinesq. Por esta razón, siempre tomamos en cuenta que la forma unidimensional de la ecuación de la energía se aplica solamente a secciones con distribución hidrostática de presiones.

La divergencia entre la distribución de presiones en una sección de flujo y la distribución hidrostática depende de la curvatura de líneas de corriente (o bien, del radio r de curvatura).

La ecuación 2.15 señala que para un líquido en reposo ($V = 0$), la distribución de presiones (hidrostática) en cualquier punto, sigue una ley lineal que se encuentra en función solamente del peso volumétrico del líquido (γ), y de la profundidad a la que está dicho punto.

$$p = \gamma h \quad (2.15)$$

La ecuación anterior es aplicable a cualquier sección transversal en un canal siempre y cuando éste conduzca agua en flujo uniforme (por las curvas rectilíneas de flujo que presenta este régimen) dado que la ecuación de Euler, cuando no existe aceleración se representa por la ecuación:

$$\frac{d}{dS}(p + \gamma z) = 0 \quad (2.16)$$

Entonces, la ecuación 2.15, correspondería a la presión ejercida por una columna vertical y altura h sobre la plantilla de un canal horizontal o que tenga una pendiente longitudinal tan pequeña que pueda considerarse nula.

Sin embargo, a medida que aumenta la pendiente en la plantilla del canal, la presión en el fondo disminuye, ya que a mayor pendiente, la distribución hidrostática de presiones deja de generar la distribución triangular común con ángulo interno de 45° .

Para entender mejor esta situación, basta con imaginarse el caso en que la plantilla S_0 (r tienda a infinito) sea infinitamente grande, es decir, que tienda a la verticalidad. En tal caso, las columnas de agua como la concebida para la ecuación 2.15, serán paralelas a la plantilla del canal por lo que no ejercerían presión alguna sobre el fondo. Entonces, para casos de pendientes considerables, se debe tomar en cuenta el efecto de la presión sobre el fondo.

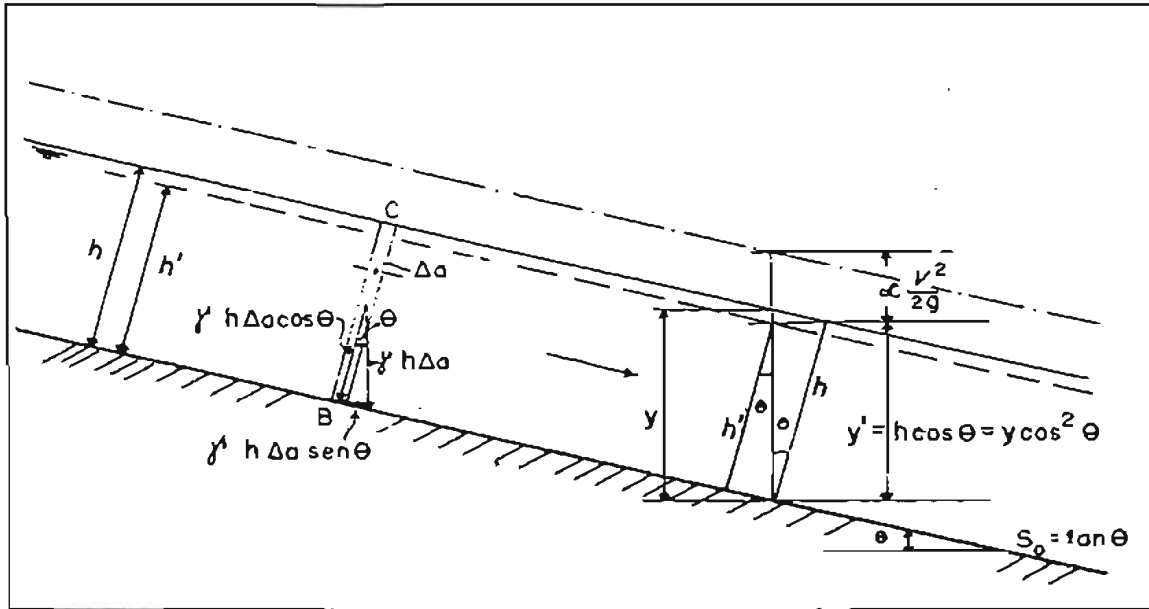


FIGURA 2.14 Efecto de la presión en el fondo de un canal

En la figura 2.14 se esquematiza un canal con régimen uniforme, ancho unitario y pendiente considerable. En el punto B se mide el tirante de manera perpendicular a la plantilla, entonces, el peso de la columna BC perpendicular al fondo es $\gamma h \Delta a$, por lo tanto la presión en el punto B, será igual a la componente normal del peso ejercido por dicha columna:

$$p = \frac{\gamma h \Delta a}{\Delta a} \cos \theta = \gamma h \cos \theta \quad (2.17)$$

Por el contrario, la otra componente de la columna BC es paralela a la plantilla, por lo que esta no ejerce presión alguna sobre el fondo. De tal manera que la línea de presiones (componente normal de la columna BC) esta indicada por la línea punteada, para lo que se presume que el tirante fuera h' en vez de h , el cual se encuentra dado por la ecuación siguiente:

$$h' = (h \cos \theta) \cos \theta = h \cos^2 \theta \quad (2.18)$$

Cuya componente vertical esta dada por la ecuación:

$$y' = h \cos \theta = y \cos^2 \theta \quad (2.19)$$

Esta componente vertical debería ser utilizada en la ecuación de la energía como tirante real cuando la magnitud de la pendiente así lo requiera. En la mayoría de los casos no se justifica ninguna corrección siempre y cuando el ángulo θ sea menor o igual a 10° .

2.4.5 Distribución de presiones en curvas verticales

Cuando el escurrimiento a superficie libre pasa sobre una curva vertical, la distribución de presiones es afectada por la fuerza centrífuga, presentándose una disminución de la altura piezométrica ($h = z + p/\gamma$) en dirección al fondo del canal si las líneas de corriente (y curvas) son convexas y un incremento si éstas son cóncavas. Para esquematizar el fenómeno anterior, se muestra la figura 2.15 y 2.16.

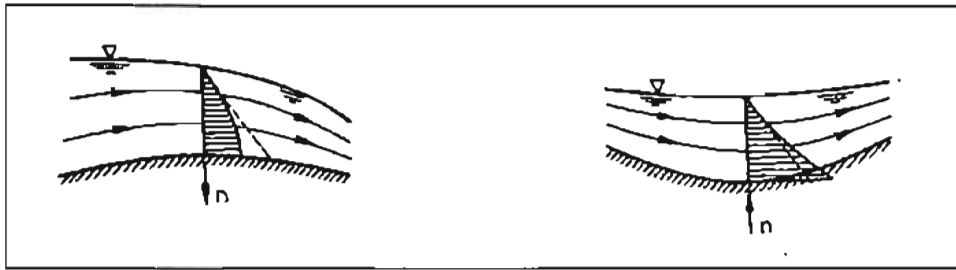


FIGURA 2.15 Distribución de presiones en curvas verticales de un canal

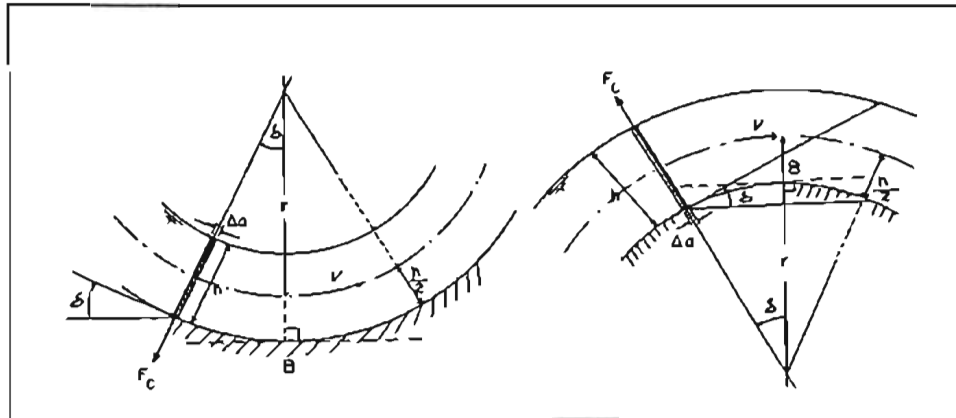


FIGURA 2.16 Efecto de la fuerza centrífuga en la distribución de presiones durante curvas verticales de un canal

Observamos en la figura 2.16, que se cuenta con la velocidad media al centro del flujo y , de acuerdo con los esquemas de la figura 2.15, se tiene que:

a).- Curva cóncava:

La presión incrementada por la aceleración centrífuga V^2/r , corresponde a una fuerza $F_c = ma$.

$$F_c = \frac{\gamma h \Delta a}{g} \frac{V^2}{r} \quad (2.20)$$

Utilizando la ecuación 2.20 junto con la 2.15, se llega a la presión resultante en el fondo con la siguiente ecuación:

$$P = \gamma h \cos \delta + \frac{\gamma h}{g} \frac{V^2}{r}$$
$$\frac{P}{\gamma} = h \left[\cos \delta + \frac{V^2}{gr} \right] \quad (2.21)$$

b).- Curva convexa:

En este caso, la fuerza centrífuga tiene efecto contrario al caso anterior, por lo que la presión queda expresada:

$$\frac{P}{\gamma} = h \left[\cos \delta - \frac{V^2}{gr} \right] \quad (2.22)$$

Este tipo de curvas, es común encontrarlas al pie de los *cimacios* cuando debe cambiar la curvatura de la plantilla hasta llegar a la horizontal que da la posición del tanque amortiguador y, en las estructuras llamadas *salto de esquí*, construidas al final de algunos canales de descarga en obras de excedencia.

2.5 Diseño hidráulico de canales

2.5.1 Elementos geométricos de un canal

Generalmente, la sección de un canal natural, es de forma muy irregular. Los canales artificiales por el contrario, se diseñan usualmente con formas geométricas regulares; la selección de una forma determinada de sección, depende del canal por construir, de esta manera se tiene que, las secciones trapecial y rectangular son común en canales revestidos, la triangular en canales pequeños y cunetas de carreteras, la parabólica se usa como aproximación de secciones en canales naturales, la circular es utilizada en alcantarillas, colectores y túneles. Es común también encontrar en túneles la sección de herradura.

Existen formas compuestas a partir de todas las anteriores, que dada la naturaleza de este trabajo, se omiten los cálculos para los elementos geométricos de dichas secciones, incluyendo a las secciones circular y herradura.

Los elementos geométricos más importantes para fines de diseño de una sección, se enlistan a continuación, incluyendo la tabla 3.1, la cual muestra las ecuaciones para obtener dichos elementos (únicamente de las secciones más comunes en canales):

a) Tirante (y).-

Normal a la dirección del flujo, representa la altura de la sección.

b) Área hidráulica (A).-

Se refiere al área ocupada por el agua, de la sección transversal del canal.

c) Perímetro mojado (P).-

Perímetro de la sección (normal o vertical) en contacto con el agua.

d) Ancho de la superficie libre del agua (T).-

Medido en forma paralela, a la altura de la superficie libre del agua.

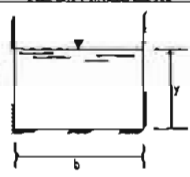
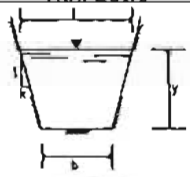
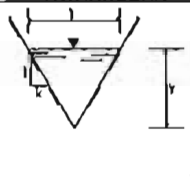
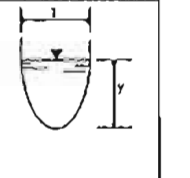
e) Tirante hidráulico (Y).-

En un canal natural, es el tirante medido a partir de la superficie del agua hasta la parte más baja de la sección del canal. En canales artificiales, se calcula con la relación:
 $Y = A/T$.

f) Radio hidráulico (R_h).-

Se refiere a la relación del área hidráulica contra el perímetro mojado $R_h = A/P$.

TABLA 2.1 Cálculo de los elementos geométricos de las secciones más comunes.

SECCIÓN ELEMENTO GEOMÉTRICO	RECTANGULAR	TRAPEZIAL	TRIANGULAR	PARABÓLICA
				
ÁREA, A	by	$(b+ky)y$	ky^2	$\frac{2}{3}Ty$
PERÍMETRO MOJADO, P	$b+2y$	$b+2y\sqrt{1+k^2}^{1/2}$	$2y\sqrt{1+k^2}^{1/2}$	$1+\frac{8}{3}(y/T)$
RADIO HIDRÁULICO, $R_h = A/P$	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+ky)y}{b+2y\sqrt{1+k^2}^{1/2}}$	$\frac{ky}{2\sqrt{1+k^2}^{1/2}}$	$\frac{2Ty}{3T+8y}$
ANCHO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, T	b	$b+2ky$	$2ky$	$\frac{3b}{2y}$
TIRANTE MEDIO, $Y = A/T$	y	$\frac{(b+ky)y}{b+2ky}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{3}y$
dP/dY	2	$2\sqrt{1+k^2}^{1/2}$	$2\sqrt{1+k^2}^{1/2}$	$\frac{16y+(1-\frac{b}{2y})}{3T+8y}$
dT/dY	0	$2k$	$2k$	$\frac{1}{2y}$

2.5.2 Cálculo del flujo uniforme

Como ya se explicó, en este flujo las características hidráulicas son las mismas en cualquier tiempo, además de que la línea de energía, pendiente de plantilla y la superficie libre del agua son paralelas. Esto, se logra con canales de sección constante; concluyéndose que la única forma de que no ocurran cambios en la velocidad del flujo a lo largo del escurrimiento, es que no haya fuerza resultante alguna en la misma dirección que el flujo. Es decir, que el escurrimiento se encuentre en un equilibrio dinámico.

Lo anterior representa físicamente que no existe aceleración, lo que implica que existe una fuerza colineal pero en sentido opuesto, a la componente del peso del agua en dirección del flujo. Dicha fuerza es provocada por la fricción existente entre el fluido y la superficie de contacto (paredes y fondo) del canal.

Lo escrito en los párrafos anteriores se resume en la tabla 3.2, que nos muestra las condiciones de flujo de acuerdo con el balance de las fuerzas actuantes en un escurrimiento.

TABLA 2.2 Tipos de flujo a partir de la condición de fuerzas actuantes en un escurrimiento

CONDICIÓN DE FUERZAS	TIPO DE FLUJO
$W_x = F_x$	Uniforme
$W_x > F_x$	Gradualmente acelerado
$W_x < F_x$	Gradualmente retardado (remanso)

W_x = componente del peso del agua en dirección del escurrimiento

F_x = fuerza de fricción, colineal W_x

Cabe señalar que cualquier tipo de flujo en canales, siempre tiende a hacerse uniforme, por lo que también se le llama *flujo normal o establecido*.

En textos técnicos, es posible encontrar fórmulas de resistencia al flujo derivadas empíricamente, que se originaron en forma simple debido a la necesidad de calcular las pérdidas por fricción. La más antigua de estas corresponde a la ecuación de Chézy (1775):

$$Q = AV = AC\sqrt{RhSo} \quad (2.23)$$

La mayoría de fórmulas que se conocen para calcular el caudal, surgen a partir de la ecuación de Chézy, pero debido a que existía el problema de valuar el coeficiente C (Chézy solo dijo que el valor se encontraba entre 30 y 50), fue que varios científicos realizaron investigaciones encaminadas a valuar dicho coeficiente, llegando a las ecuaciones que actualmente se utilizan para el cálculo del gasto. En la tabla 2.3, se muestran las fórmulas más conocidas para calcular el coeficiente C de Chézy:

TABLA 2.3 Fórmulas para el cálculo del coeficiente de fricción C de Chézy, donde Rh = Radio Hidráulico (m), y s = pendiente Hidráulica

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{s}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{s}\right) \frac{n}{Rh}}$	Recomendable en canales naturales, con la desventaja de una enorme sensibilidad en C para cambios pequeños del coeficiente de rugosidad n .
Kutter	$C = \frac{100\sqrt{Rh}}{m + \sqrt{Rh}}$	Utilizada actualmente en los países de habla alemana, esta fórmula es una simplificación de la ecuación de Ganguillet y Kutter, donde m es el coeficiente de rugosidad.
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{B}{\sqrt{Rh}}}$	Fórmula empírica, donde B es el coeficiente de rugosidad del canal.

TABLA 2.3 Continuación

Kozeny	$C = 20 \log Y + Nc$	Análoga a la de los tubos, fue obtenida a partir de los resultados de Von Misses y Bazin. Y es el tirante hidráulico en m y Nc es un coeficiente de rugosidad.
Martínez	$C = 17.71 \log \frac{Rh}{d} + 13.6$	Obtenida de mediciones en ríos de la Ex Unión Soviética, donde <i>d</i> es el diámetro en m del material en el fondo del río. Válida para $0.15 < Rh < 2.25m$, $0.00004 < s < 0.0039$ m y $0.004 < d < 0.25$ m.
Manning-Strickler	$C = \frac{Rh^{\frac{1}{6}}}{n}$	Obtenida a partir de fórmulas basadas en ensayos de Bazin. Junto con la de Kutter, es una de las utilizadas por su sencillez. <i>n</i> es el coeficiente de rugosidad que depende únicamente del material que este hecho el canal.
Pavlovsky	$C = \frac{Rh^2}{n}$	Utiliza la misma <i>n</i> que la de Manning, pero considera que el exponente no es constante, y que este varía con la forma del canal y la rugosidad, para lo que presenta los siguientes valores $Z = 1.5n$, si $Rh < 1$ $Z = 1.3(n)^{1/2}$, si $Rh > 1$
Forchheimer	$C = \frac{Rh^{0.2}}{n}$	
Agroskin	$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log Rh$	

El éxito de las fórmulas antes mencionadas, radica principalmente en el hecho de que existe mayor información empírica sobre sus coeficientes utilizados, que sobre la altura de rugosidad en las paredes de contacto (*rugosidad absoluta k, en mm*), además, de la sencillez para emplearlas. Tal es el caso de la fórmula de Manning, que se ha convertido en un elemento de cálculo bastante usado, la cual, al sustituirse en la ecuación de Chézy, queda de la siguiente manera:

$$V = \frac{Rh^{\frac{1}{3}}}{n} Rh^{\frac{1}{2}} s^{\frac{1}{2}} = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.24)$$

$$Q = AV = A \frac{Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.25)$$

El uso de estas ecuaciones deberá estar condicionado a las limitaciones que poseen. Por eso, es importante aplicarlas para las formas de sección transversal, rugosidad, número de Reynolds, etc., para las que fueron obtenidas. Lo anterior se puede demostrar por medio de la pendiente: S_o (*pendiente longitudinal*) = S (*pendiente hidráulica*), siempre y cuando $\theta < 10^\circ$ (Fig. 2.14). Entonces, S_o podrá sustituirse directamente en la Ec. 2.25.

En la tabla 2.4 se muestran algunos valores para los coeficientes utilizados en las ecuaciones de la tabla 2.3

TABLA 2.4 Factores de rugosidad, para las ecuaciones de la tabla 2.3

	Ganguillet y Kutter	Kutter	Bazin	Kozeny	Manning-Strickler
a).- Canales de tierra	n	m	B	Nc	n
Canales de Tierra en material fijo, con acabado liso	0.025	0.20			0.017
Canales de arena, con algo de arcilla y grava					0.020
Canales con fondo de arena y grava con taludes adoquinados					0.022 - 0.020
Canales de grava fina (10-30 mm diam.)				42 - 46	0.022
Canales de grava de tamaño medio (20-60 mm diam.)				38 - 42	0.025
Canales de grava gruesa (50-150 mm diam.)				32 - 38	0.029
Canales de limos arcillosos					0.033
Canales de tierra recubiertos con piedras grandes					0.040 - 0.033
Canales de arena, limo o grava con bastante vegetación					0.050 - 0.040
b).- Canales en roca					
Excavación en roca con voladura medianamente ordinaria					0.040 - 0.033
Excavación en roca con cuidadosa voladura					0.050 - 0.040
Excavación en roca con voladura ordinaria, grandes irregularidades.					0.067 - 0.050
c).- Canales de mampostería					
Mampostería de ladrillo con buen acabado.	0.013	0.25	0.16	70 - 76	0.013
Piedra cortada y acomodada	0.017			36 - 50	0.014 - 0.013
Mampostería de piedra con buen acabado.	0.017	0.65		60 - 70	0.014
Mampostería con acabado normal					0.017
Muros de piedra con acabado normal a bueno, piedra tallada					0.017
Muros de piedra con acabado regular, piedra cortada					0.020
Paredes de piedra cortada, taludes adoquinados y fondo de arena y grava					0.022 - 0.020
d).- Canales de concreto					
Cemento alisado		0.20 - 0.25	0.10 - 0.16	84 - 90	0.010
Concreto de encofrado metálico					0.011 - 0.010
Concreto pulido	0.012	0.20	0.11 - 0.22		0.011
Concreto bien encofrado con alto contenido de cemento, sin fisuras y acabado de cemento liso					0.013 - 0.011
Concreto encofrado en madera sin enlucir	0.017	0.65			0.015 - 0.014
Concreto apisonado con superficies lisas					0.013 - 0.017
Concreto viejo con superficies limpias					0.017
Recubrimiento de concreto de acabado regular	0.017	0.65	0.45	58 - 62	0.018
Superficies irregulares de concreto					0.020

TABLA 2.4 Continuación

	Ganguillet y Kutter	Kutter	Bazin	Kozony	Manning-Strickler
e).- Canales de madera					
Canales nuevos y fijos	0.010	0.15			0.030
Tablas capilladas y bien ensambladas	0.010	0.15 - 0.20	0.06		0.011
Tablas sin capillar		0.30 - 0.35			0.013
Canales de madera viejos					0.014 - 0.015
f).- Canales de planchas metálicas					
Tubos fijos con remaches de cabeza hundida	0.012	0.20	0.12		0.010 - 0.011
Tubo nuevos de hierro fundido	0.012	0.25	0.06		0.011
Tubos con remaches no hundidos y ensalpe varias veces en el perímetro	0.017	0.30 - 0.35			0.014 - 0.015
g).- Canales naturales					
Lechos naturales de ríos con fondo fijo y sin irregularidades					0.025
Lechos naturales de ríos con arrastre moderado de material de fondo	0.025	1.75	1.4 - 1.6		0.029 - 0.030
Lechos naturales de ríos con vegetación	0.035	2.0 - 2.5	1.75		0.029 - 0.033
Lechos naturales de ríos con cantos rodados e irregularidades	0.04 - 0.05		hasta 3.5	28 - 32	0.033
Lechos naturales de ríos con intenso transporte de material de fondo					0.036
Torrentes con cantos gruesos (piedras grandes) y sin arrastre material de fondo	hasta 0.09	3.0			0.036 - 0.040
Torrentes con cantos rodados gruesos y material de fondo en movimiento		3.5 - 5.0			0.046 - 0.053

Es necesario señalar que, en ocasiones, los canales presentan diversas características de rugosidad, aún en una misma sección. Lo que significa, que de acuerdo a las características físicas que se tengan a lo largo del perímetro mojado de dicha sección, al utilizar la ecuación de Manning para el cálculo del flujo uniforme, se deba utilizar más de una “*n*” para obtener un buen resultado.

Esto implica que se calcule un valor de “*n*”, el cual debe ser equivalente y representativo de la sección de análisis al tomar en cuenta las distintas rugosidades que se presenten.

En la tabla 2.5 se muestran algunas fórmulas para calcular un “*n*” equivalente, cuando la sección de análisis tenga distintas rugosidades a lo largo del perímetro mojado. Para las siguientes ecuaciones, se supone que cada porción P_1, P_2, \dots, P_n del perímetro mojado tiene un coeficiente de rugosidad n_1, n_2, \dots, n_n , que actúan sobre una porción correspondiente del área hidráulica A_1, A_2, \dots, A_n .

TABLA 2.5 Fórmulas para el cálculo de "n" equivalente, para la ecuación de Manning

AUTOR	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Horton – Einstein	$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cdot n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3}$	Los autores suponen que cada parte del área tiene la misma velocidad (velocidad media) que la sección completa: $V_1 = V_2 = \dots = V_n = V$
Pavloski – Mühlfecr – Banks	$n = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^2)}{P} \right]^{1/2}$	Supone que la fuerza total resistente al flujo, es igual a la suma de las mismas fuerzas desarrolladas sobre cada porción del perímetro mojado.
Lotter	$n = \frac{P \cdot Rh^{5/3}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{P_i \cdot Rh_i^{5/3}}{n} \right)}$	Esta ecuación funciona, suponiendo que el gasto total del flujo es igual a la suma de los gastos de las porciones de área. Rh_i es el radio hidráulico correspondiente a la porción de área.
V. Kolar	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)k$	Para el cálculo de n, en cauces naturales. n ₀ .- Material Tierra 0.020 Roca 0.025 Arena 0.024 n ₁ .- Irregularidades en fondo y paredes Pequeñas 0.005 Medias 0.010 Grandes 0.020 n ₂ .- Cambios de forma en el área hidráulica a lo largo del cauce Pocos cambios 0.005 Cambios frecuentes 0.010 – 0.015 n ₃ .- Obstáculos Suaves 0.010 – 0.015 Notables 0.020 – 0.030 Bruscos 0.040 – 0.060 n ₄ .- Vegetación Poca 0.005 – 0.010 Mediana 0.010 – 0.025 Mucha 0.025 – 0.050 Demasiada 0.050 – 0.100 k.- Trazo Longitudinal Aproximadamente recto 1.00 Curvas suaves 1.15 Curvas notables 1.20

Además, al estimar la resistencia al flujo dentro de un canal, mediante la asignación de un valor al coeficiente n , se debe tener en cuenta que éste, depende de un gran número de factores cuyo conocimiento es de gran utilidad para fines de diseño. Acorde al SCS (Soil Conservation Service) existen factores de corrección para el coeficiente n , en función de la rugosidad superficial que se tenga dentro del perímetro mojado. Por otro lado, también se desarrollaron trabajos de investigación para determinar el valor del coeficiente n , a partir de la rugosidad absoluta k .

Tanto los factores de corrección del SCS, así como los distintos modelos para valorar n en función de la rugosidad absoluta k , están enfocados para aplicarse sobre todo a canales naturales o artificiales sin revestir (excavados en material no cohesivo); por lo que, de acuerdo al objetivo de este trabajo, no serán objeto de estudio dentro del mismo.

2.6 Determinación de la sección

2.6.1 Normas generales de diseño (CNA)

Con el material hasta aquí expuesto, es posible diseñar la sección de un canal, sin embargo existen normas establecidas de diseño, editadas por la Comisión Nacional del Agua; dependencia reguladora de todos los asuntos relacionados con el recurso hidráulico (tanto superficial como subterráneo) de nuestro país. Situación por la que nos parece importante describir brevemente dichas normas.

El problema de diseño de un canal, generalmente se presenta teniendo como gasto el gasto que se debe transportar, así como la pendiente disponible de acuerdo a la topografía del lugar. El dato más importante para comenzar la etapa de diseño, es el gasto, pues con base en él, se determinará la capacidad que la estructura necesita.

Una vez fijada la capacidad del canal, se analizan diferentes secciones tipo, de canales en tierra y revestidos de concreto y mampostería. De acuerdo al enfoque de este texto, centraremos nuestra atención en los últimos dos tipos de canales mencionados.

Durante la determinación de la forma geométrica del canal (comúnmente de forma trapecial y rectangular para estructuras con recubrimiento), intervienen los siguientes elementos de diseño:

- *Elementos geométricos (tabla 2.1)*
- *Tirante (y)*
- *Coefficiente de rugosidad "n", para los que la Comisión, propone los valores:*

<i>Tepetates, tobas y Pizarras</i>	<i>n = 0.027</i>
<i>Tierra</i>	<i>n = 0.030</i>
<i>Roca</i>	<i>n = 0.033</i>
<i>Revestimiento de mampostería</i>	<i>n = 0.020</i>
<i>Revestimiento de concreto</i>	<i>n = 0.014</i>

Si se trata de materiales con características especiales, para elegir el valor de "n", así como en canales que conducirán aguas claras que propicien el crecimiento de plantas acuáticas, se deberá incrementar el coeficiente de rugosidad, con el fin de obtener una mayor área y de esta manera contrarrestar en parte la reducción de la sección por crecimiento de plantas o depósito de azolves.

- *La pendiente, que se designa con la letra "s" debe ser en general la que no cause erosión en el material en que esta alojado el canal, ni depósito de azolves. Salvo en el caso del desarenador, ya que su función es garantizar el asentamiento del material en suspensión, para que después, mediante una operación con compuertas, éste sea desalojado.*

- *En caso de tratarse de una sección trapecial, los taludes se designan como la relación entre la distancia horizontal al desnivel de las paredes inclinadas, y se fijará de acuerdo con la consistencia del material (previo estudio de Mecánica de Suelos) en el que se excave el canal.*

La sección elegida debe satisfacer con:

- *La condición de continuidad (Ec. 2.3):*

$$Q = VA$$

- *La velocidad se determina por la fórmula de Manning (Ec. 2.24):*

$$V = \frac{Rh^{\frac{2}{3}}s^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Para que no haya depósitos en suspensión la velocidad mínima será de 0.40 m/s. La velocidad máxima dependerá del tipo de suelo en el que se encuentre alojado el canal, en el entendido de que se podrá admitir un incremento de la velocidad máxima hasta de un 25% cuando el canal trabaje a su capacidad máxima, pero en ningún caso, la velocidad máxima podrá ser mayor del 80% respecto a la velocidad crítica (límite de la velocidad máxima para conducción en canales).

En caso de que la acción del oleaje, curvas pronunciadas o velocidad excesiva, de como resultado valores erosivos más elevados de los que el suelo confinante pueda resistir, debe considerarse una protección de grava en el talud. En este caso, el proyectista debe prever espacio adecuado fuera del área hidráulica, para la colocación de este material y, en caso de que se utilice en forma predominante dentro de la sección transversal, los valores de "n" recomendados, posiblemente necesiten ser ajustados.

Una vez determinada la pendiente y el coeficiente de rugosidad, se hace variar la velocidad, variando el Radio Hidráulico (hasta que se satisfaga la Ec. 2.24, Manning). El Radio Hidráulico es la relación del Área Hidráulica y Perímetro Mojado, que dependen del ancho de la base (b), tirante (y) e inclinación de los taludes. En resumen, interviene la sección propuesta para satisfacer la ecuación 2.24.

- *Con objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales, conviene dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos. A este desnivel se le llama Bordo Libre (BL) y en cada caso se deben indicar sus valores. Algunas recomendaciones para determinar el bordo libre se muestran a continuación:*

Régimen subcrítico ($Fr < 1$):

$$BL = (0.05 - 0.70)y$$
$$BL = 0.3 + 0.25y$$

En ninguno de los casos BL, no deberá ser mayor a 1.2 m.

Régimen supercrítico ($Fr > 1$): $BL = 0.61 + 0.0372Vy^{1/3}$

- *Para definir la relación plantilla-tirante (b/y), que deben tener los canales en cada caso, es necesario tener definidos: talud, tipo de revestimiento (de ser necesario) e información completa de los suelos de la zona. Con esto, será posible estudiar las condiciones para fijar b/d : sección de máxima eficiencia hidráulica, problemas constructivos y mínima filtración.*

3.6.2 Sección de máxima eficiencia o “hidráulicamente óptima”

Si se observa la fórmula de Manning en la forma de la Ec. 2.25, notamos que el término $ARh^{2/3}$, en un canal en el cual se conocen A , s y n (donde A es consecuencia del gasto y de la velocidad permisible), es posible satisfacer la igualdad (Ec. 2.25), con varias formas de sección transversal, lo que implica más de una solución, en donde algunas de las formas analizadas serán más eficientes que otras.

Normalmente, la sección escogida deberá contar con la forma y dimensiones adecuadas, de modo tal, que se adapte a la topografía en donde se pretenda alojar el canal.

La sección de máxima eficiencia hidráulica, es aquella que permite la conducción de un gasto dado, con una velocidad máxima y un área mínima. De acuerdo a la ecuación de Manning (3.25), la variable con la que se trabaja sería $Rh = A/P$, y para que se presente la condición de máxima eficiencia hidráulica, este término deberá ser el máximo posible, condición que se alcanza cuando el perímetro de la sección sea el mínimo. Entonces, la sección hidráulicamente óptima, será la de menor perímetro mojado para un área dada, en la que se tendrá la mínima resistencia al escurrimiento, así como el mínimo costo de revestimiento, pero no necesariamente de mínima excavación.

De acuerdo a normas de diseño de la CNA, en todos los casos en función del talud se determinará la sección de máxima eficiencia hidráulica, y partiendo de esta, se determinará la relación plantilla-tirante que cumpla precisamente con dicha sección.

Para ejemplificar lo anterior; si se toma como base para la optimización la fórmula de Manning (3.25), para un canal con rugosidad dada y pendiente conocida, se tiene que:

$$Q = A \frac{Rh^{2/3} s^{1/2}}{n} = (cte) R^{2/3}$$

La expresión anterior, nos dice que para un valor A que se mantiene constante, el valor de Q llega a ser máximo, si Rh también lo es, por lo que forzosamente el perímetro mojado tendrá que ser mínimo.

Para un canal rectangular, esta consideración conduce al siguiente resultado:

$$A = by$$
$$P = b + 2y$$

Despejando al ancho de plantilla b , de la fórmula del área, y sustituyéndolo en la ecuación del perímetro, y derivando esta, se tiene que:

$$P = \frac{A}{y} + 2y$$
$$\frac{dP}{dy} = -\frac{A}{y^2} + 2 = -\frac{by}{y^2} + 2 = -\frac{b}{y} + 2 = 0$$

entonces :

$$\frac{b}{y} = 2$$

De acuerdo a esta deducción, un canal rectangular es “hidráulicamente óptimo” cuando su sección transversal de flujo, tiene una relación de (plantilla-tirante) $b/y = 2$.

De manera análoga, para un canal trapecial simétrico, con un ancho de plantilla b , y talud k en las paredes laterales; se tiene la siguiente deducción:

$$A = by + ky^2$$
$$b = \frac{A - ky^2}{y}$$

entonces :

$$P = b + 2y\sqrt{k^2 + 1} = \left(\frac{A - ky^2}{y} \right) + 2y\sqrt{k^2 + 1}$$
$$\frac{dP}{dy} = -\frac{A}{y^2} - k + 2\sqrt{k^2 + 1} = -\frac{by + ky^2}{y} - k + 2\sqrt{k^2 + 1} = 0$$

entonces :

$$\frac{b}{y} = 2(\sqrt{k^2 + 1} - k)$$

Condición de máxima eficiencia, cuando se cuenta con la inclinación k de los taludes, en las paredes laterales.

Los procedimientos comunes para la obtención de este tipo de sección, se fundamentan en la errónea suposición de que k_s , es independiente de parámetros de forma como b/y . Esto, acarrea consecuencias menores para las formas rectangulares y trapezoidales, que para el flujo a superficie libre en tuberías, galerías o túneles.

Existe otro tipo de problema para diseñar una sección hidráulicamente óptima, que es cuando el talud (forma trapezoidal) no se encuentra fijo o definido. De acuerdo a la siguiente deducción, se tiene que:

$$P = b + 2y\sqrt{k^2 + 1} = \left(\frac{A - ky^2}{y} \right) + 2y\sqrt{k^2 + 1}$$

$$\frac{dP}{dk} = -y + 2y \left(\frac{1}{2} \frac{2k}{\sqrt{k^2 + 1}} \right) = -y + \frac{2yk}{\sqrt{k^2 + 1}} = 0$$

$$y(\sqrt{k^2 + 1}) = 2yk \Rightarrow k^2 + 1 = 4k^2$$

$$k = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$k = \cot \theta$$

Entonces :

$$\cot \theta = \frac{1}{\sqrt{3}} \Rightarrow \theta = 60^\circ$$

Es decir, que la sección trapezoidal (óptima) buscada, corresponde a la mitad de un hexágono regular. De manera semejante, se podrían determinar secciones eficientes para distintas formas geométricas, tales como el círculo, al que le correspondería un semicírculo, o el triángulo, cuya sección óptima sería la mitad de un cuadrado, apoyado en uno de sus vértices con u taludes de $k = 1$.

En la tabla 2.6, se presentan algunas recomendaciones para elegir el talud, en distintas clases de materiales; es necesario señalar, que los taludes dependen de la estabilidad del material en el que se alojará el canal.

TABLA 2.6 Recomendación de talud k , para distintos materiales

MATERIAL	k RECOMENDADO
Roca sana no estratificada	0.00 – 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 – 0.50
Roca alterada, tepetate duro, grava angulosa	1.00
Arcilla densa, o tierra con revestimiento de concreto	0.50 – 1.00
Suclo limo-arenoso con grava gruesa	1.00 – 1.50
Areniscas blandas, limo arenoso	1.50 – 2.00
Limo arcilloso	0.75 – 1.00
Material poco estable, arena, tierras arenosas	2.00
Arcilla saturada	3.00

Cuando se diseñan canales con sección de máxima eficiencia hidráulica, se tiene el inconveniente, que si se trata de conducir un gasto muy grande, generalmente la relación plantilla-tirante de máxima eficiencia, da como resultado plantillas muy chicas. En estos casos, lo que se hace es fijar una dimensión mínima de plantilla que constructivamente pueda hacerse con el equipo que se disponga.

Es por esto, que la relación de máxima eficiencia, solo se emplea en canales de sección pequeña, tomando en cuenta sus limitaciones constructivas.

2.6.3 Revestimiento de canales

La necesidad o conveniencia de colocar un revestimiento de cualquier tipo en un canal, se origina principalmente por tres motivos principales:

- a).- Reducir pérdidas por filtración.
- b).- Aumentar la velocidad media y prevenir erosión.
- c).- Reducir los costos anuales de conservación.

El revestir un canal con cualquier tipo de material, necesita siempre de una justificación económica, ya sea referente al volumen de filtración ahorrado, al costo de construcción economizado por la reducción de excavación y derecho de vía, o por las economías que pueden lograrse en los cargos anuales de conservación, como las limpias; así como la combinación de todos estos aspectos.

La selección del tipo de revestimiento: concreto, mampostería, tierra compactada, asfalto o membranas, dependerá del estudio económico respectivo, atendiendo a los factores antes mencionados. El único recubrimiento que se analizará en este trabajo, será el correspondiente al de concreto; debido a que los canales desarenadores trabajan con grandes velocidades, que solo pueden ser soportadas por canales con recubrimiento de concreto.

En el diseño de canales revestidos de concreto, es común utilizar secciones trapeziales que se apartan de la hidráulicamente óptima. El U. S. Bureau of Reclamation recomienda elegir el ancho de plantilla y el tirante de acuerdo con la capacidad del canal (*figura 2.17*).

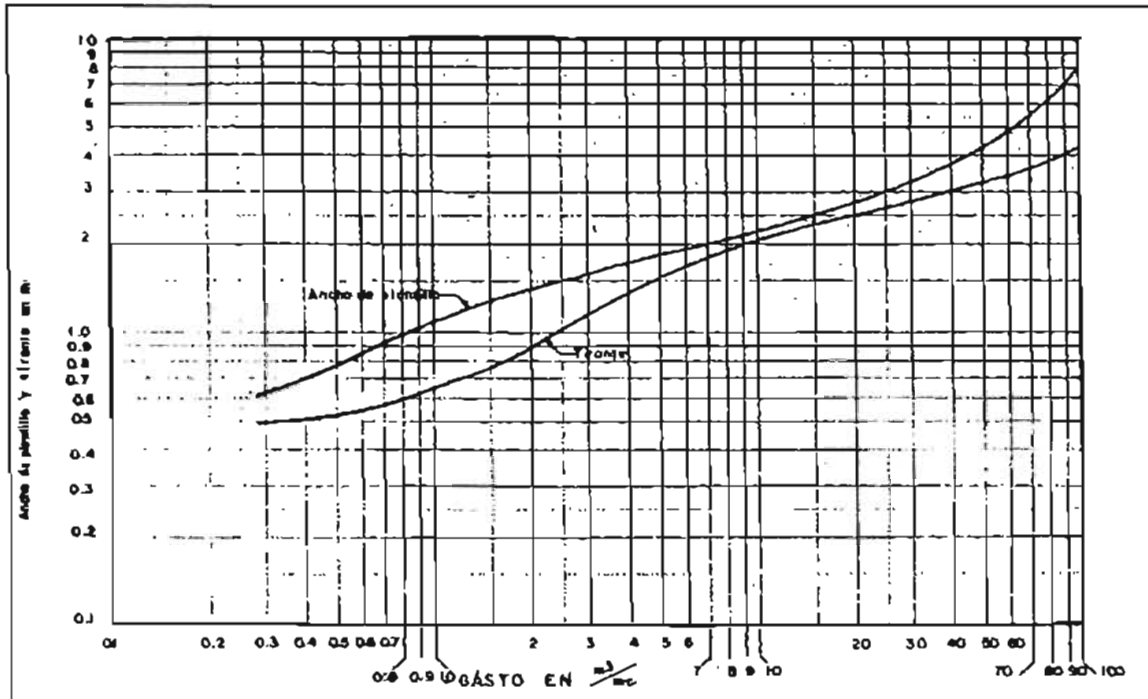


FIGURA 2.17 Ancho de plantilla y tirante recomendados para canales revestidos, U. S. Bureau of Reclamation

La extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), nos dice que, al considerar el revestimiento de un canal, el ancho de la base (b), se podrá conservar lo más posible, para hacer variar la altura de revestimiento, pero en ningún caso, el tirante deberá exceder el ancho de la base. Además, cuando se proyecten en detalle las secciones tipo, se deberá considerar lo siguiente:

- En las secciones con tirantes menores de 2.00 m, se considerará un incremento adicional del 15% para el área hidráulica, con velocidades mayores de 0.60 m/s, y del 20% para canales con velocidades menores a esta. Este incremento, se da para contrarrestar la pérdida de área, debida a la maleza acuática y depósito de azolves entre los periodos de limpia del canal.

También se recomienda, diseñar el espesor del revestimiento y bordo libre en función del gasto conducido; de acuerdo a la tabla siguiente:

TABLA 2.7 Espesor y Bordo Libre al borde superior del revestimiento, recomendados en función del gasto, SRH

GASTO (m ³ /s)	ESPESOR DE REVESTIMIENTO (cm)	BORDO LIBRE (cm)
0.00 - 0.50	5.00	15.00
0.50 - 1.00	5.00	20.00
1.00 - 2.00	5.00	25.00
3.00 - 4.00	6.00	30.00
4.00 - 10.00	7.00	30.00
10.00 - 20.00	8.00	35.00
20.00 - 40.00	10.00	40.00
40.00 - 60.00	10.00	50.00
60.00 - 100.00	10.00	60.00

Como ya se mencionó anteriormente, el *Bordo Libre*, funciona como medida de seguridad durante la operación del canal. En el caso de canales revestidos de concreto, el *Bordo Libre* se diferencia de la altura del revestimiento (*hr*) por encima de la superficie libre del agua; la figura 2.18, muestra los valores recomendados por el U.S. Bureau of Reclamation, para los dos parámetros descritos:

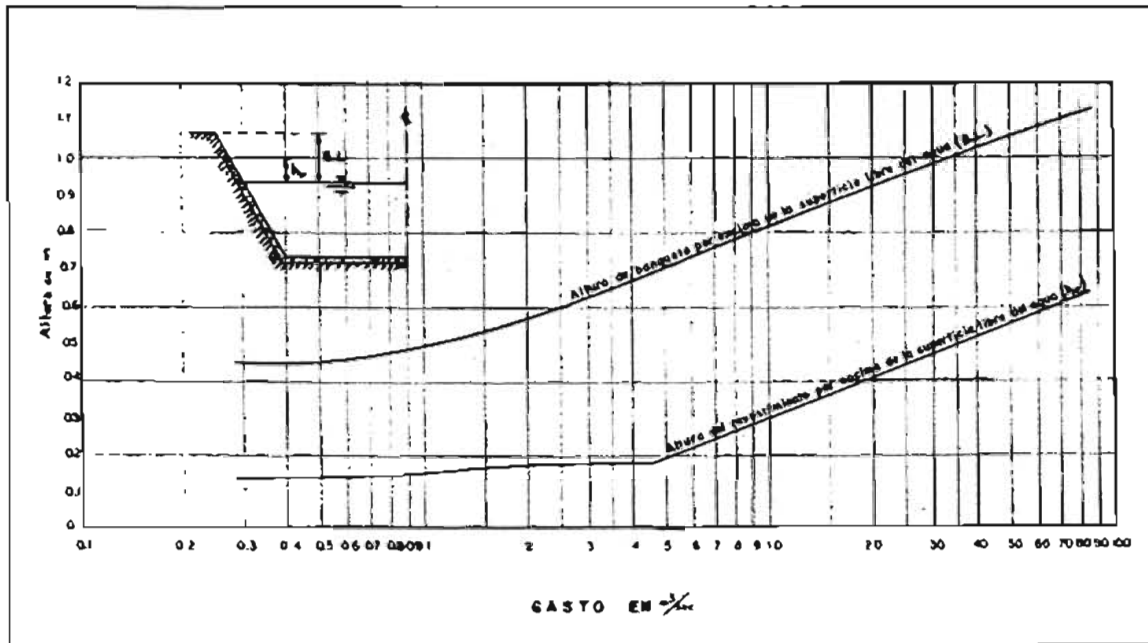


FIGURA 2.18 Bordo Libre y altura de banqueta recomendados para canales revestidos de concreto, U. S. Bureau of Reclamation

2.7 Geometría de sección, en topografía accidentada

2.7.1 Consideraciones generales

En general, el canal de conducción en una cuenca de montaña, es la obra que requiere de las mayores inversiones comparado con las demás obras civiles de un sistema hidráulico, ya que debido a su longitud y condiciones topográficas, los volúmenes de excavación, materiales de construcción, etc., superan en general al resto de obras civiles (obra de toma, cámara de carga o tanque de almacenamiento). En muchos casos el costo de inversión del canal será fundamental para establecer la viabilidad de un proyecto (en el caso de conducción).

Los canales en zonas de montaña se construyen generalmente de formas trapezoidales y rectangulares, los primeros en suelos con menor estabilidad relativa y los segundos en suelos con mayor estabilidad relativa o en suelos rocosos.

2.7.2 Secciones del canal en terrenos con pendiente

El trazado de un canal en terrenos de fuerte pendiente requiere de cuidados especiales, para evitar excesivos volúmenes de excavación y obras complementarias.

En zonas con pendientes no pronunciadas y estables, el canal puede desarrollarse por medio de secciones de corte total o secciones combinadas corte-relleno (*figura 2.19 a, b*). En los sectores empinados y estables resultará conveniente incorporar un muro en el sector exterior (*fig. 2.19 c, f*).

En terrenos de mayor pendiente, la topografía ofrece condiciones menos favorables, sin embargo, pueden considerarse las recomendaciones de M. Grishin:

En sectores descubiertos o desnudos convendrá el corte parcial y construir un muro de retención en el sector exterior. Si el terreno cuenta con un estrato aluvial o de suelo menos estable, se incorporará un muro de protección en el sector interior sobre el talud del canal para asegurar la estabilidad del estrato y evitar el ingreso de grandes cantidades de sedimento (fig.2.19 e). Otra variante será la construcción de una cubierta superior (o tapa) de concreto armado, principalmente en sectores con suelos que presenten avanzados procesos de erosión laminar. En estos casos conviene dotar a la superficie exterior de la cubierta de una rugosidad mayor a la rugosidad del medio físico; con esta medida se evitará la aceleración del flujo que se desarrolle en época de lluvias y por lo tanto se reducirán las posibilidades de erosión local.

Otra geometría que pudiera adoptarse es en los sectores rocosos con taludes de gran pendiente, donde el canal podrá formarse por medio de un túnel parcial (*fig.2.19 d*); en este caso convendrá enlucir el perímetro de manera que se reduzca la rugosidad y las pérdidas por infiltración.

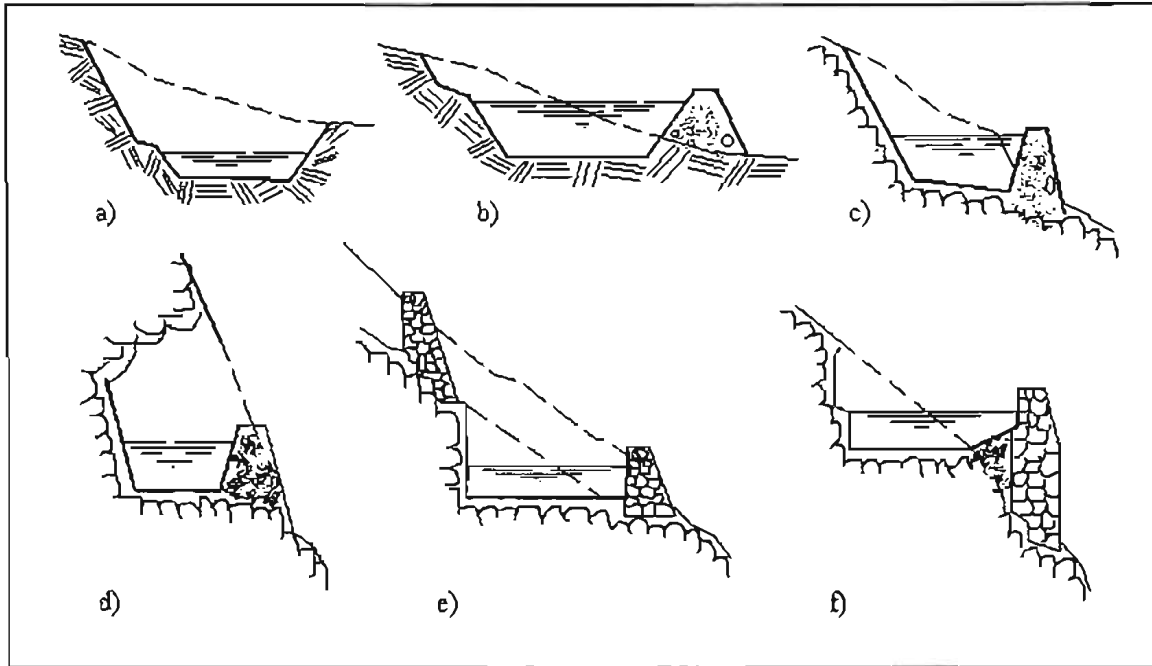


FIGURA 2.19 Posibilidades de sección, para el trazo de un canal, (M. Grishin)

El diseño de un canal incorporará las medidas necesarias para evitar la sobresaturación de los taludes adyacentes por efecto de precipitación pluvial, entre otras, se puede mencionar el sistema de drenaje conformado por canales recolectores y alcantarillas, que se encargarán de conducir las aguas pluviales hacia cursos de agua cercanos. En la medida de lo posible, se complementará con medidas que permitan la protección de los suelos en los sectores contiguos al canal por medio de medidas biológicas (cobertura vegetal), combinadas con aplicaciones artificiales de protección adicional, por ejemplo: malla alveolar de geotextil.

Algunas recomendaciones generales para el diseño de canales, que será importante considerar, las dan Fortier y Acobey, conclusiones obtenidas a partir de la observación de un gran número de canales, a saber:

- *El material de los sedimentos asentados en los canales, tiene diferentes tamaños, de manera que las partículas pequeñas rellenan los intersticios, conformando una capa más densa y estable. Los coloides presentes en el material sedimentado, tienden a cementar las partículas de arcilla, cieno, arena y grava, incrementando la resistencia a la erosión.*
- *Los canales de riego se calculan para las condiciones de velocidad admisible, en el entendido que el caudal máximo de flujo se alcanzará de manera gradual, al incrementarse paulatinamente la demanda de agua de las zonas de riego. Durante este período el perímetro mojado se irá asentando, incrementando la resistencia a la erosión.*
- *Los canales para centrales hidroeléctricas probablemente trabajen con el caudal máximo de proyecto en un corto tiempo, por lo que será conveniente aplicar una velocidad de diseño más conservadora.*

- *Se recomienda en canales nuevos, controlar el escurrimiento en velocidades menores a la máxima admisible, por medio de las compuertas de control.*

Por último y para finalizar este capítulo, plasmamos en estos últimos párrafos, algunos otros puntos importantes que a nuestro juicio deben ser considerados durante el diseño de un canal, según el uso y las condiciones físicas en donde éste vaya a ser alojado; comenzando por concluir que, en todos los casos se deberá incorporar elementos que permitan la limpieza periódica de los sedimentos que se acumulen en los sectores bajos a consecuencia de las reducidas velocidades de flujo que se presenten durante la operación del sistema.

La presencia de depresiones, cursos de agua o accidentes topográficos, incorporan condiciones límites especiales y particulares a un canal, de manera que será necesario considerar elementos complementarios (acueductos, sifones, transiciones etc.), que permitan superar estos obstáculos.

Se puede mencionar a las caídas y a las rápidas, como las transiciones que con mayor frecuencia se presentan en canales de montaña. Estas estructuras pueden utilizarse en los casos de desniveles originados por las características topográficas, de igual modo, las transiciones se aplican en entradas o salidas de estructuras específicas de un sistema hidráulico y alcantarillas en carreteras.

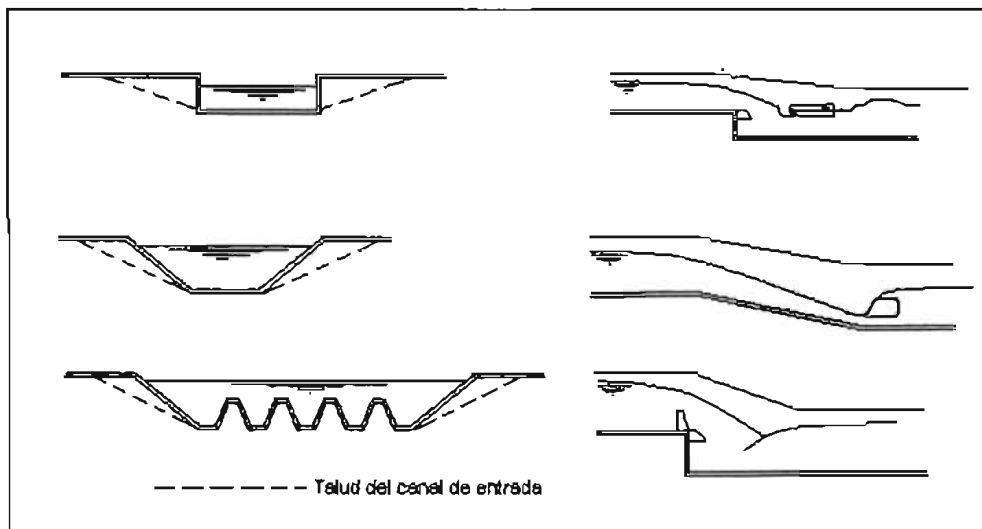


FIGURA 2.20 Algunos tipos de transiciones

3. FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA

3.1 Aspectos generales

3.1.1 Antecedentes

En las obras de captación para el aprovechamiento de corrientes superficiales es común que se presente acumulación de azolve. Esto se debe, a que generalmente para el control de la captación, son convenientes bajas velocidades o simplemente velocidades que propician la sedimentación de materiales acarreados por la corriente.

La acumulación de azolve en las estructuras, conlleva a tener problemas en el funcionamiento de la propia obra, así como la reducción en la eficiencia dentro del sistema de aprovechamiento, produciendo altos costos de operación y conservación para ambos.

La cantidad de azolve que se puede presentar en una estructura de aprovechamiento (cualquiera que esta fuera), estará determinada principalmente por factores tanto regionales como locales, tales como: la geología de la cuenca y cauce, zona del río donde se ubica la estructura, vegetación en la cuenca, etc.

En general, el daño que los azolves pueden causar a las estructuras se prevé tomando medidas, ya sea para que dentro de un periodo razonable de tiempo, el daño no llegue a sentirse, por ejemplo, las presas de almacenamiento y/o generadoras, cuentan con el umbral de la obra de toma por encima del nivel pronosticado de azolves (durante la vida útil de esta). O bien, permiten una limpieza periódica de los azolves, mediante estructuras de limpia; y así, evitar daños dentro del sistema de aprovechamiento.

La estructura de limpia propiamente dicha, es la parte en la que se encuentran las compuertas de control, las cuales se mantienen cerradas (para el caso de riego o agua potable, en el caso de generación pueden encontrarse abiertas) mientras pasa el agua hacia la obra de toma.

Así pues, la limpieza se lleva a cabo cuando estas compuertas de control son abiertas, atendiendo a que haya suficiente agua en el escurrimiento que permita desalojar toda la acumulación de azolve que se tenga en la obra de toma.

3.1.2 Obra de toma y estructura colectora

A partir de la toma, se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la obra, pues ella, alimentará un sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc.

Los diferentes tipos de obras de toma han sido desarrollados sobre la base de estudios en modelos hidráulicos, principalmente en aquellos aplicados a corrientes con gran transporte de sedimentos.

En el caso de sistemas en cuencas de montaña, debido a las condiciones topográficas, las posibilidades de desarrollo de embalses son limitadas. Por tal motivo, es usual la derivación directa de los volúmenes de agua requeridos y conducirlos a través de canales, galerías y/o tuberías, para atender la demanda que se presenta en el sistema de recepción (agua potable, riego, energía, etc.).

Cada intervención sobre el recurso hidráulico, origina alteraciones en el régimen de caudales aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores.

La obra de toma adquirirá una conformación según la naturaleza del recurso que se pretende utilizar. En general se pueden considerar tres tipos: recurso superficial, recurso subsuperficial y recurso subterráneo.

Este capítulo tiene por objeto describir de manera detallada, los principios básicos de operación de una estructura de limpia, esto incluye definitivamente a la obra de toma, bocatoma o estructura colectora. Así que únicamente se estudian en este capítulo, las obras concernientes al aprovechamiento del recurso superficial. Más específicamente, aquéllas que trabajan a superficie libre. Por consiguiente, la obra de toma, se estudiará como parte del sistema de limpieza y no únicamente como estructura para desviar el recurso hacia algún sistema de aprovechamiento determinado.

3.1.2.1 Obras de toma superficiales

La obra de toma superficial es el conjunto de estructuras que tiene por objeto desviar las aguas que escurren, hacia el sistema de conducción.

Considerando al río como parte del sistema ecológico, la obra de toma se constituirá en un obstáculo para el libre escurrimiento del agua o en una intervención sobre un medio natural, que dará lugar a modificaciones del estado de equilibrio.

Para la toma, el curso natural es el medio que satisfecerá las necesidades de agua del sistema receptor. El primer concepto se limita únicamente a la naturaleza y sus leyes, el segundo presenta al hombre y sus objetivos.

Esto significa, que la utilización del agua a través de la toma tendrá consecuencias sobre el curso natural en cuanto a su morfología, régimen de escurrimiento, área de influencia respecto al equilibrio de sus suelos, nivel de aguas subterráneas, etc, se refiere. Por lo tanto, es necesario conocer previamente las características y condiciones que ofrece el río que se piensa aprovechar.

De esta manera el diseño de la obra de toma deberá realizarse tomando en cuenta las condiciones naturales existentes, los procesos que están en desarrollo y a los impactos posteriores que se generarán a consecuencia de la intervención.

En el ámbito de la irrigación, el diseño más rudimentario consiste en una simple apertura en el curso natural, orientando el flujo hacia el sistema de conducción (normalmente un canal).

Para proteger la toma de caudales en exceso y materiales de arrastre durante crecidas, la toma se orienta aproximadamente de manera perpendicular a la dirección de flujo. Las tomas tradicionales que se utilizan para el riego de pequeñas parcelas, incorporan además bloques de piedra, alineados diagonalmente (espigones) cubriendo en muchos casos toda la sección. En estos casos, la toma es ubicada frecuentemente utilizando los accidentes naturales del terreno de manera que pueda servir de ayuda frente a las crecidas. Por ejemplo, este podría ser ubicado detrás o debajo de un sector rocoso.

Por último, se comenta que las técnicas para lograr la derivación, no se diferencian de gran manera en los casos de tomas para conducción de agua potable, para riego o generación de energía.

3.1.2.2 Disposición de las obras

En general, la obra de toma está constituida por un órgano de cierre, estructuras de control, colectora, de limpieza, seguridad y la bocatoma.

Cada uno de los elementos indicados cumple una función o misión específica, a saber:

- El órgano de cierre tiene por objeto elevar el nivel del agua, de manera que permita el desvío de los volúmenes de agua requeridos.
- Las estructuras de control permitirán la regulación del ingreso de las aguas a la obra de conducción.
- La estructura colectora, tiene como finalidad captar todo el material de arrastre de fondo que entra a la toma, además sirve para atrapar una buena parte del material en suspensión, ya que en su recinto se propician velocidades que permitan la sedimentación.
- Las estructuras de limpieza serán elementos estructurales que puedan evacuar los sedimentos que se acumulan inmediatamente aguas arriba del órgano de cierre.
- Las estructuras de seguridad evacuarán las aguas que superen los volúmenes requeridos por el sistema receptor.
- La bocatoma será el elemento que permita el ingreso de agua de captación hacia la estructura de conducción.

El funcionamiento de estos elementos, ya sea de manera combinada o individual, deberá lograr el objetivo principal de su aplicación y al mismo tiempo no deberá originar fenómenos negativos a la propia seguridad de las obras civiles ni al medio físico que se encuentra bajo su influencia directa o indirectamente. En general el diseño de la obra de toma debe considerar los siguientes aspectos:

- No debe generar perturbaciones excesivas.
- No debe generar choques excesivos sobre las paredes de las estructuras.
- No debe generar cambios bruscos en la dirección general de escurrimiento.
- Debe devolver las aguas en exceso al río sin originar solicitaciones que excedan las que puede resistir el medio físico.
- Debe permitir una transición gradual del flujo desde el curso natural hacia la bocatoma.

Naturalmente, no es posible en muchos casos cumplir todas las condiciones al mismo tiempo, por lo cual se sacrificarán algunas bajo compromiso, es decir tomando medidas complementarias que logren mitigar las eventuales consecuencias negativas.

3.1.2.3 Canal desarenador

Esta estructura consiste fundamentalmente en un canal de sección rectangular, localizado frente a la obra de toma (bocatoma) que, preferentemente deberá quedar alojado en forma paralela al eje del río.

Dependiendo de las cantidades de azolve que se puedan presentar y cuando las características topográficas del cauce del río sean propicias, se construyen desarenadores muy amplios para que el río desarene parcial o totalmente en la anchura del cauce, mediante la abertura de algún sistema de control del paso del agua (Fig. 3.1).

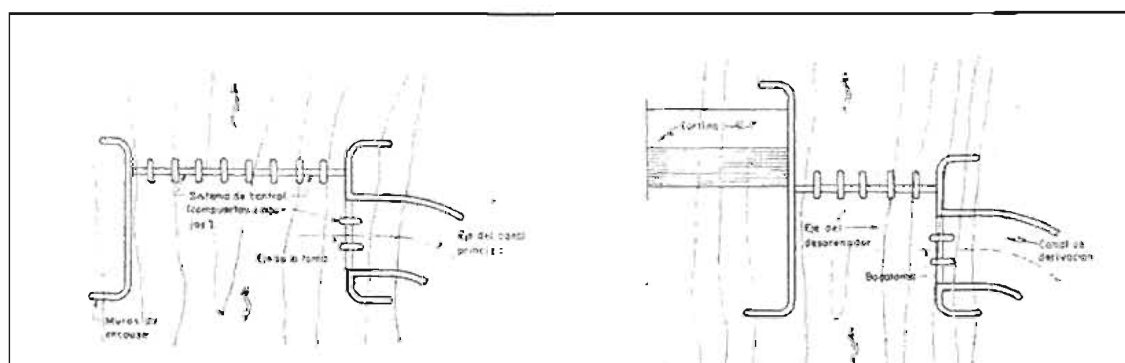


FIGURA 3.1.A Canal desarenador, para limpia parcial y total del ancho del cauce

En otros casos, además del desarenador, se le provee a la bocatoma de un sistema de cribas para impedir el paso de acarreo a la misma y propiciar su decantación ante la toma. Así se logra facilitar el desalojo de acarreo de manera periódica (Fig. 3.1.B). O bien en ocasiones se diseñan estructuras como la mostrada en la figura 3.1.C, donde a la toma para el sistema de aprovechamiento, se le antepuso un vertedor, para evitar el paso de acarreo de tamaño grande y facilitar la limpieza periódica.

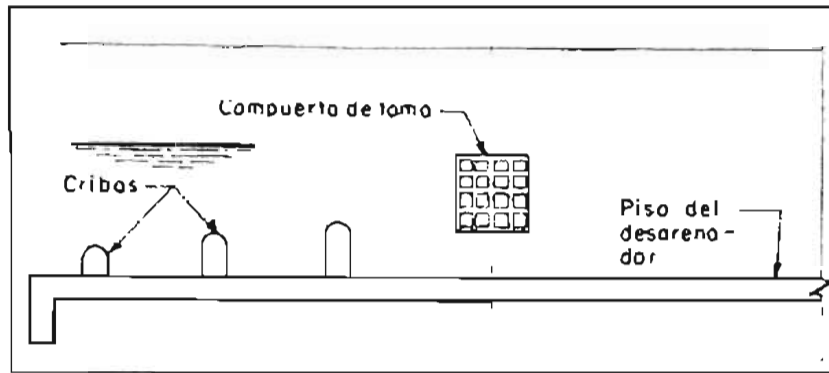


FIGURA 3.1.B Sistema de cribas antes del canal desarenador

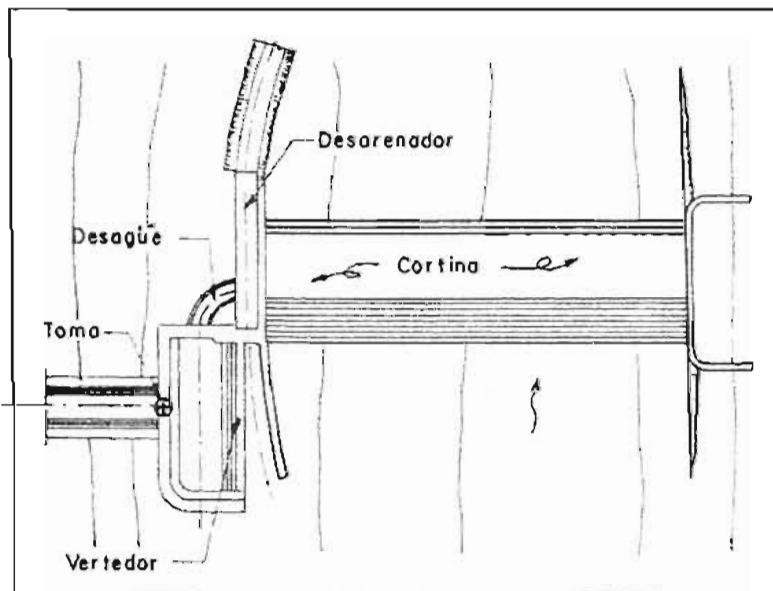


FIGURA 3.1.C Obra de toma con vertedor en el desarenador

Generalmente, la obra de toma para fines de aprovechamiento, ya sea para riego o agua potable quedará ubicada en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el desarenador, tratando de esta manera, evitar la entrada de azolves a la conducción (Fig. 3.2).

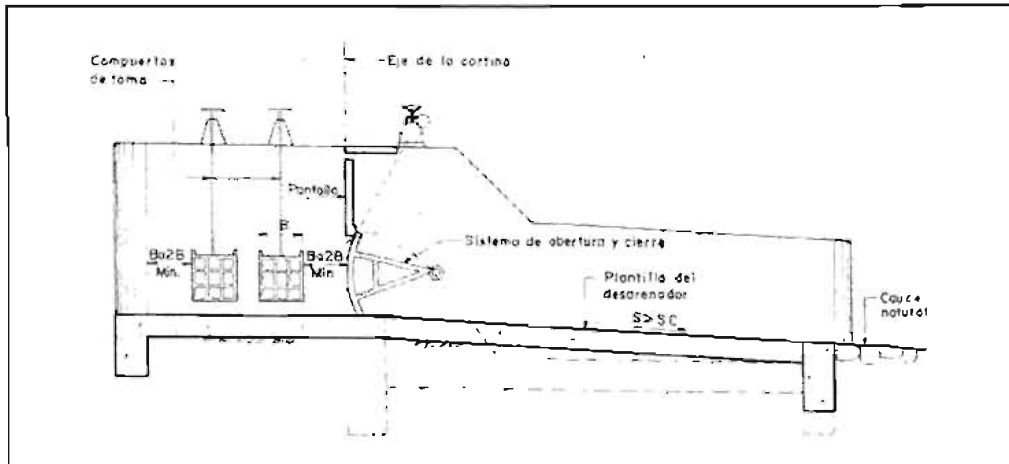


FIGURA 3.2 Corte longitudinal de un desarenador

En el caso de aprovechamientos con fines de generación eléctrica, el canal desarenador puede o no encontrarse dentro de la estructura colectora u obra de toma. Esto se debe a que en una central hidroeléctrica, el desarenador puede funcionar como desfogue de fondo, de acuerdo a la naturaleza del proyecto.

O bien, puede existir una estructura de limpia fuera de la obra de toma además de la que se tenga dentro de ella, con el propósito de deshacerse de los sedimentos más gruesos tal y como se muestra en la figura 3.3, en donde se aprecia una combinación de compuertas desarenadoras con estructuras que encausan el agua de forma paralela al escurrimiento (similar a los esquemas de la fig. 3.1), con un canal desarenador (el cual evitará el paso de sedimento hacia el sistema de aprovechamiento) dentro de la obra de toma.

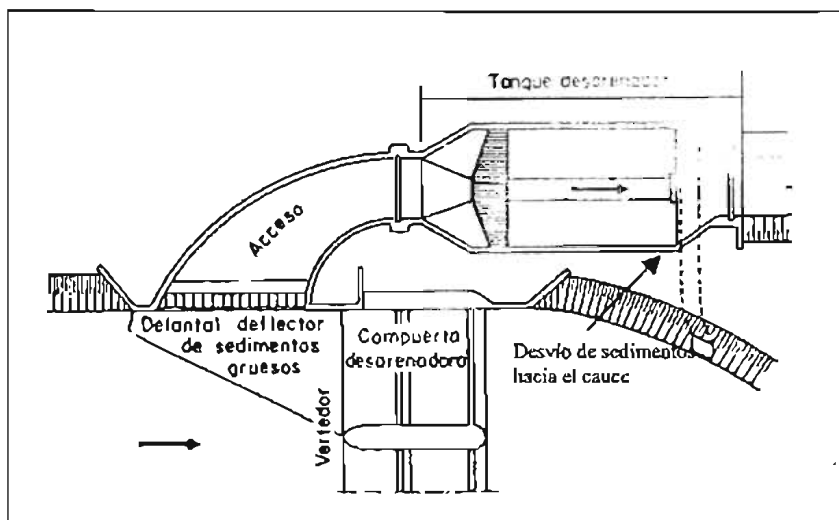


FIGURA 3.3 Arreglo con combinación de compuertas desarenadoras y desarenador en estructura colectora

3.2 Funcionamiento hidráulico de la obra de toma superficial

3.2.1 Generalidades

La obra de toma o estructura colectora, como parte del sistema de limpieza, tienen la finalidad de captar la mayor parte del material de arrastre de fondo y en suspensión, susceptible a ingresar al sistema de conducción para cualquier tipo de aprovechamiento.

El movimiento de sedimentos en la zona de influencia de esta estructura, aún no está definido con claridad, sin embargo, el comportamiento del material de arrastre juega un papel relevante en el éxito o el fracaso de una obra de toma.

Si un río (sobre todo de montaña) acarrea mucho azolve, la captación deberá localizarse preferentemente en el lado exterior de alguna curva; esto, se fundamenta con el efecto que una curva puede ejercer sobre el flujo.

La ubicación de la toma y su disposición con relación a la dirección del flujo, será de verdadera influencia para el comportamiento del movimiento de los sedimentos. Habermas en 1935, realizó investigaciones de las relaciones entre la derivación de caudales líquidos y sólidos con las formas de captación superficial. Este investigador comparó una gran cantidad de formas de río y obras de toma, demostrando la gran influencia entre las condiciones de movimiento de sedimentos y la ubicación de la toma.

3.2.2 Análisis

Se inicia considerando el caso de un curso natural rectilíneo, en el que se aplica una derivación con un determinado ángulo respecto al eje del río.

La derivación del caudal desarrolla un punto de remanso, en el cual se presenta la separación del flujo en dos partes. La primera, con un caudal Q_u , cuyo movimiento sigue la trayectoria original y, una segunda con un caudal derivado Q_a .

A consecuencia de esta separación del flujo y a partir del punto de remanso, se forma una línea-frontera que cubre un sector en el que se presenta la separación de las líneas de escurrimiento.

El punto de remanso abarca una zona que se desplaza hacia aguas arriba, disminuyendo gradualmente su influencia, formando así, una línea-frontera o plano-frontera.

El caudal Q_a origina cambios en la dirección de flujo, lo que favorece a la formación de una corriente secundaria, la cual con la superposición del flujo principal, genera un movimiento en espiral, que se desplaza desde la superficie hasta el fondo.

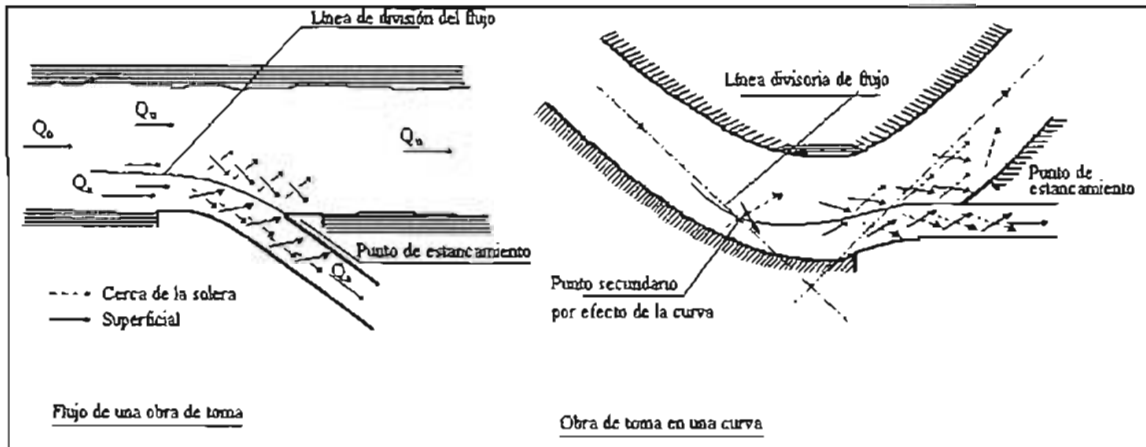


FIGURA 3.4 Orientación del flujo en una obra de toma superficial

Por el contrario, el caudal Q_u , conlleva a una ampliación de la sección, generando como consecuencia, un flujo secundario a manera de espiral desde la base hacia la superficie.

De esta manera se producen dos flujos en espiral con gran turbulencia a lo largo de la línea-frontera. En un primer caso conduciendo los sedimentos hacia el sistema de conducción en proporción directa al caudal Q_a y en segundo, alejándolos de la misma línea por el caudal Q_u .

La magnitud de los volúmenes de sedimento en movimiento será función también de los valores que alcancen las velocidades de flujo que se desarrollen y por lo tanto de las consiguientes tensiones de corte dentro del cauce.

De acuerdo al análisis anterior, es necesario considerar dos aspectos para reducir el ingreso de material al sistema de conducción:

- Favorecer al desarrollo del flujo con caudal Q_u .
- Reducir las posibilidades de formación del flujo con caudal Q_a .

En los casos en los que el caudal de derivación sea pequeño en comparación con el caudal del curso natural, estos criterios carecen de significado.

Como vemos, el desarrollo de una curva favorece a la generación del flujo secundario. Por lo que la ubicación de la toma en la ribera exterior de una curva, permite a este sector ser el más favorable para emplazar la toma, debido a que el flujo secundario se expresa en su plenitud a consecuencia del efecto de la misma. Según Garbrecht, "el efecto de curva se manifiesta hacia abajo en una distancia equivalente a dos veces el ancho del río desde el vértice de la curva".

Así pues, ubicar la toma en la ribera interior de una curva en un escurrimiento, significaría inhabilitar rápidamente el sistema de captación, debido a los procesos de sedimentación que en esa zona se presentan.

3.2.3 Criterios de diseño para obras de toma en derivación

Sokolov propone un ángulo de derivación ψ_1 (Fig. 3.5), el cual se obtiene con la ecuación 3.1.

$$\cos \psi_1 = \varepsilon \left(1 - \frac{y_f - y_c}{y_f} \right) \cos \psi \quad (3.1)$$

donde

- | | |
|-------------------------|--|
| $\varepsilon = b_c / b$ | coeficiente de contracción a la entrada, con valores de 0.8 y 0.4 para ángulos de derivación comprendidos entre 30 y 90° respectivamente |
| y_f | tirante en el río cerca del umbral, m (Fig. 3.6) |
| y_c | tirante sobre el umbral de entrada (calculado a partir del teorema de Bernoulli), entre el río y el canal de acceso, m. Se recomienda que $v_c = 0.75$ m/s |
| ψ | ángulo de entrada de la corriente obtenido de la red de flujo, ° |

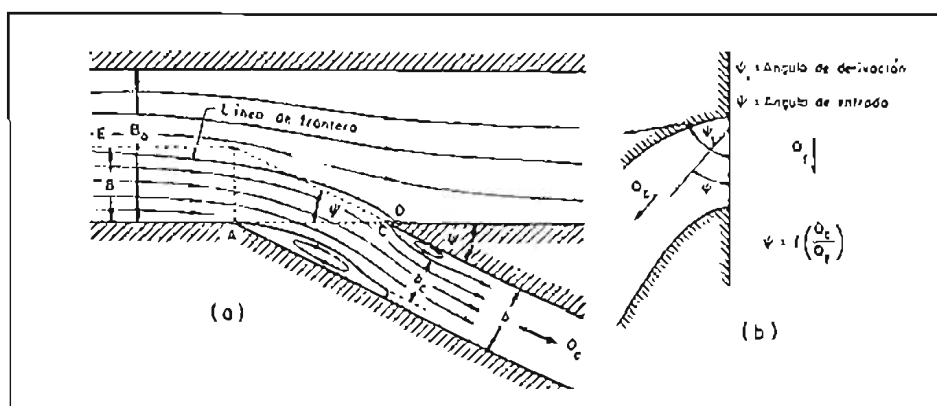


FIGURA 3.5 a) Derivación; b) Variables que intervienen para la determinación geométrica

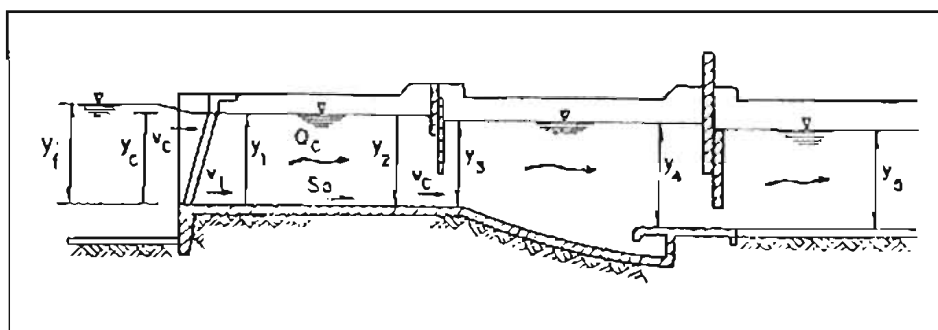


FIGURA 3.6 Perfil longitudinal de una estructura colectora

El área necesaria sobre el umbral de entrada se obtiene a partir de la ecuación de continuidad (Ec. 2.3):

$$A = \frac{Q}{V}$$

Normalmente se trata de secciones rectangulares, lo que significa que $Ac = BcYc$ de acuerdo a la figura 3.6, entonces, despejando Bc y sustituyéndolo en la ecuación de continuidad junto con la velocidad recomendada de entrada $v = 0.75$ m/s se llega a la obtención de la ecuación 3.2.

$$Bc = \frac{Qc}{0.75y_c} \quad (3.2)$$

Siguiendo con la figura 3.6, es posible calcular las condiciones hidráulicas a lo largo de la estructura, utilizando la ecuación de Bernoulli (Ec. 2.8) y el principio de continuidad, atendiendo a que se satisfaga las condiciones para el gasto máximo Qc en la toma. Considerando además, las pérdidas debidas al cambio de dirección de la corriente y a las producidas por el impacto y la formación de flujos secundarios en las mismas:

$$\Delta h_d = \frac{v_c^2}{2g} - \varepsilon \frac{v_f^2}{2g} \quad (3.3)$$

donde

v_f velocidad del agua en el río
 $v_c = 0.75$ m/s
 ε varía entre 0.8 y 0.4

Así como las pérdidas de carga debidas al efecto de la contracción o ampliación de la sección dentro del canal:

$$\Delta h_c = k_c \frac{v_c^2}{2g} \quad (3.4)$$

Sin olvidar aquellas pérdidas que se originen por estructuras adicionales; en este caso (figura 3.6), se cuenta con un sistema de rejillas a la entrada.

Se ha demostrado con investigaciones que el ángulo de derivación ψ_1 , varía con la relación del gasto extraído (Qc), al gasto total original (Q). Así pues, es de primordial importancia elegir la dirección correcta del umbral de acceso (ψ_1), ya que la cantidad de sedimentos transportados hacia el canal, se reduce un poco por el uso de ángulos comprendidos entre los 30 y 90°. De acuerdo a lo anterior, el ángulo ψ_1 , se debe determinar con el gasto mínimo de operación; se recomienda que sea del orden de los 30°.

Como se puede apreciar, la magnitud del flujo secundario en una curva y la intensidad del movimiento del sedimento, dependen del ángulo de derivación. Ahora bien, si se trata de emplazar una obra de toma en la ribera externa de una curva, los parámetros anteriores, estarán en función del radio y ángulo de curvatura.

Müeller, establece que para curvas suaves (relación radio-ancho > 7:1) y/o curvas muy cortas ($\alpha < 30^\circ$), el efecto de esta no se desarrolla plenamente, siendo necesario considerar obras complementarias para generar un mejor desarrollo del efecto de curva.

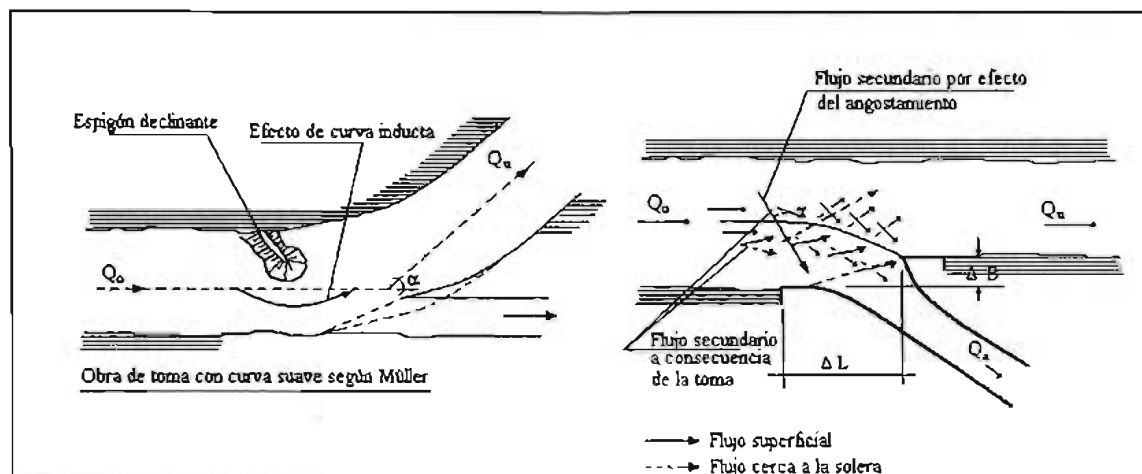


FIGURA 3.7 Obras de toma en una curva suave (Müeller) y en un estrechamiento

La incorporación de un espigón declinante en la ribera interior, puede forzar el efecto de curva y por lo tanto generar la desviación del sedimento hacia el sector interior de la curva.

En tramos relativamente rectos y con pendiente pronunciada, se presentan normalmente dificultades de ubicación de la toma. En estos casos se podría buscar un tramo más angosto.

En un estrechamiento se generan corrientes secundarias, que se intensifican en el fondo cerca a la toma, lo cual tiene como consecuencia el movimiento del sedimento hacia la ribera contraria. Este efecto, es aún más intensivo mientras mayor magnitud alcance la relación. De manera aproximada, estrechamientos con $\frac{\Delta B}{\Delta L} \leq 1/10$, prácticamente no originan corrientes secundarias, funcionando de la misma manera que un curso recto.

En los casos en los que no sea posible aplicar la anterior solución, se podría considerar medidas de corrección en el escurrimiento que generen situaciones similares al movimiento en curvas.

Esta medida artificial (crear una curva en un tramo recto) trae consigo nuevas solicitaciones sobre el perímetro mojado, expresadas en erosiones locales que podrían

profundizar el lecho. Por consecuencia será necesario tomar medidas complementarias de protección en zonas ubicadas aguas abajo y aguas arriba de la obra de toma (Fig. 3.8, a).

Otra posibilidad de utilizar un tramo recto, es propuesto por Habermaas. Este investigador recomienda considerar alternativamente la construcción de un canal lateral que cumpla las condiciones favorables que ofrece un tramo en curva (Fig. 3.8, b).

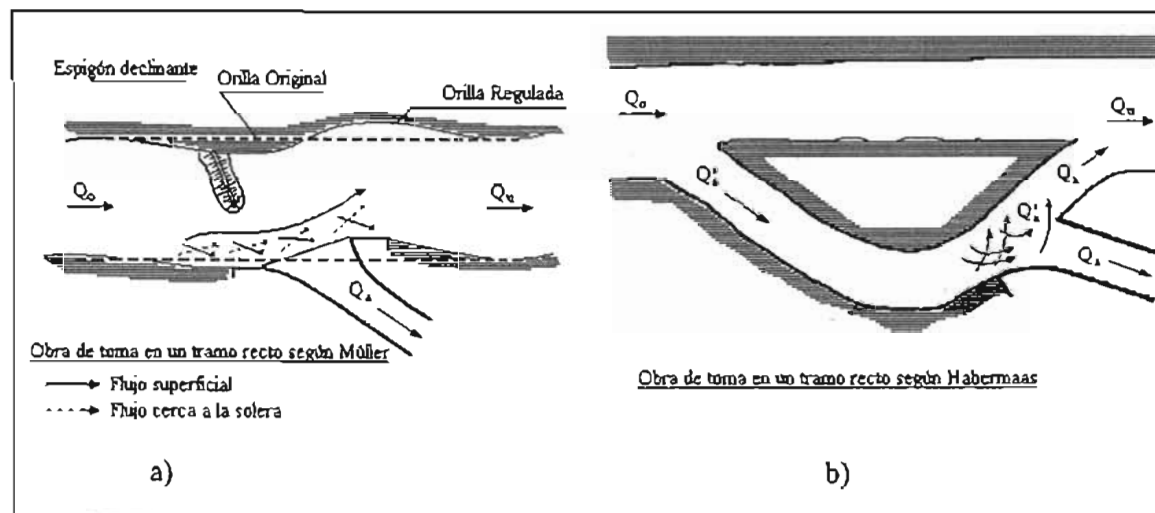


FIGURA 3.8 Obras de toma según Müller y Habermaas

Tendrá que estudiarse en cada caso, las posibilidades físicas de aplicación de esta solución, resolviendo al mismo tiempo las consecuencias sobre el escurrimiento en el tramo considerado, principalmente en lo que al transporte de sedimentos se refiere.

Por tal motivo, es necesario para la elección del tipo de obra de toma, considerar el movimiento de los sedimentos atendiendo a los dos siguientes conceptos:

- *Desviación de los sedimentos*

Para este caso los estudios de investigación indican que el sedimento, a través de la aplicación de obras apropiadas como traviesas, muros guía, canales de fuga, etc., puede ser alejado con éxito de la toma, dependiendo del diseño de estas obras.

- *Conducción del sedimento*

Con este método, se logra conducir las dos fases de flujo (flujo líquido y sólido) a la toma, y luego separar la fase sólida para su posterior evacuación. Una solución podría consistir en sistemas de toma con doble fondo y muros de separación horizontales. Además de considerarse la incorporación de desarenadores que permiten atrapar el sedimento para luego evacuarlos del sistema de conducción.

Esta posibilidad no se enmarca dentro de los principios de captación de agua sin material de arrastre, sino que se mantiene como obra complementaria, dependiendo de la calidad del agua.

Grischin, plantea una pared curvada a manera de espigón, cuya misión es conducir las aguas hacia la toma y al mismo tiempo generar corrientes secundarias.

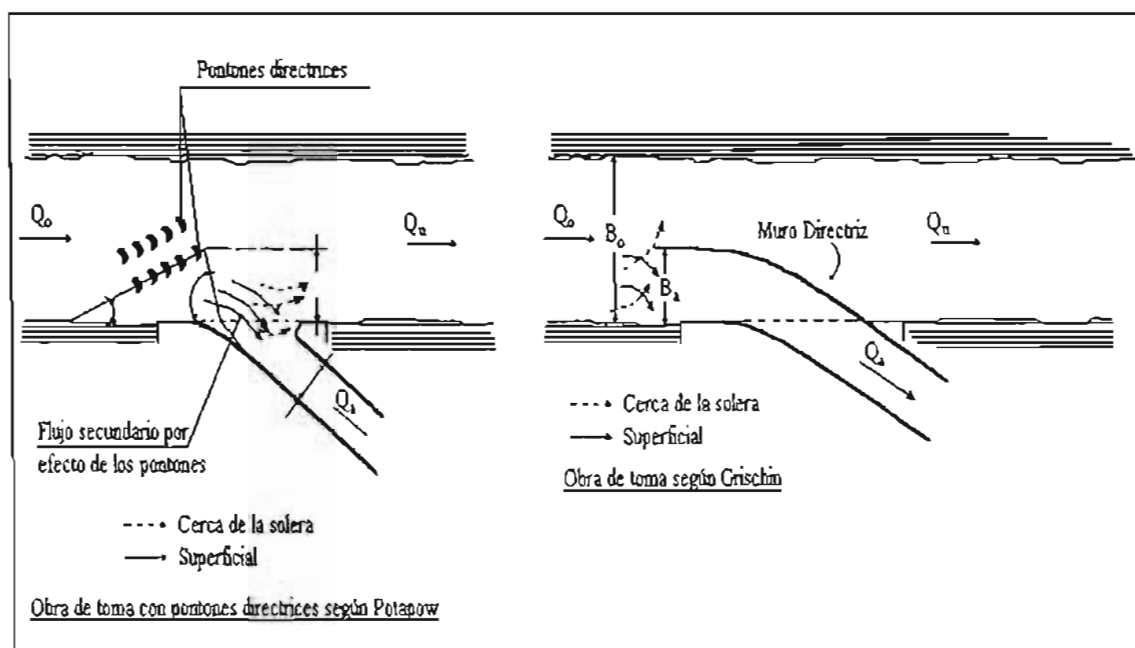


FIGURA 3.9 Obras de toma según Potapov y Grischin

La diferencia principal con un espigón convencional consiste en que esta obra pretende dosificar el caudal de toma. Lo cual se consigue manteniendo las siguientes relaciones:

$$\frac{Q_a}{B_a} < \frac{Q_0}{B_0} < \frac{Q_s}{B_0 - B_a}$$

Rouvé plantea un principio similar que consigue el mismo efecto buscado por Grischin, pero al mismo tiempo logra una gran independencia del caudal de toma. Para este caso se recomienda mantener las siguientes relaciones:

$$\frac{Q_a}{B_a} < \frac{Q_0}{B_0} < \frac{Q_0 - Q_a}{B_0 - B_a}$$

Con la ayuda de una estructura de regulación es posible alcanzar mejores condiciones de la relación Q_a/B_a en correspondencia con las condiciones límites que establecen los caudales Q_o y Q_a .

Una solución para desviación del sedimento es la incorporación de un travesaño de fondo delante de la entrada a la bocatoma.

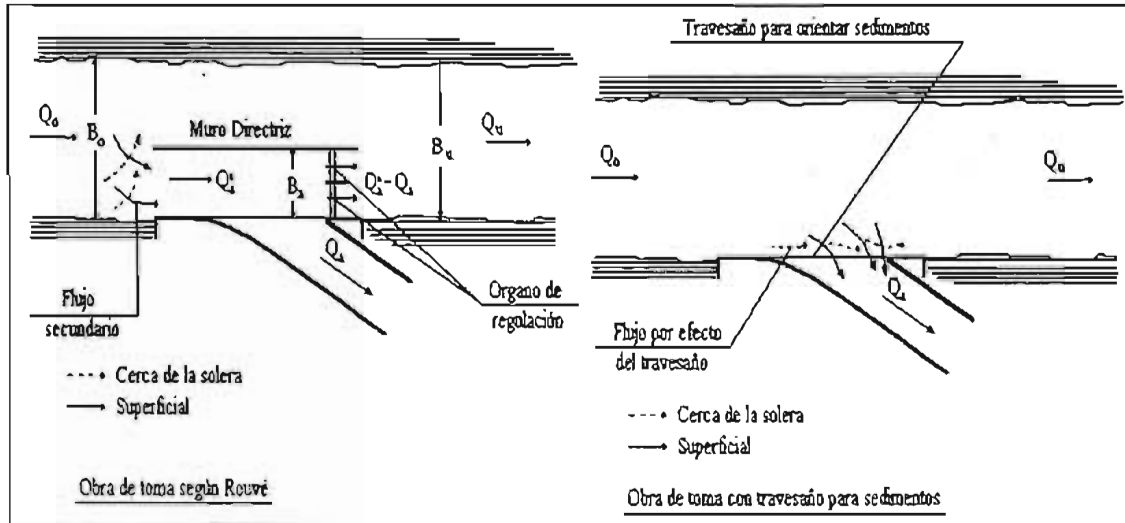


FIGURA 3.10 Obras de toma con travesaño para sedimentos (Rouve)

Con este sencillo método se busca generar también un flujo secundario, el escurrimiento agua-sedimento continúa según la trayectoria original, mientras que en la zona de influencia directa de la bocatoma, el flujo presenta un desvío hacia la misma, reduciendo las posibilidades de ingreso de material en acarreo.

Sin embargo, en la práctica el desarrollo del flujo es más complejo, ya que éste, será función de factores como: caudal sólido, caudal líquido, altura del travesaño, inclinación de la toma, rugosidad del canal, rugosidad del perímetro mojado del sistema de conducción, etc.

El travesaño por sí solo, no logrará los objetivos deseados, por lo que en general se complementa con una estructura transversal que incorpore al mismo tiempo un vertedor de excedencias y una estructura de limpieza de sedimentos.

La incorporación de los elementos indicados tiene los siguientes efectos:

- La combinación de la toma con una estructura transversal (cortina) otorga gran flexibilidad frente a un sistema sin regulación y permite asimismo tomar medidas de limpieza.
- La incorporación de la cortina, logra una desviación del flujo similar al logrado por una curva.

- El travesaño oblicuo refuerza este efecto en combinación con compartimientos que habilitan las pilas intermedias de la cortina sin modificar en gran manera la sección útil del flujo.
- Con ayuda del canal de limpieza entre la cortina y la toma, se logrará controlar la evacuación del sedimento que logre depositarse en la zona de la obra de toma.

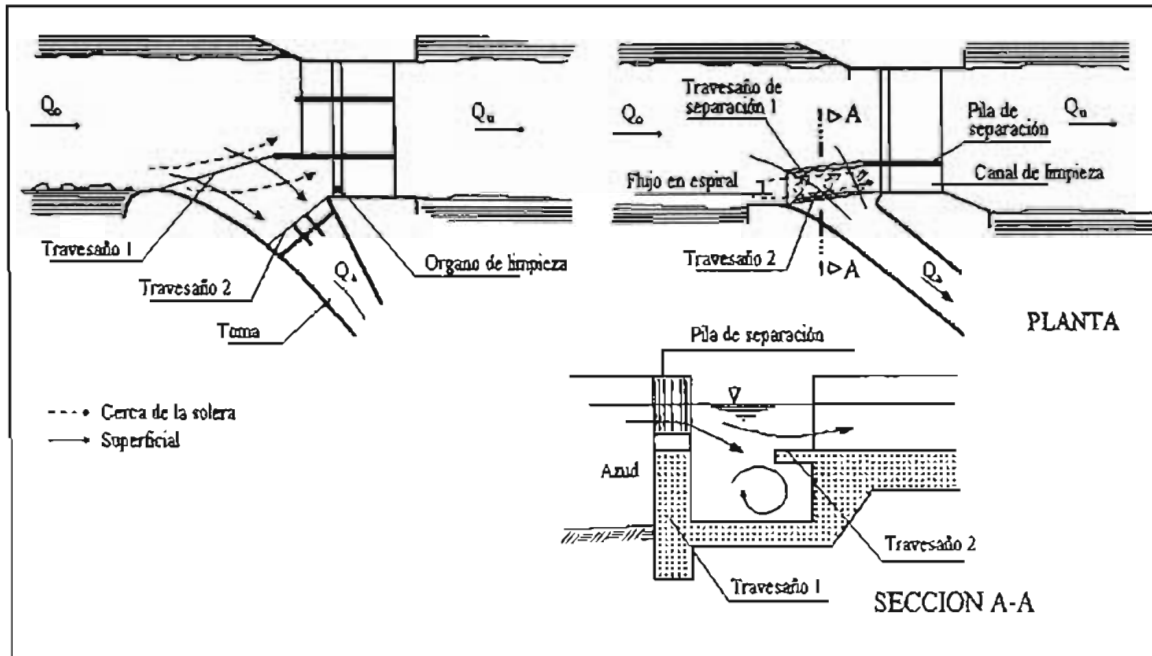


FIGURA 3.11 Obras de toma con travesaño y órgano de limpieza

Condición por la cual, Jaeger, de acuerdo al esquema presentado en la figura 3.3, sugiere una prolongación de la pila intermedia adosada en la compuerta desarenadora (Fig. 3.4), así, con esta compuerta cerrada, se producen bajas velocidades que evitan la entrada de gravas y arenas.

Para este arreglo, se deben tomar ciertas precauciones en el diseño hidráulico de la captación a fin de asegurar las condiciones de flujo supuestas en el diseño.

Si la obra de toma cuenta con un canal de limpieza (condición comúnmente encontrada) como lo muestra la figura 3.11 y 3.12, en este caso se permite el ingreso de sedimento a la toma, mismo que es evacuado posteriormente.

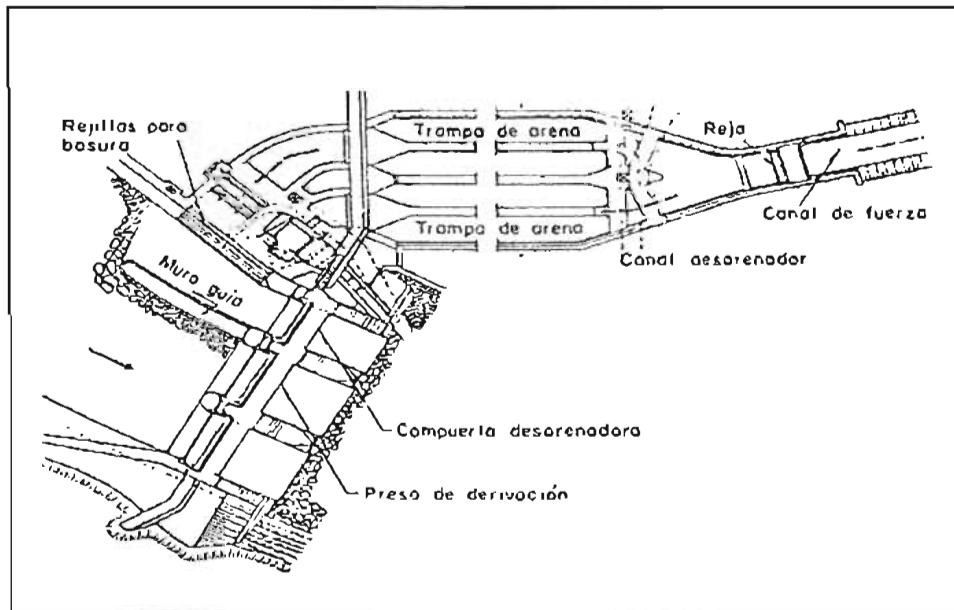


FIGURA. 3.12 Estructura colectora con obras complementarias para evitar el ingreso de grava y arena al sistema

Una condición importante para el funcionamiento del sistema de limpieza es la diferencia de energía entre la entrada y la zona de evacuación del sedimento. Sobre esta base se deberá prever entre la entrada y la salida del material granular, una zona de sedimentación temporal, la misma que deberá contar con las condiciones suficientes para una rápida evacuación durante la limpieza.

3.2.4 Criterios de diseño para obras de toma frontales

El principio de este tipo de obra de toma es lograr la captación de los caudales deseados sin la necesidad de cambiar bruscamente la dirección de flujo.

El cambio de dirección se presenta después de la bocatomá. La evacuación de los sedimentos se logra con ayuda de un separador horizontal, que aprovecha la disposición del flujo en dos fases: agua-sedimento.

A primera vista no existiría gran diferencia entre este tipo de toma y la toma por derivación superficial, sin embargo ambos principios son muy diferentes.

En el primer caso, la toma se fundamenta en el aprovechamiento o generación de corrientes secundarias que por un lado ofrecen tirantes mayores para la derivación y por otro alejan los sedimentos de la zona de la bocatomá. En el caso de la toma frontal, se espera que el sedimento, en forma de acarreo, escurra cerca del fondo, por lo que no se evita la aparición de cualquier forma de corriente secundaria.

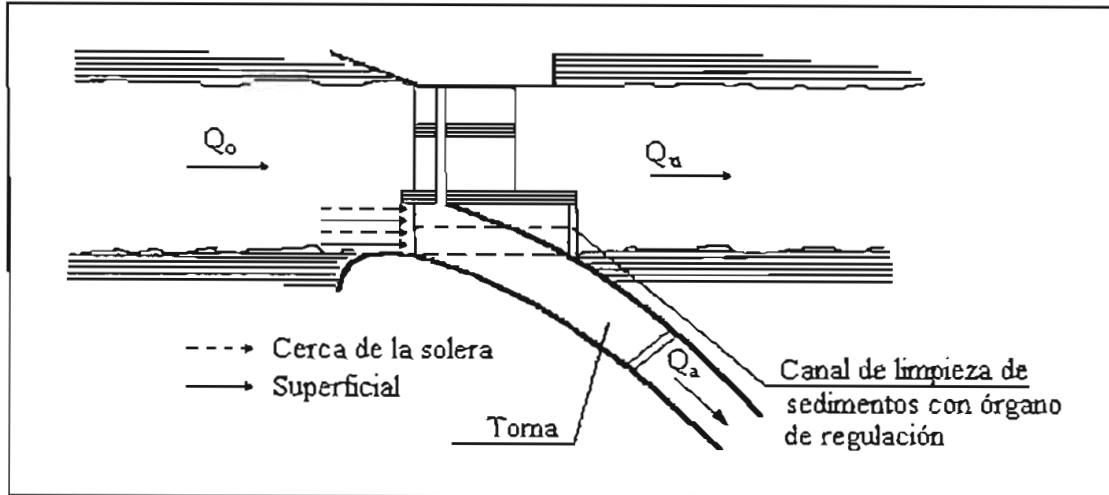


FIGURA 3.13 Obra de toma frontal con limpieza continua

El acoplamiento de una cortina en este tipo de toma es indispensable, porque de esta manera se podrá lograr, en la zona de movimiento de sedimentos, pendientes favorables a la evacuación de los mismos.

Los principios de este tipo de toma fueron desarrollados por ÇeÇen y Garbrecht, muchos de ellos fueron construidos en la República de Turquía.

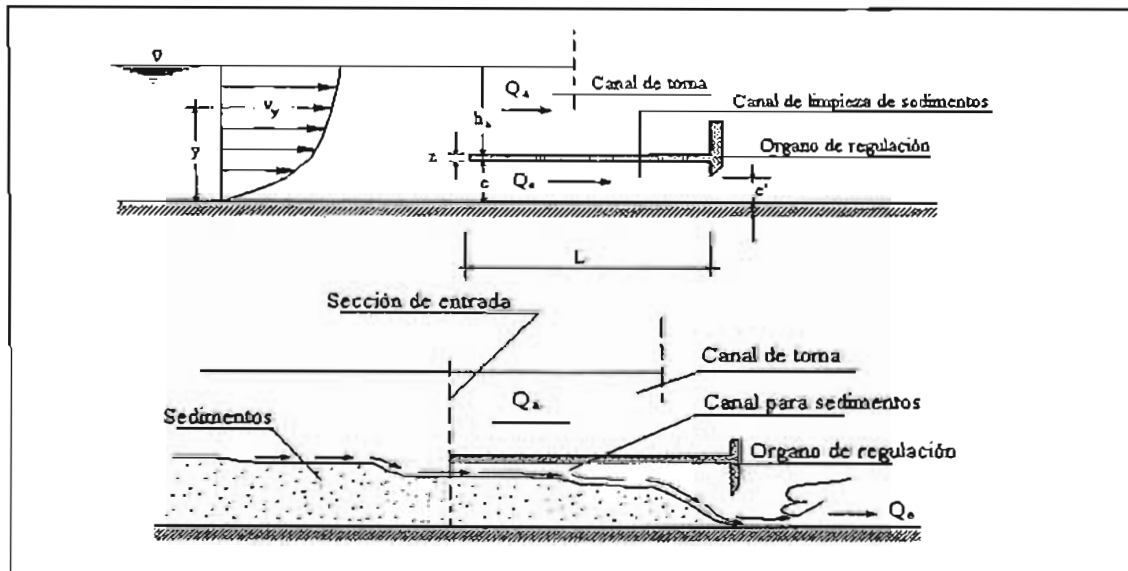


FIGURA 3.14 Esquema de obra de toma con limpieza continua de sedimentos

La figura 3.14, tiene su interpretación, basado en el siguiente análisis de funcionamiento:

- Ba Ancho del canal de conducción
 Be Ancho del canal de evacuación de sedimentos
 Be' Ancho del canal de evacuación de sedimentos en la zona de protección

Despreciando el efecto de abatimiento generado por las paredes:

$$Q_a = B_a \int_0^{h_a} v_y h_a dy = B_a h_a v_{am} \quad (3.5)$$

$$Q_e = B_e \int_0^e v_y e dy = B_e e v_{em} \quad (3.6)$$

Se puede aceptar la siguiente aproximación $v_{am} \approx v_{y=e}$, por lo que:

$$v_{y=e} = \frac{Q_{y=e}}{B_{y=e} h_{y=e}} = \frac{Q_a}{B_a h_a} \quad (3.7)$$

Asumiendo una distribución parabólica de la velocidad en la (e) y en la zona inferior de la sección (0), y sustituyendo la ecuación 3.7, se tiene que:

$$Q_e = B_e e \frac{2}{3} v_{y=e} = \frac{2}{3} B_e e \frac{Q_a}{B_a h_a} \quad (3.8)$$

Para un escurrimiento libre, aguas abajo de la zona de protección, y despreciando pérdidas por fricción:

$$Q_e = \mu_d B_e e' \sqrt{2g(h_a + e + z)} \quad (3.9)$$

Igualando las ecuaciones 3.8 y 3.9, resulta la altura óptima e' del órgano de regulación, en función del caudal de captación:

$$e' = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q_a}{B_a} \cdot \frac{B_e}{B_e'} \cdot \frac{e}{h_a} \cdot \frac{1}{\mu_d \sqrt{2g(h_a + e + z)}} \quad (3.10)$$

El valor del coeficiente de descarga μ_d , puede obtenerse de la figura 3.15, de acuerdo a los resultados experimentales de Gentilini (1941), para compuertas planas inclinadas.

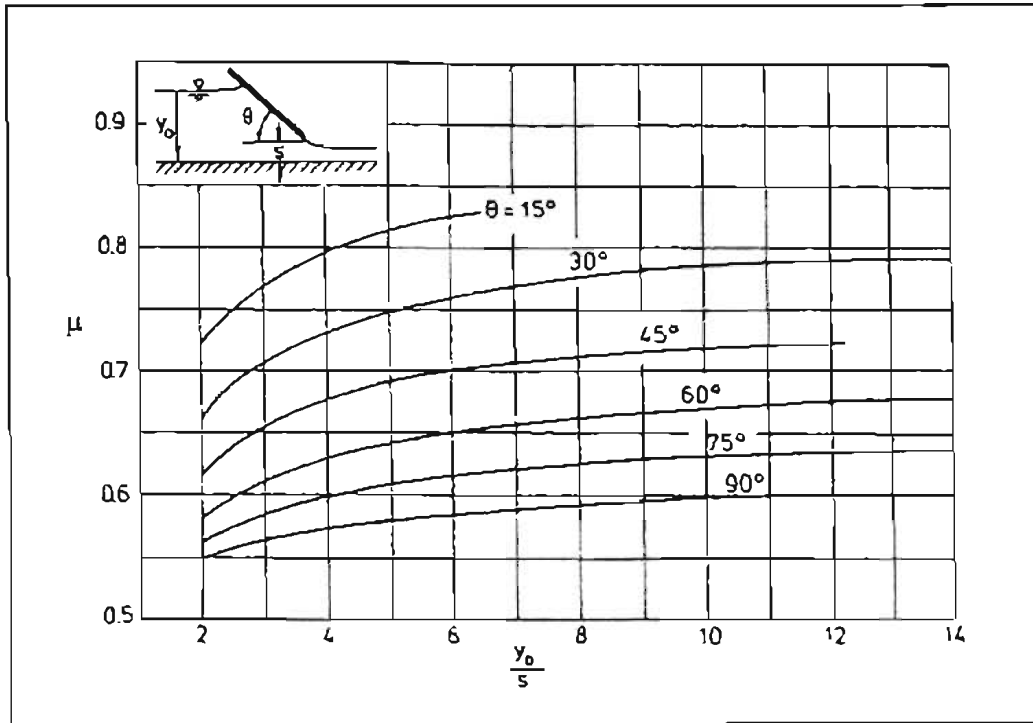


FIGURA 3.15 Coeficiente de descarga μ_D según Gentilini

La magnitud de las pérdidas de carga en el canal de desfogue puede ser considerada como una reducción del tirante h_a .

Para el funcionamiento óptimo del desfogue de fondo, es necesario considerar que la dimensión del material granular no deberá superar el valor de e' , es decir:

$$e' > d_{max} \text{ y } e_{min} < e'$$

La distancia L desde el umbral de la bocatoma hasta la sección de control, dependerá del diseño geométrico del conjunto de la obra de toma, pero la necesidad de reducir las pérdidas de carga por fricción requiere que esta longitud sea lo más corta posible.

En los casos en los que la longitud L supere los 20 m., será necesario que el desfogue de fondo pueda ser inspeccionable, por lo que sus dimensiones transversales no podrían ser menores a 0.80 m.

En el diseño, debe tomarse en cuenta además, que el "acercamiento" del sedimento no se presenta de manera homogénea, así como tampoco es homogénea la distribución del material componente del sedimento. Por un lado se requiere dimensiones mínimas para el paso del sedimento y por otro lado un sobredimensionamiento podría dar lugar a procesos de sedimentación en esta zona.

El ancho de la entrada al canal de conducción y el ancho del desfogue de fondo deben tener las mismas dimensiones, ya que solo de este modo es posible mantener una turbulencia homogénea y evitar la generación de corrientes secundarias.

ÇeÇen, recomienda reducir el ancho de la sección del canal de desfogue en el sector del órgano de control hasta valores del orden de $B_e' = 0.5B_e$, sin perjudicar el desplazamiento del sedimento.

3.3 Funcionamiento hidráulico del desarenador

3.3.1 Consideraciones generales para diseño del canal desarenador

En el proyecto de un canal desarenador, son dos cuestiones que se deben atender, en primer lugar, propiciar un fácil acceso del agua hacia él y por otra parte, su descarga deberá ser libre sin posibilidad alguna de ahogamiento.

Para lograr lo primero, lo más práctico es cortar el terreno a fin de formar una banqueta desde el inicio del canal desarenador hacia aguas arriba, a una elevación un poco más baja que la que corresponda a la plantilla del canal desarenador. Esta banqueta, se tendrá que definir, considerando la ubicación del desarenador, elevación de la plantilla con relación al fondo del cauce y anchura de este, y características del lugar tales como el tipo de material donde quedará alojado el canal, etc.

Respecto a la descarga libre, el canal deberá proyectarse a modo de contar con un régimen rápido (supercrítico), verificando que la velocidad de desfogue, sea superior a la que se tiene en el río en el sitio de la descarga. Además de que la elevación de la superficie libre del agua sea superior o como mínimo, igual a la del río, a fin de garantizar la descarga sin posibilidad de ahogamiento.

La pendiente necesaria para que se presente un régimen rápido en la descarga, se busca en lo posible que se ajuste al perfil natural del terreno, con la finalidad de reducir volúmenes de excavación.

Una variante de este tipo de estructuras, se da cuando en ocasiones, el desnivel entre el inicio del canal desarenador y su descarga, es significativo. Por lo que se hace necesario la construcción de caídas rápidas o colchones amortiguadores a fin de disipar la energía cinética del agua. Estas rápidas y amortiguadores, se diseñan de la misma manera que los que se consideran para cualquier estructura, no obstante, si se considera que el flujo por el desarenador es constante (esta condición dependerá de la naturaleza del proyecto, así como de la operación de la estructura), es posible admitir velocidades un poco más altas que las aceptadas para otros casos.

Caso contrario, existe la posibilidad de que este desnivel en ocasiones sea tan pequeño, que se haga necesario darle un desarrollo mayor al desarenador, y así evitar una descarga inmediata con riesgo de ahogamiento. O bien, aumentar la elevación de la plantilla del desarenador desde su inicio.

Esta última alternativa, conlleva a elevar también la elevación de la plantilla de la obra de toma, para contar con el desnivel necesario, pero también aumentarán la altura de la cortina, muros laterales, etc. Por lo que la adopción de cualquiera de las opciones mencionadas, dependerá del aspecto económico de cada una de ellas.

3.3.2 Diseño hidráulico del canal desarenador

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de su funcionamiento. De esta manera, se determinan dichas características con base en dos formas de operar el canal.

1ª.- Condición: Canal desarenador cerrado y obra de toma (para aprovechamiento) abierta

Para esta condición, el tramo del canal desarenador, frente a la obra de toma para el sistema de aprovechamiento (*Fig. 3.2*), funciona como tanque de sedimentación, su geometría deberá permitir velocidades bajas del agua, para dar lugar a que los acarreos se sedimenten. Situación por la cual, la plantilla del canal, se debe encontrar por debajo del umbral de la toma, para así evitar la entrada de material de azolve hacia el sistema de aprovechamiento.

La diferencia de alturas entre la plantilla del desarenador y el umbral de la obra de toma, es variable, pudiendo ser tan alta como sea posible y conveniente. En general, se recomienda una altura mínima de 0.80 m.

Comúnmente, el canal desarenador es de sección rectangular, ya que se aprovechan las paredes de los muros laterales, además de que una sección de este tipo, facilita la instalación de compuertas.

De acuerdo a lo anterior, el diseño de la sección del canal se reduce a determinar su ancho, una vez que se halla determinado la velocidad que se requiera dentro de él. De esta manera haciendo un análisis igual, al realizado para la obtención de la ecuación 3.2, pero sin sustituir un valor determinado de velocidad, se tiene que:

$$B = \frac{Q}{V_y} \quad (3.11)$$

En un momento dado, el gasto de este canal, será el que deba pasar por la toma y por lo tanto será igual al de derivación normal.

Otra condición, sería el comportamiento del desarenador para gastos menores que el normal de derivación, pero si eso ocurriera, favorecería a la decantación de partículas, ya que para una misma sección hidráulica, la velocidad sería menor. Situación que se presenta cuando la toma está operando parcialmente.

En ocasiones, si se tiene un gasto de derivación relativamente pequeño, y al considerar velocidades máximas recomendadas para la sedimentación, veremos que el canal puede darnos secciones pequeñas, de tal manera, que constructivamente se recomienda hacerlo más amplio. De acuerdo a obras construidas, la extinta SARH recomendó, que este tipo de estructuras tengan como mínimo una anchura entre 1.50 y 2.00 m; lo que sucede en

estos casos, es que la velocidad será menor que la máxima recomendable, lo que ayuda a la función del canal desarenador.

En general la velocidad recomendada como la máxima permisible, corresponde al valor de 0.60 m/s (CNA). La extinta SARH, aceptó en varios proyectos, valores de velocidades comprendidos entre 0.25 y 0.70 m/s, dando como resultado, funcionamientos satisfactorios.

Esta variación en la velocidad, surge a partir del ajuste que se hace al ancho del canal, con el fin de adaptarlo a los tamaños de compuertas comerciales, o bien, cuando se trata de corregir el área hidráulica debido a bajos gastos de derivación normal, como se comentó anteriormente.

Otro asunto relacionado con la velocidad, en el que se debe tener cuidado al diseñar un canal desarenador para permitir la disposición de sedimento, es que dicha velocidad debe ser menor a la que se tenga en el canal de conducción para el sistema de aprovechamiento, inmediatamente después de la entrada a este (después de la toma para aprovechamiento).

2ª.- Condición: Canal desarenador abierto y obra de toma (para aprovechamiento) cerrada

Esta segunda condición de funcionamiento, se presenta cuando el azolve se ha acumulado frente a la toma. Misma que deberá cerrarse, para dar lugar a que se abra(n) la(s) compuerta(s) del desarenador, de esta manera se establece un escurrimiento, el cual tiene por objetivo desalojar el azolve acumulado en ese sitio. Este escurrimiento, producido por la abertura del órgano de operación del desarenador, debe contar con dos características fundamentales, el de hacerse bajo un régimen rápido y, contar con velocidad suficiente de arrastre.

Por otro lado, es necesario cuidar que esta velocidad de arrastre, no sea lo suficientemente grande, para evitar una posible erosión a lo largo del canal o una socavación al pie de la descarga del mismo. Situaciones que pueden dañar seriamente a la estructura.

La velocidad de arrastre que se necesita para el funcionamiento del desarenador, necesariamente debe ir asociada a una pendiente que la garantice. Para fijar dicha pendiente, se consideran los dos siguientes casos:

1. Se cuenta inicialmente con el gasto normal de derivación

El gasto mínimo con el que se cuente en cualquier momento, será el gasto de derivación, siendo este caso el más desfavorable para el análisis de esta condición de funcionamiento. Ya que para gastos mayores, el escurrimiento es más favorable para el desazolve.

2. Se presenta un gasto mayor que el de derivación, o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades del escurrimiento, por lo que se debe contar con los siguientes datos de proyecto:

Q = Gasto normal de derivación

B = Ancho de plantilla

v = Velocidad adoptada para producir arrastre

Sea la ecuación 3.11, despejando al tirante, se tiene que:

$$y = \frac{Q}{vB} \quad (3.12)$$

Sustituyendo de igual manera, los elementos de una sección rectangular en la fórmula para la obtención del radio hidráulico, obtenemos:

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{by}{b + 2y} \quad (3.13)$$

Aplicando la fórmula (Ec. 2.23) de Manning, para el cálculo de la velocidad, es posible determinar la pendiente necesaria para garantizar la velocidad de arrastre:

$$s = \left[\frac{vn}{Rh^{2/3}} \right]^2 \quad (3.14)$$

Para el segundo caso, utilizando la ecuación 3.12, se sustituye al tirante y , por la altura del orificio en el canal desarenador d . Por lo que la ecuación 3.13, cambia a la forma:

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{bd}{b + 2d} \quad (3.15)$$

Y la velocidad se calcula utilizando la ecuación 2.23, (fórmula de Manning):

$$v = \frac{Rh^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

La pendiente calculada en el caso anterior, será la correcta cuando la velocidad se encuentre entre los valores límites de las velocidades que se adopten como máximas y mínimas del flujo del desarenador.

Respecto a esta cuestión, las velocidades utilizadas para diseño comúnmente; basándose en valores que han encontrado algunos investigadores, para no producir erosión en los materiales del desarenador, pero además, que son capaces de arrastrar al sedimento; y de acuerdo a obras ya construidas, oscilan entre los 2.50 y 4.00 m/s, pudiendo aceptarse en casos especiales, velocidades de 1.50 m/s.

Esta recomendación, contempla que en la mayoría de los casos, los canales desarenadores, se encuentran revestidos de mampostería o concreto. No obstante, en ocasiones, la descarga de los desarenadores, puede resultar muy larga, y por economía, convenga revestirlo únicamente en su primer tramo. Esto, dependerá del material que se encuentre en el sitio donde se ubique, así como de la distancia a la que se encuentre el tramo que no se piense recubrir, con relación a la cortina.

En la tabla 3.1, se presentan algunos materiales con valores de velocidades medias máximas que no erosionan a estos.

TABLA 3.1 Velocidades medias máximas que no erosionan los materiales que se indican

MATERIAL	VELOCIDAD m/s
Tierra arenosa muy fina o limo suelto	0.61
Arena	0.30
Tierra arenosa ligera, 15% de arcilla	0.37
Barro arenoso ligero, 40% de arcilla	0.55 a 0.61
Arena gruesa	0.46 a 0.61
Tierra suelta con grava	0.76
Barro	0.76
Tierra o barro compactos, 65% de arcilla	0.92
Barro arcillosos estable	1.22
Arcilla con grava, compactas	1.52 a 2.14
Arcilla compacta, jaboncillo	1.83
Conglomerados, esquistos pizarras	1.98
Roca estratificada	2.44
Guijarros, cantos rodados chicos	2.44 a 4.07
Roca dura	4.07
Concreto	4.57 a 6.10

Como puede observarse, excepto cuando se tenga roca, guijarros y cantos rodados compactos, siempre será necesario revestir o proporcionar otra forma de protección, por ejemplo, mediante zampeados y esto, estará sujeto a las condiciones que se observen en las excavaciones durante la construcción.

3.3.3 Operación y control del canal desarenador

Cuando los gastos de derivación normales son relativamente pequeños, los tirantes en el canal desarenador, para la segunda condición de operación, resultan serlo también. Lo que

hace probable que la limpieza del azolve, se realice sin eficiencia. De acuerdo a lo anterior, la operación quedará limitada preferentemente a la época de lluvias.

Una manera de calcular en forma aproximada el gasto, a partir del cual es aconsejable operar el canal desarenador, para obtener un funcionamiento esperado, es considerar una pendiente para el canal, alrededor de 0.01 a 0.02. O algún otro valor que se adapte al perfil del terreno y un ancho de plantilla conveniente.

Normalmente, para conocer de una manera rápida el rango de operación conveniente del desarenador, es suponer tirantes hidráulicos, con la finalidad de calcular el gasto y la velocidad correspondientes. Así, de acuerdo a las dimensiones y características del desarenador, es posible trazar una curva como la mostrada en la figura 3.16.

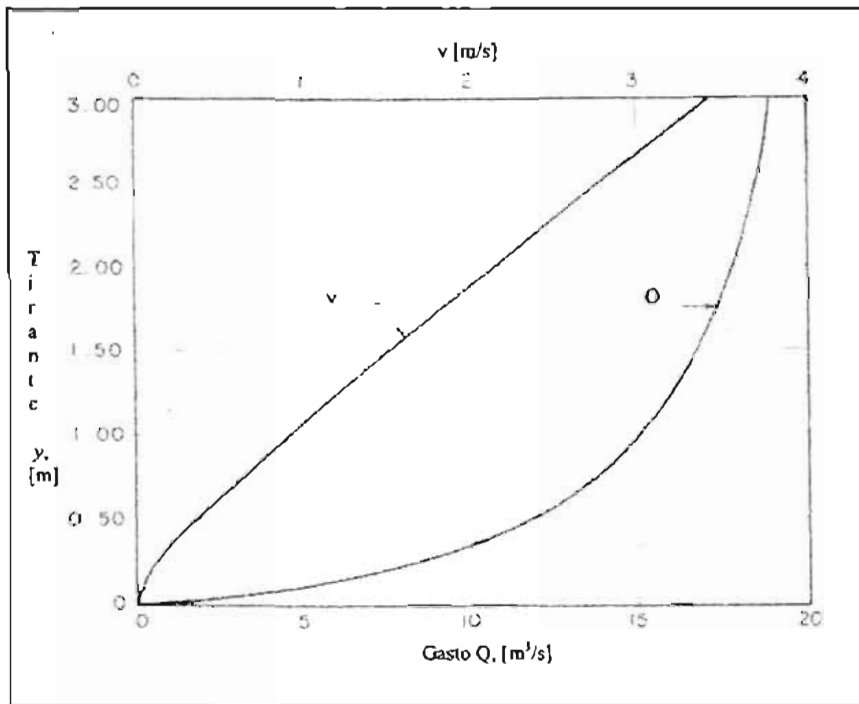


FIGURA 3.16 Curva de gastos velocidades convenientes en el desarenador

En el ejemplo de la figura anterior, se aprecia que velocidades mayores de 2.0 m/s, se obtienen con gastos mayores de 15 m³/s.

Para llevar a acabo el control del desarenador, se emplean preferentemente compuertas del tipo radial (Fig. 3.2). Ya que estas son de mayor dimensión que las de otro tipo, además de la facilidad que ofrecen para la abertura y cierre.

Cuando el canal desarenador resulte ser muy ancho, se puede dividir su anchura en dos tramos separados por un muro, tal y como se ilustra en la figura 3.17.

3.4 Tanque desarenador

3.4.1 Antecedentes

Retornando al esquema presentado en la figura 3.13, es posible observar que dentro de la obra de toma existe una serie de canales (tanques) que también hacen la función de excluir los sedimentos más finos del sistema de aprovechamiento. Este tipo de desarenadores, son parecidos a los encontrados en las plantas potabilizadoras, donde la gran mayoría, son del tipo de flujo horizontal. La cantidad de sedimento que se debe eliminar dependerá de las condiciones de operación, atendiendo a prolongar la vida útil de tuberías, válvulas, turbinas, etc.

Con relación a las plantas para generación, en plantas de carga media se especifica usualmente la eliminación de partículas mayores con diámetro entre 0.2 a 0.5 mm.

Según Sokolov, el sedimento de cuarzo de cantos afilados con un tamaño de partículas tan pequeño como 0.25 mm, puede dañar seriamente las turbinas. En plantas de carga alta pueden tener objeción partículas de 0.1 a 0.2 mm.

El desgaste del equipo mecánico instalado en plantas de carga muy alta (varios cientos de metros) se puede reducir eliminando partículas de un tamaño tan pequeño como 0.01 a 0.05 mm.

El límite inferior del tamaño de grano aquí especificado se considera crítico en las fracciones de sedimento fino que incluyen granos de cuarzo de cantos afilados (los tamaños mencionados pertenecen en parte a la llamada fracción de limos entre 0.025 y 0.002 mm de diámetro).

3.4.2 Diseño hidráulico del tanque desarenador

3.4.2.1 Planta de generación

Velikanov propone un método basado en un tratamiento probabilístico para definir la longitud del tanque, empleando la ecuación 3.16.

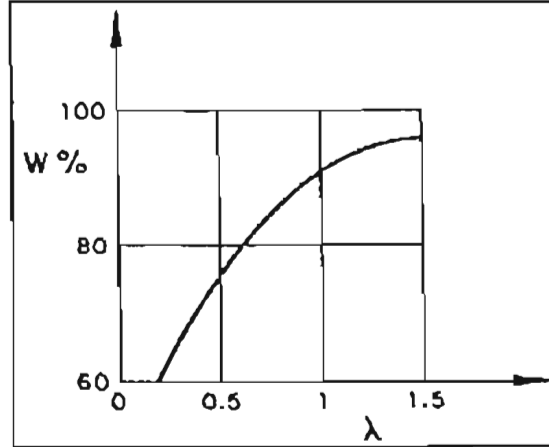
$$\ell = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \quad (3.16)$$

donde

- ℓ longitud del tanque, m
- w velocidad de sedimentación (V_s) correspondiente a las partículas de cierto tamaño (seleccionado con anterioridad) de todas las partículas que pasan o se depositan en el tanque, m/s (Fig. 1.6)

λ relación del volumen de sedimento que se estima se asentará (de tamaño igual o mayor al seleccionado para valuar w y una pequeña parte de tamaño menor) entre el volumen total de partículas iguales o mayores correspondientes al tamaño con que se valió w , obtenido de la curva granulométrica, en porcentajes (se recomiendan dar valores a w entre el 95 y 98%, nunca del 100%). Este parámetro puede ser considerado como función de un grado de desarenamiento W , (Fig.3.18)

FIGURA 3.18 Velikanov, relación entre λ y W



W denota la relación del volumen de sedimento, que se cree se decantará (de tamaño mayor o igual en su gran mayoría al seleccionado para evaluar w y una pequeña parte menor al mismo) entre el volumen total de partículas iguales o mayores correspondientes al tamaño con que se evaluó w , obtenido de la curva granulométrica, en porcentaje. Velikanov recomienda valores de W entre el 95 y 98%, y nunca del 100%

v velocidad del flujo, m/s. Obtenida de la fórmula de Camp:

$$v = \frac{a\sqrt{D}}{100} \quad (3.17)$$

donde

D diámetro de las partículas seleccionadas para valuar w , mm

a coeficiente en función de D :

$a = 36$, para $D > 1$ mm

$a = 44$, para $1 \text{ mm} > D > 0.1$ mm

$a = 51$, para $D < 1$ mm

h tirante en el tanque, m

Otra expresión básica para el diseño del tanque es la empleada para valuar el ancho del mismo, utilizando el principio de continuidad en la forma adoptada por la ecuación 4.11, ($y = h$):

$$b = \frac{Q}{hv}$$

donde

b ancho del tanque, m
 Q gasto desviado hacia el sistema de aprovechamiento, que pasará por el tanque desarenador, m³/s

Para definir las dimensiones del tanque, se requiere conocer el gasto de diseño que pasará por el desarenador, seleccionar el tamaño de partículas que deben asentarse para evitar su entrada al sistema (planta) y, suponer un grado de desarenamiento W y un tirante h en el tanque.

El *Manual de diseño de obras civiles*, editado por la CFE, propone un tirante mínimo comprendido entre 1.50 y 4.00 m., asociado a velocidades inferiores al intervalo de 0.4 a 0.6 m/s. Esto, debido a que los tanques largos y anchos, son generalmente, más económicos que los profundos.

El documento citado, también propone diseñar varios tanques y estimar su costo para tomar decisiones respecto al diseño que se adopte. Por ejemplo, en la figura 3.13, se muestra un esquema con una serie de tanques desarenadores, que permiten la limpieza del sedimento sin interrumpir la operación de la planta. Condición que sería necesaria si se contará únicamente con un solo tanque, ya que este tipo de estructuras no lleva a cabo el lavado de manera simultánea al escurtimiento de alimentación. Entonces, con una serie de tanques, se puede efectuar el lavado en algunos, mientras los demás siguen alimentando al sistema, conectados paralelamente. Es decir, empleando una operación intermitente.

3.4.2.2 Planta potabilizadora

Si bien los dispositivos de entrada y salida determinan la eficiencia de la unidad (tanque desarenador), la parte vital de ésta es el volumen útil donde se efectúa la sedimentación. Las dimensiones de este volumen pueden determinarse, empleando la teoría de sedimentación (basada en la Ley de Stokes); apeándose a las condiciones en las que dicha teoría es aplicable para el caso específico de los desarenadores.

En la sección 1.4.1, se habla de las dos velocidades que intervienen en la sedimentación de la partícula; la resultante de estas velocidades, describe una trayectoria parabólica. Considerando la superficie libre del agua como punto de partida, y el fondo del desarenador como punto de llegada a una distancia l , es posible establecer la siguiente relación:

$$\frac{V_h}{V_s} = \frac{l}{h} = \frac{lb}{hb} = \frac{A}{a} \quad (3.18)$$

donde

V_h velocidad de traslación horizontal de la partícula
 V_s velocidad de sedimentación de la partícula
 L longitud del desarenador
 h tirante útil en el desarenador

<i>b</i>	ancho del desarenador
<i>a</i>	sección transversal del desarenador
<i>A</i>	área superficial del desarenador. (área longitudinal, en planta)

Estableciendo la importancia relativa de las limitaciones impuestas por la teoría y tomando en cuenta los factores que en la práctica influyen en los resultados, se presenta el siguiente método ordenado de cálculo, para determinar las dimensiones de un desarenador:

1.- Se calcula la velocidad de sedimentación (Stokes):

La ecuación 1.25 (ecuación de la velocidad de sedimentación, a partir de la ley de Stokes), supone una partícula aislada, sedimentándose sin interferencia alguna en un medio de viscosidad constante. Esta condición, en la práctica no se cumple, ya que dependiendo de la concentración de arena en el agua, las partículas ejercerán entre sí, cierta interferencia en su sedimentación. Sin embargo, pruebas de laboratorio han demostrado que para la sedimentación de arena, esta interferencia se manifiesta en una reducción entre el 1 y 2% de la velocidad de sedimentación, en concentraciones del orden de 6000 mg/l.

Por otro lado, si para efectos de diseño, se selecciona el valor más desfavorable de ν ; es decir, considerando la temperatura más baja del agua, se puede afirmar que el efecto de la viscosidad sobre la velocidad de sedimentación, no será mayor del 15%. Ya que se ha comprobado que la variación de la viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura, es del orden de 4% entre 5 y 12° C, 3% entre 12 y 22° C y del 2% entre 22 y 30° C.

Lo anterior, nos conduce a que el valor teórico de la velocidad de sedimentación bajo condiciones normales, sufra de una disminución hasta de un 15%, debido a las variaciones de la temperatura y altas concentraciones de arena en el agua.

De acuerdo a lo anterior, la velocidad de sedimentación V_s , basándose en la ley de Stokes, puede calcularse con una aproximación de un 15%; para $g = 981 \text{ cm/s}^2$ y $G = 2.65 \text{ cm}^2/\text{s}$, dando por resultado:

$$V_s = 90 \frac{D^2}{\nu} \quad (3.19)$$

2.- Se calcula la velocidad de arrastre (Camps y Shields):

$$V_a = 161 \sqrt{D} \quad (3.20)$$

- 3.- Se introduce el factor de seguridad, fijando la velocidad del flujo del agua en una fracción de la velocidad de arrastre. Se recomiendan valores de $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{2.5}$, para estructuras corrientes y de primera categoría respectivamente. Si se requiere de un cálculo muy refinado, lo ideal es recurrir a ensayos de laboratorio y estudiar cada caso específico.
- 4.- Con la ecuación de continuidad (Ec. 2.3), se calcula la sección transversal del tanque:

$$A = \frac{Q}{Vh}$$

- 5.- Siendo B , el ancho del desarenador, l , la longitud necesaria del mismo, y h el tirante necesario; con la ecuación 3.18, se calcula la sección superficial (a) del tanque:

$$a = \frac{Vh}{V_s} A$$

- 6.- Las dos áreas (A y a), nos definirían todas las dimensiones del desarenador, sin embargo existirá un número infinito de valores para L , B y h , que satisfagan la ecuación 3.2, pero, si se toman en cuenta los factores que limitan o correlacionan a las dimensiones del desarenador (tabla 3.2), el rango de alternativas, se reduce.

TABLA 3.2 Limitaciones para acotar valores de los parámetros: ancho B y longitud L

PARAMETRO	LIMITANTE
B	<p>Conviene reducirlo al mínimo, pues entre más largo sea el tanque, mejor será controlada la distribución de velocidades, por medio de dispositivos de entrada y salida, sencillos y económicos.</p> <p>Se requiere un ancho mínimo para evitar velocidades altas, cerca del vertedor de salida. Así como de una dimensión suficientemente ancha, que garantice al acceso libre, para fines de limpieza y reparación.</p>
L	<p>Existe una relación L/h, que tiene por origen una mayor facilidad de distribuir las partículas por la sección transversal en caso de estructuras alargadas. La mayoría de los autores, recomiendan que el largo del desarenador, sea por lo menos de 5 a 9 veces la profundidad.</p>

- 7.- A la longitud L , habrá que añadirle el espacio que ocupan los dispositivos de entrada y salida, de igual manera, el tirante h , se aumentará, afin de tener un volumen

adicional para el almacenamiento de arena. Ese volumen dependerá de las crecidas y del intervalo previsto entre limpiezas. A menos que se cuente con datos específicos, varios autores proponen prever un volumen de reserva para una concentración de 3000 mg/l durante una crecida de 24 hr de duración.

- 8.- El desarenador debe ubicarse lo más cerca posible de las obras de captación.

4. EJEMPLO

4.1 Antecedentes

4.1.1 Objetivo

El propósito de realizar este capítulo, es mostrar parte del procedimiento de análisis donde se revisan los detalles más importantes para proponer un desarenador. En este caso, necesario para solventar el problema de acarreo de material friccionante hacia la obra de toma de una central hidroeléctrica.

El desarrollo de este capítulo, consta de los resultados que se obtuvieron en pruebas de laboratorio, a partir de un modelo físico construido a escala. Desafortunadamente no se pudo contar con los datos del proyecto ejecutivo, pero si con los de la alternativa elegida a partir de los ensayos en el laboratorio.

El funcionamiento hidráulico de la captación en el modelo físico, contempló primordialmente estudiar el azolve y desazolve, tanto en época de estiaje como de avenidas.

De tal suerte, que este capítulo se enfoca más a proponer una operación adecuada de la estructura elegida, que a las dimensiones de esta; ya que como se verá más adelante, el diseño geométrico de la estructura de limpia (en este caso 2 canales), se adaptó a las dimensiones y disposición de la estructura ya construida (obra de toma-presa derivadora) al modificarse el recinto de la captación, así como al azolvamiento que este actualmente presenta para varias condiciones de gasto y operación.

4.1.2 Problemática

Se tiene una central hidroeléctrica en donde se regulan las aportaciones horarias de las aguas residuales que provienen de un centro urbano cercano. La acción descrita, se efectúa en un tanque regulador cumpliendo un ciclo en el transcurso de un día; es decir, en el mismo día se alcanzan los niveles máximo y mínimo.

El agua residual de los arroyos, a los que se denominó: A1 y A2; es derivada hacia el tanque regulador mediante obras de captación-presa derivadora. Durante la operación de la captación, se ha registrado que el material del fondo transportado por la corriente (arena fina y gruesa), es depositado en el recinto de esta (*figura 4.1*), donde posteriormente se introduce por la obra de toma al no ser removido por el desarenador de la presa derivadora.

4.1.3 Alternativa general de la solución

Para evitar en lo posible la introducción de sedimentos por la obra de toma, se propuso construir muros de encauzamiento en el recinto de la captación, de esta manera, se pretende

encauzar el flujo-azolve hacia el desarenador. Para lo cual, es necesario modificar el recinto, construyendo dos canales sedimentadores en él, y así, poder permitir el ingreso del flujo hacia la obra de toma a través del desarenador actual.

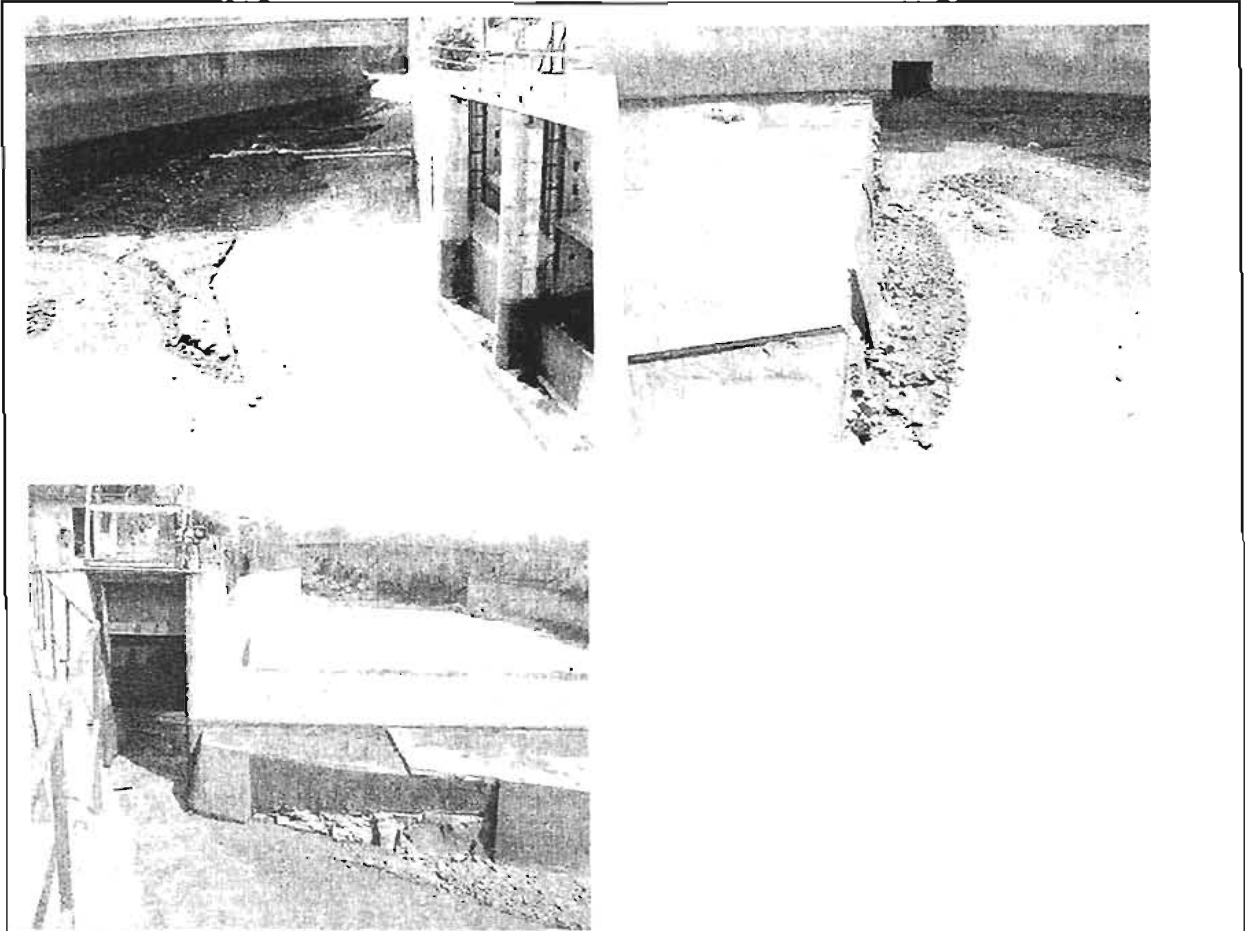


FIGURA 4.1 Material de fondo, arrastrado por la corriente, arena fina y gruesa

4.2 Descripción del proyecto actual

Las captaciones de esta Central Hidroeléctrica, se localizan en dos cauces (arroyos A1 y A2). Ambas cuentan con una presa derivadora de cresta libre, que sobreeleva el nivel del agua para derivar los escurrimientos hacia la operación de la planta hidroeléctrica y el tanque regulador.

El gasto medio anual considerado para la operación, en el arroyo A1 es de $3.35 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual una vez captado es conducido a través de un recinto rectangular hasta descargar en la captación del arroyo A2, cuyo gasto medio anual es de $4.45 \text{ m}^3/\text{s}$. Sumando ambos gastos, se tiene un valor medio anual de $7.80 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las captaciones han sido provistas de equipos mecánicos de limpieza, que extraen los sólidos mayores retenidos en las rejillas, y que ocasionan perjuicio a los equipos de la Central.

A partir de la captación, se encausan los escurrimientos por conductos cerrados, en una longitud de 6 km hasta descargar en el tanque regulador-sedimentador. La conducción a presión se inicia en el tanque regulador y termina en la casa de máquinas (figura 4.2).

Los datos básicos de la captación son:

A. Obra de toma	
Elev corona	1483.00 m
Elev plantilla	1474.85 m
Número de vanos	4.00
Ancho de cada vano	5.00 m
Ancho de pilas	0.90 m
Ancho del canal de salida	5.00 m
Pendiente adversa	0.0528
Compuerta radial	7.00 m
B. Desarenador	
Elev corona	1483.00 m
Elev plantilla	1473.50 m
Ancho del desarenador	4.00 m
Compuerta radial, radio	16.50 m
Pendiente	0.0072
C. Derivadora	
Elev cresta del cimacio	1479.00 m
Elev berma	1477.00 m
Elev. plantilla	1473.50 m
Elev. NAME	1482.00 m
Longitud del cimacio	40.00 m

D. Conducto de intercomunicación A1

Elev descarga	1476.35 m
Sección rectangular	3.20 × 2.90 m
Pendiente	0.00134

E. Canal de llamada

Ancho, plantilla	25.00 m
Taludes	verticales

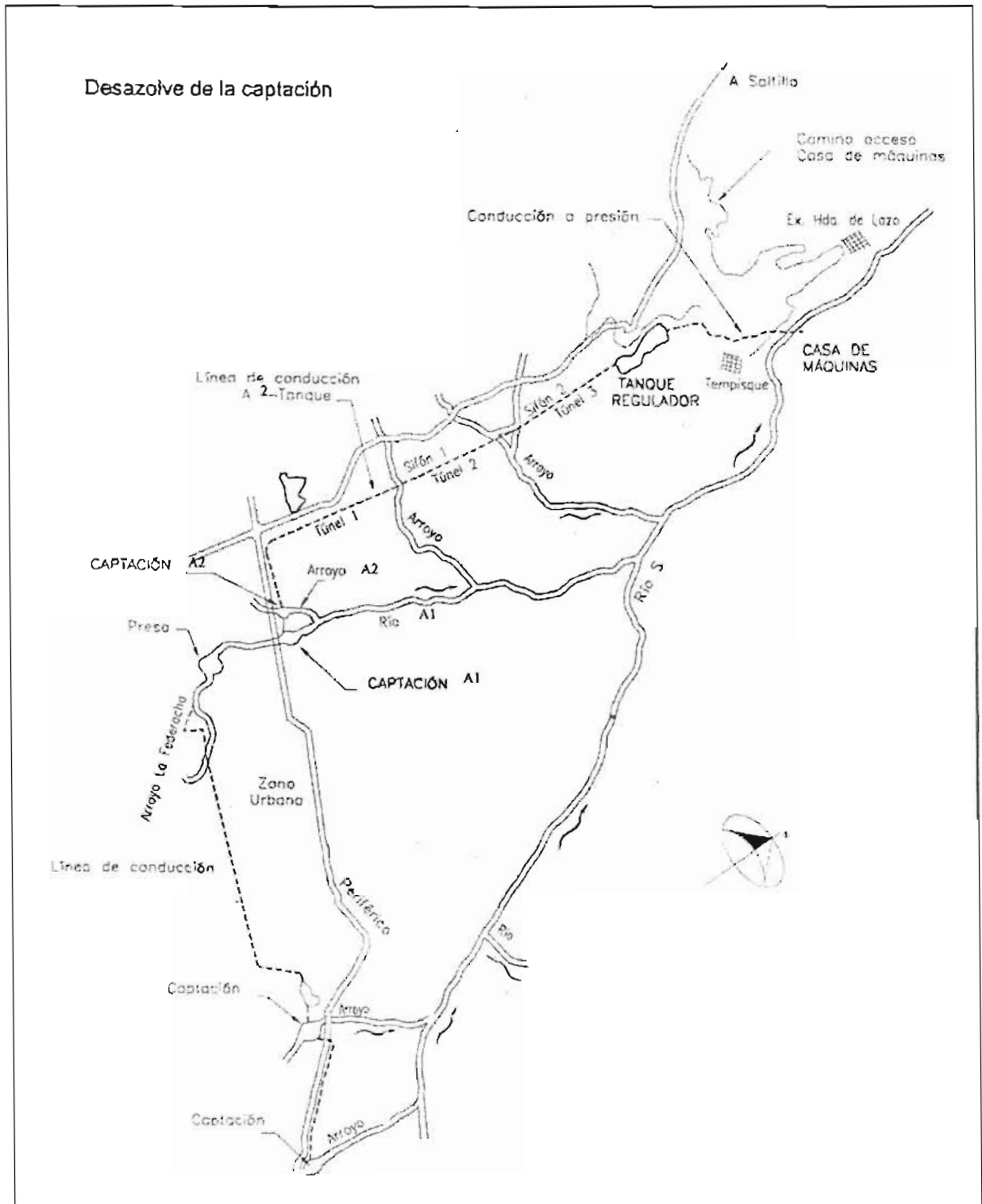


FIGURA 4.2 Disposición de las estructuras, obras principales

4.3 Utilización del modelo

El modelo físico se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la CFE, a razón de la escala $Le = 25$ (fig. 5.4), y de acuerdo con la similitud de Froude, se obtuvieron los valores de las escalas restantes.

ESCALA	VALOR
Línea	$Le = 25$
Velocidad	$Ve = Le^{1/2} = 5$
Gasto	$Qe = Le^{5/2} = 3125$
Tiempo	$Te = Le^{1/2} = 5$
Rugosidad	$\eta_e = Le^{1/6} = 1.71$

En el modelo físico, se representó la captación del Arroyo A2 (lugar donde se encuentra la central), la intercomunicación con el arroyo A1, así como la topografía del arroyo A2 aguas arriba y abajo de la captación. Para la operación del modelo físico:

- a. Se calibraron las estructuras aforadoras.
- b. Se simuló el azolve depositado en la captación, utilizando la arena volcánica del Ajusco. La granulometría del material del Ajusco y el muestreo en A2, se presentan en la fig. 5.3.
- c. Se obtuvo el gasto equivalente de operación del modelo físico, al utilizar un material diferente en densidad y granulometría al requerido, al escalar la expresión adimensional, de Maza y García, para valuar la velocidad media crítica V_c , de partículas de diámetro D .

$$V_c = 4.71\Delta^{1/2} D^{0.35} R_H^{0.15} \quad (4.1)$$

donde

Δ ecuación 1.22

ó bien en función del número de Froude crítico, Fr_c

$$Fr_c = 1.504\Delta^{1/2} \left(\frac{D}{R_H} \right)^{0.35} \quad (4.2)$$

Expresiones que entre si son equivalentes, y aplicables en el intervalo $0.0001 \text{ m} < D < 0.4 \text{ m}$. De acuerdo con las características granulométricas y densidad del material el gasto equivalente en el modelo sería de:

$$Q_m = 1.872 \frac{Q_p}{Le^{\frac{5}{2}}} \quad (4.3)$$

donde

Q_m, Q_p gasto modelo físico y gasto prototipo respectivamente, m^3/s
 Le escala de línea

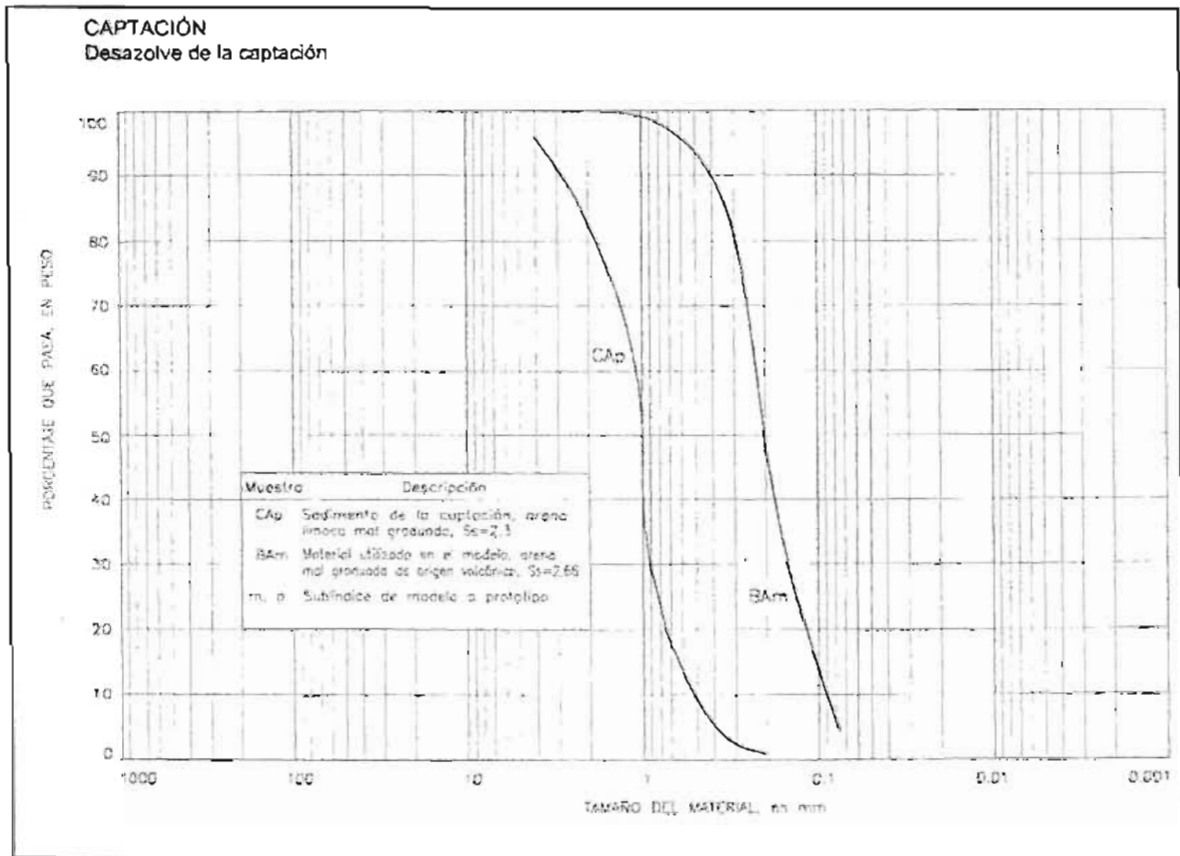


FIGURA 4.3 Granulometría del material de la captación y del modelo físico

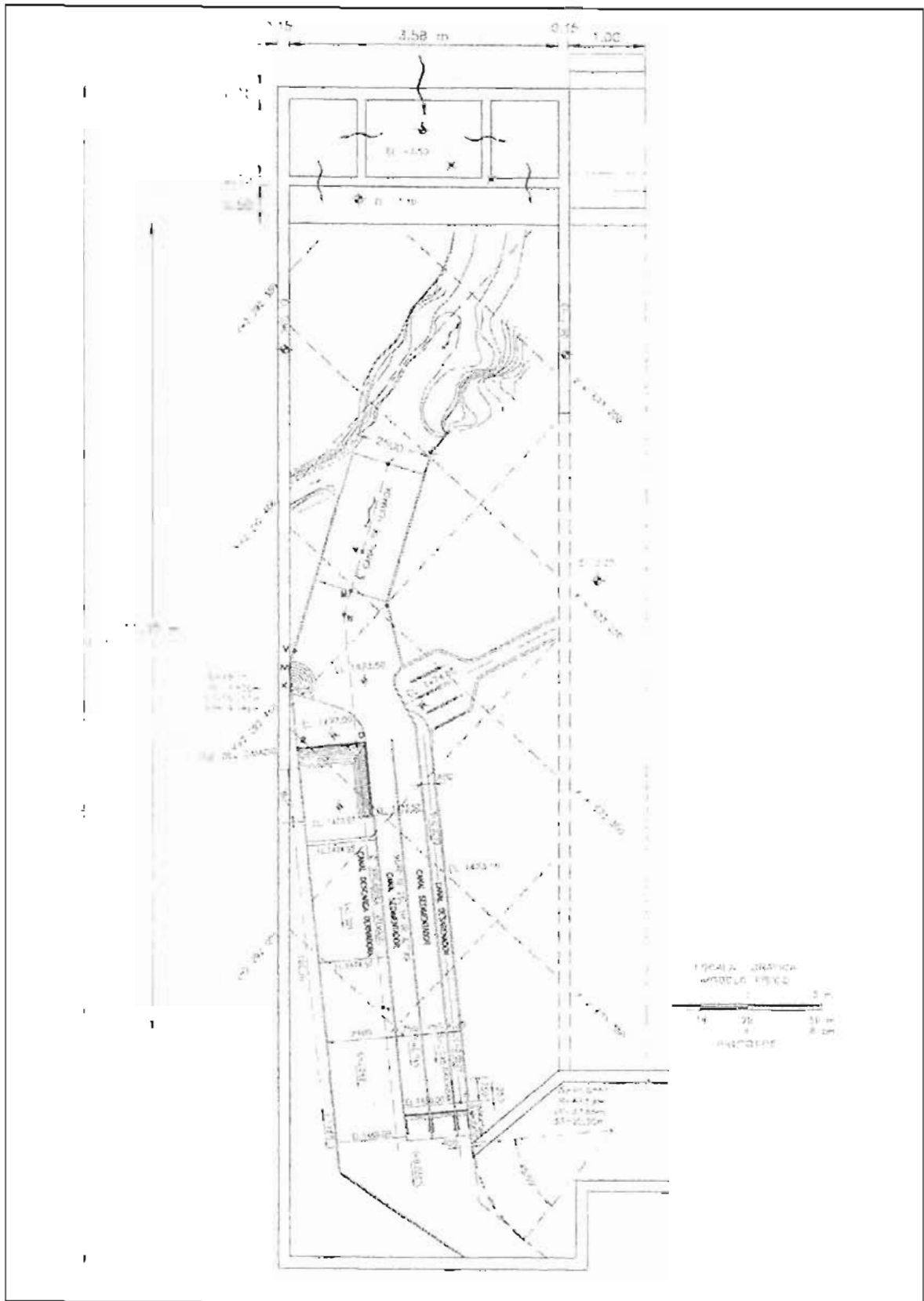


FIGURA 4.4 Modelo físico, $Le = 25$, alternativa de solución

4.4 Captación del material sólido en el recinto de la obra de toma

4.4.1 Descripción de ensayos

Para evaluar el grado de captación del material sólido arrastrado por los escurrimientos en el recinto de la obra de toma A2:

- Se representó en el modelo físico, un gasto sólido constante al escurrimiento del arroyo mediante una tolva por un tiempo determinado; pesando previamente el material seco: (banco del Ajusco) arena volcánica con un comportamiento friccionante.
- Al final del ensaye, se retiró el material depositado en cada uno de los vanos de la captación, y del recinto de la obra de toma, se seca y se pesa el material; cuidando su procedencia.
- Se obtiene el grado de captación del material arrastrado por el arroyo, el total y en cada uno de los vanos; al obtener el cociente del peso del material captado (azolvado) y el peso del material arrastrado.

$$V_{\text{captado}} = \frac{V_{\text{azolvado}}}{V_{\text{total}}} \quad (4.4)$$

4.4.2 Ensaye del proyecto actual

4.4.2.1 En estiaje

Para representar la temporada de estiaje, se realizaron ensayos en el modelo físico al representar.

A. Gasto líquido

El gasto medio anual del arroyo A2 y A1, de 4.45 y 3.35 m³/s respectivamente.

B. Gasto sólido

La cantidad de material arrastrado por el arroyo de A2, se ha simulado en el modelo físico al considerar 570 m³/día (dato histórico) muy superior al obtenido en la libranza del 2000, de 221.6 m³/día.

4.4.2.2 Condiciones de operación actual

Después de 18 hrs equivalentes a prototipo en la captación, el material sólido arrastrado por la corriente, es retenido casi en su totalidad, variando conforme a la disposición de las agujas, vano 1 a 4, (figura 4.5.a y tabla 4.1). Además, se simularon varias operaciones de compuertas (figuras 4.5.b-d), para observar los distintos niveles de captación que se pueden presentar según la política de operación. Siendo la opción *d*, la condición que retiene una cantidad de material mayor en la captación, al operar la obra de toma con niveles altos.

TABLA 4.1 Material sólido depositado en la captación, en época de estiaje en condiciones actuales

Operación Obra de Toma	Gasto m ³ /s	Nivel del agua	Peso del material seco, en kg (primer renglón); y captación, en % (segundo renglón)						W _i - W _D
			W _i	W _A	W _B	W _{SD}	W _{OT}	W _D	
Condición actual									
B	7.80	1478.00	50.00	49.900	-	-	0.100	49.900	0.10
				99.800	-	-	0.200	99.800	0.20
C	7.80	1476.80	50.00	49.750	-	-	0.200	49.700	0.30
				99.500	-	-	0.400	99.500	0.60
D	7.80	1479.00	50.00	49.950	-	-	0.050	49.950	0.05
				99.900	-	-	0.100	99.900	0.10

Notas:

- * Se considera el gasto equivalente por material diferente en densidad y granulometría.
- * Duración del escurrimiento, 18 hrs equivalente a prototipo.

$$captación = \frac{W_x}{W_i} (100)$$

<p>W_i Aportado por el arroyo A2</p> <p>W_A Material depositado en el vano A.</p> <p>W_B Material depositado en el vano B.</p> <p>W_{SD} Material aportado por el arroyo A1</p> <p>W_{OT} Material depositado en el recinto de la Obra de Toma.</p> <p>W_D Material retenido en el recinto de la obra de toma = W_A + W_B + W_{SD}</p> <p>W_x W_A, W_B, W_{SD}, W_{OT}, W_D y W_i - W_D</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Identificación</th> <th colspan="4">Condiciones de operación de la Obra de Toma</th> <th rowspan="2">Apertura de compuerta (m)</th> </tr> <tr> <th>Vano 1</th> <th>Vano 2</th> <th>Vano 3</th> <th>Vano 4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>una aguja</td> <td>cerrado</td> <td>cerrado</td> <td>cerrado</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>una aguja</td> <td>cerrado</td> <td>cerrado</td> <td>cerrado</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>abierto</td> <td>abierto</td> <td>abierto</td> <td>abierto</td> <td>1.05</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>dos agujas</td> <td>dos agujas</td> <td>dos agujas</td> <td>dos agujas</td> <td>1.05</td> </tr> </tbody> </table>	Identificación	Condiciones de operación de la Obra de Toma				Apertura de compuerta (m)	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4	A	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	0.50	B	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	1.05	C	abierto	abierto	abierto	abierto	1.05	D	dos agujas	dos agujas	dos agujas	dos agujas	1.05
Identificación	Condiciones de operación de la Obra de Toma				Apertura de compuerta (m)																														
	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4																															
A	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	0.50																														
B	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	1.05																														
C	abierto	abierto	abierto	abierto	1.05																														
D	dos agujas	dos agujas	dos agujas	dos agujas	1.05																														

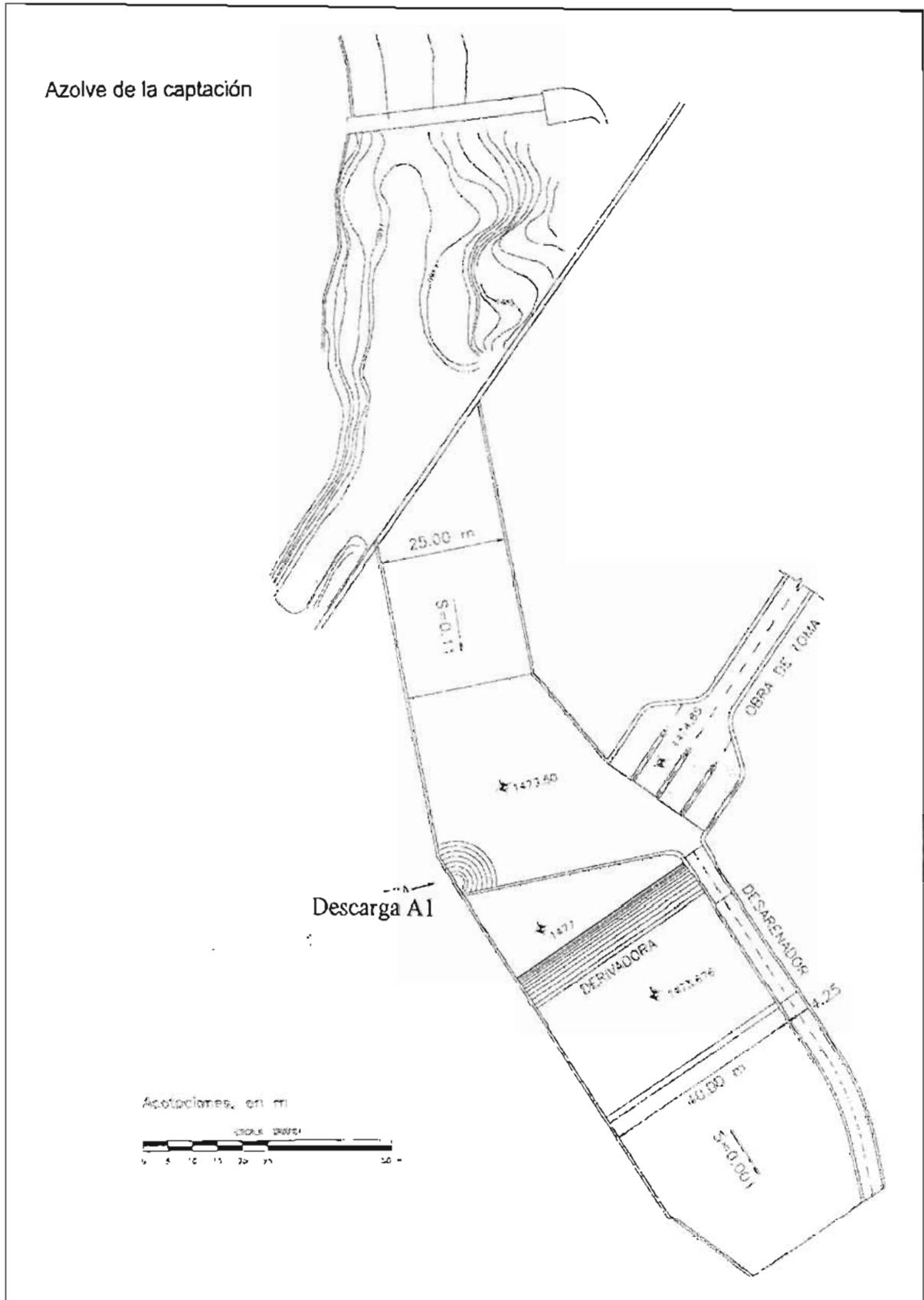


FIGURA 4.5.a Geometría de la captación del arroyo A2, condiciones actuales

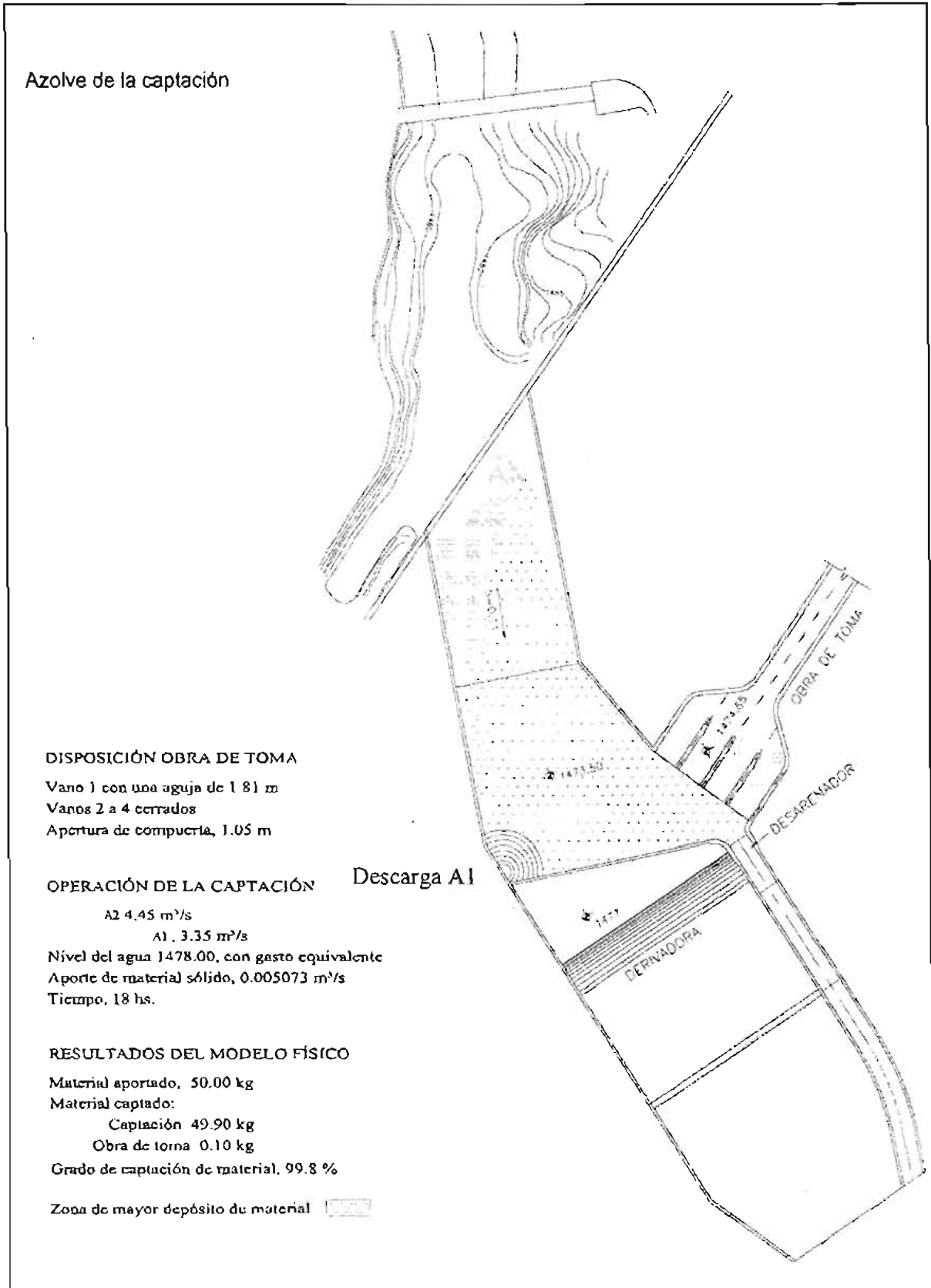


FIGURA 4.5.b Disposición de la captación de material sólido, condiciones actuales .Operación b

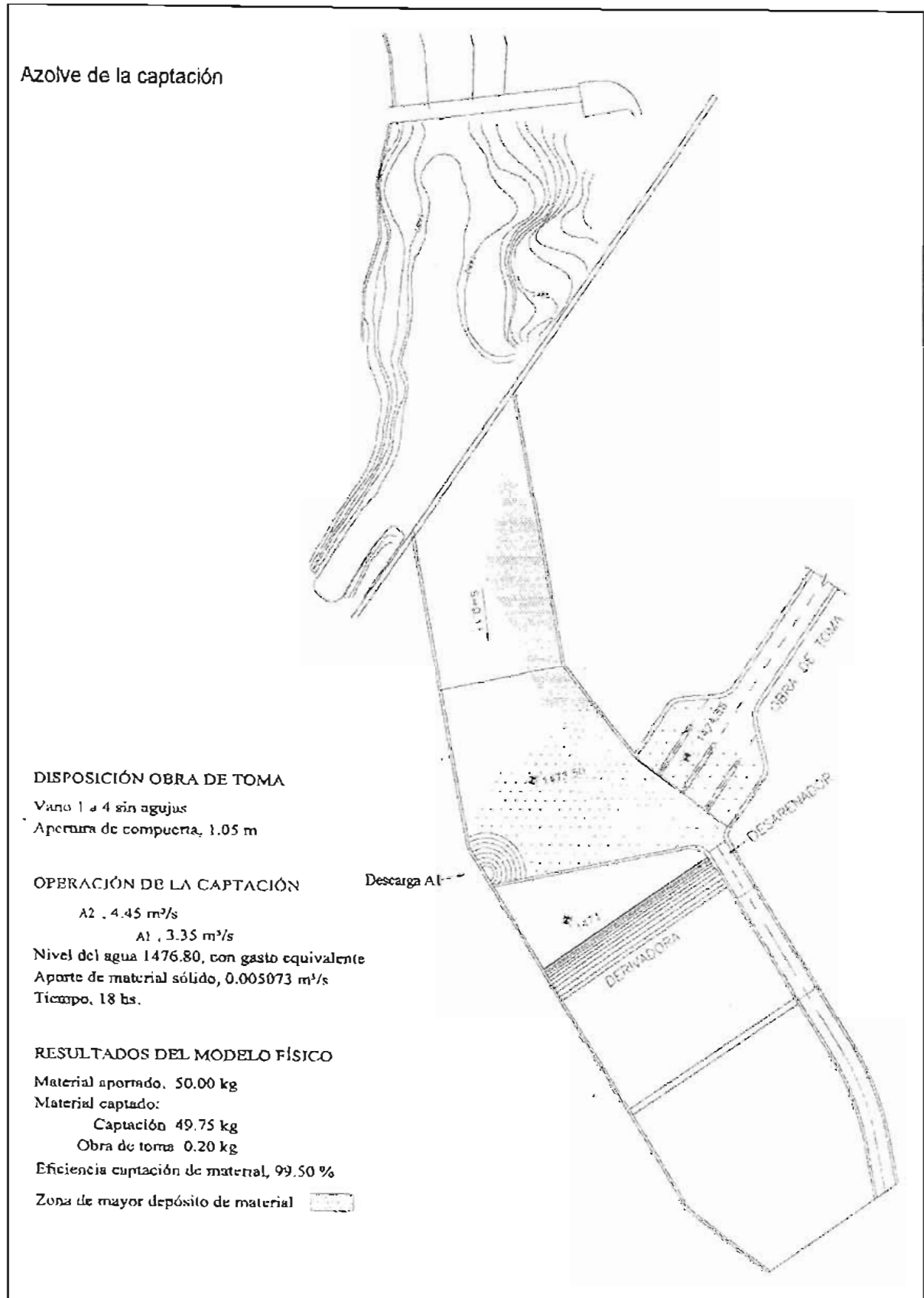


FIGURA 4.5.c Disposición de la captación de material sólido, condiciones actuales .Operación c

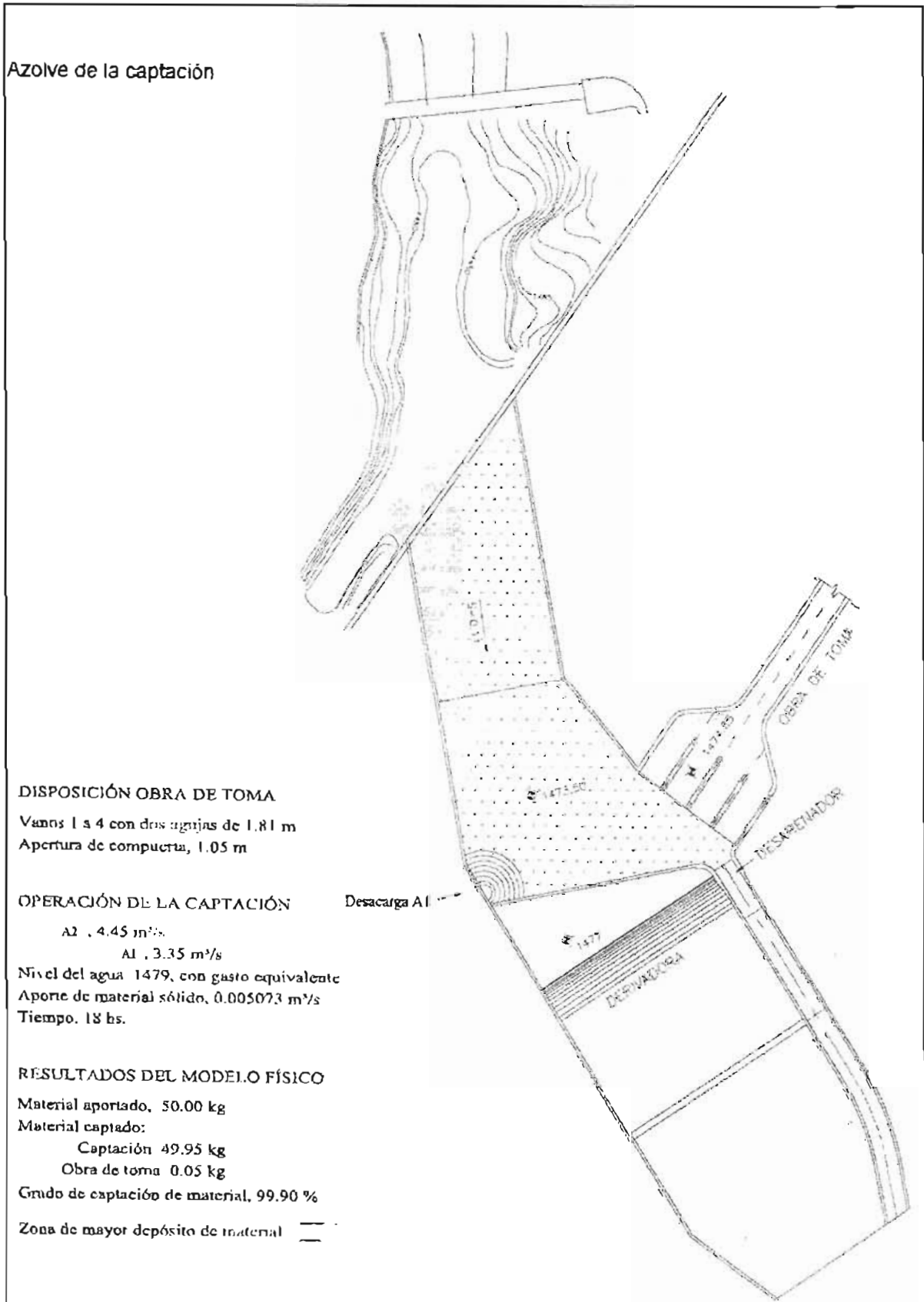


FIGURA 4.5.d Disposición de la captación de material sólido, condiciones actuales. Operación d

4.4.3 Ensaye de la alternativa de solución

4.4.3.1 En avenidas

Para la representación de la época de avenidas, se realizaron ensayos en el modelo físico, representando los siguientes panoramas:

A. Gasto líquido

Cuatro avenidas con gastos pico de 60, 120, 180 y 240 m³/s (figuras 4.7.a-d), y gasto base de 20 m³/s antes y después de presentarse la avenida. La duración del hidrograma es de 12 horas, las primeras y últimas cuatro horas corresponden al gasto base, las otras corresponden a la avenida.

B. Gasto sólido

Un aporte de sólidos proporcional a la información remitida por personal de la central, de 509.76 Ton/día para un gasto medio de 4.045 m³/s.

De los resultados obtenidos del ensayo del modelo físico, 12 hrs equivalente a prototipo, se concluyó lo siguiente:

- a. El material sólido depositado en la captación, se reduce conforme el pico de la avenida se incrementa; lo cual se debe a la turbulencia que genera el escurrimiento en la captación, provocando que el material arrastrado sea puesto en suspensión y transportado por el vertedor de la derivadora (tabla 4.2).
- b. El material depositado en el canal desarenador–obra de toma es mínimo; el de suspensión no se valúa pero se considera que el porcentaje calculado del material que pasa, expresado en peso, es de 5.02 y 11.55%, para las avenidas de 60 y 240 m³/s con un gasto base de 20 m³/s, (tabla 4.3).

TABLA 4.2 Material sólido depositado en la captación, en época de avenidas en condiciones actuales

Ensaye	Opción Obra de Toma	Gasto, m ³ /s		Q _{cr} m ³ /s	Nivel agua, m		Peso del material seco, en kg (para: repletón y grado de captación, en % de grado repletón)						Figuras y fotos	
		base	avenidas		mínimo	máximo	W _A	W _C	W _S	W _D	W _W	W _B		W _A -W _B
1	E	20	60	27.8	1479.45	1479.60	77.500	63.400	2.500	0.130	0.520	66.000	11.47	233a
2	E	20	120	29.2	1479.80	1480.30	91.000	70.800	4.900	0.140	0.440	76.280	14.72	233b
3	E	20	180	32.5	1480.20	1480.90	115.100	81.300	7.500	0.310	0.640	92.110	22.99	233c
4	E	20	240	34.0	1480.30	1481.20	143.900	98.000	9.900	0.350	0.640	108.250	25.65	233d

Notas:

* Disposición geométrica de la captación, fig. 5.5

* Duración de la avenida, equivalente a período de gasto base 4 hrs, gasto pico 4 hrs, y gasto base 4 hrs

* Altura de las agujas, 1.81 m

$$W_D = W_{C1} + W_{C2} + W_{CD}$$

$$\mu_{(captación)} = \frac{W_x}{W_A} (100)$$

Peso del material seco, en kg

W_A Aportado al arroyo A2

W_C Material depositado en la captación de Atunijac

W_S Material depositado en los canales sedimentadores

W_D Material depositado en el canal desarenador y Obra de Toma

W_W Material depositado en el canal de descarga del repletor.

W_x = W_C + W_S + W_D + W_W + W_B + W_A - W_B

Q_{cr} Gasto mínimo que pasa por la obra de toma, en una avenida

Identificación	Condición de operación de la Obra de Toma				Aportada (cuaperta en)
	Vano 1	Vano 2	Vano 3	Vano 4	
A	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	0.90
B	una aguja	cerrado	cerrado	cerrado	1.05
C	abierto	abierto	abierto	abierto	1.05
D	dos agujas	dos agujas	dos agujas	dos agujas	1.05
E	una aguja	dos agujas	dos agujas	dos agujas	1.05

TABLA 4.3 Grado de captación de material depositado y en suspensión, para la alternativa de solución

Ensaye	Gasto, m ³ /s		η_{CD}	η_{WA-WD}	η
	base	avenida			
1	20	60	0.17	14.8	5.02
2	20	120	0.15	16.18	4.81
3	20	180	0.27	19.97	10.60
4	20	240	0.24	24.7	11.55

$$\eta = \eta_{CD} (1 + \eta_{WA-WD}) F_C$$

Grado de captación, en %

η_{CD} Del material depositado en el canal desarenador y obra de toma.

η_{WA-WD} Del material depositado, en el canal desarenador y obra de toma, y el puesto en suspensión.

η Del material depositado, en el canal desarenador y obra de toma, y el puesto en suspensión, ajustado.

F_C Factor de corrección por utilizar un material diferente en densidad y granulometría al requerido, igual a 1.872.

El tamaño de material D_{50} depositado en el canal desarenador-obra de toma, por una avenida de $240 \text{ m}^3/\text{s}$ es de 0.09 mm , (figura 4.6).

Cabe hacer notar que los resultados obtenidos a pesar de que son cuantitativos no dejan de ser cualitativos por el efecto de escala que existe entre el prototipo y el modelo, el cual se desconoce.

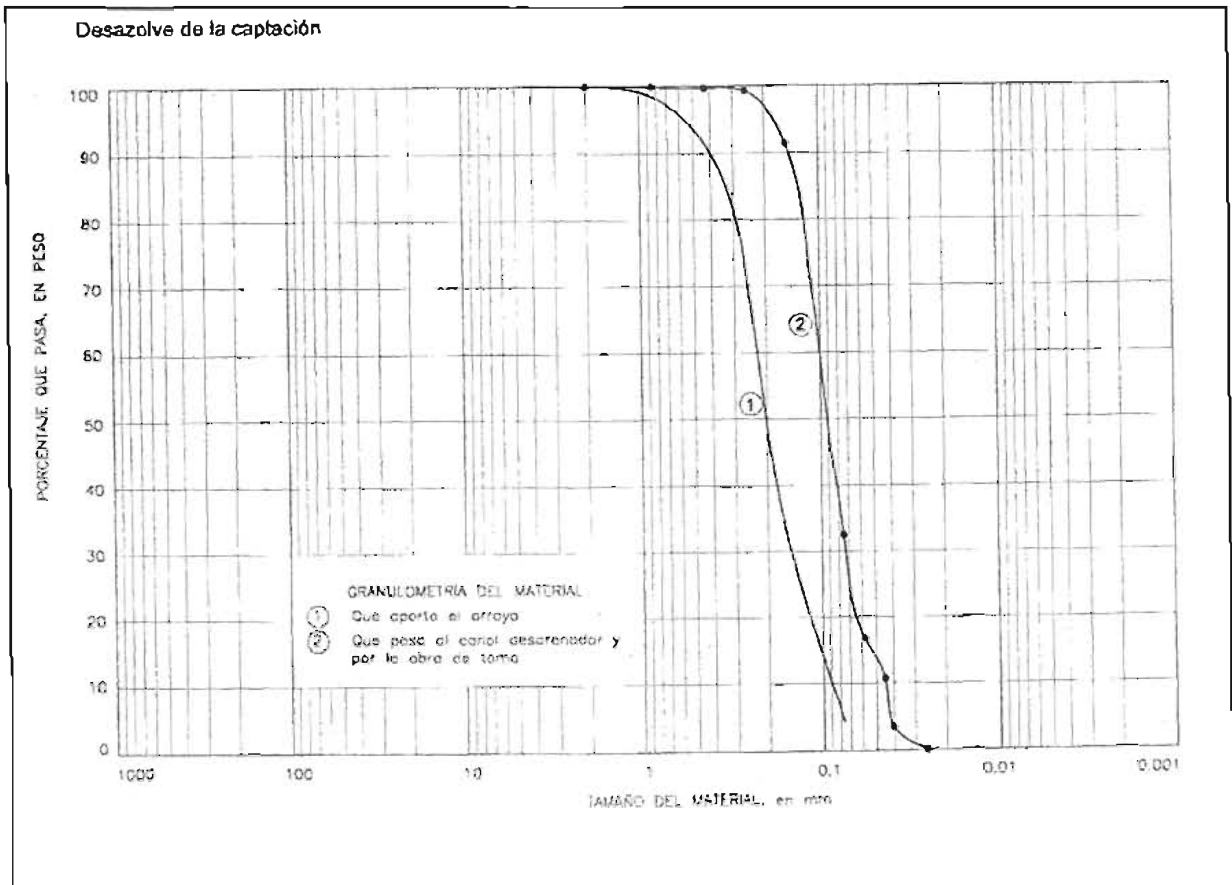


FIGURA 4.7 Granulometría que aporta el arroyo (A2), y el que pasa al canal desarenador-obra de toma, por la avenida de $240 \text{ m}^3/\text{s}$. Alternativa de solución

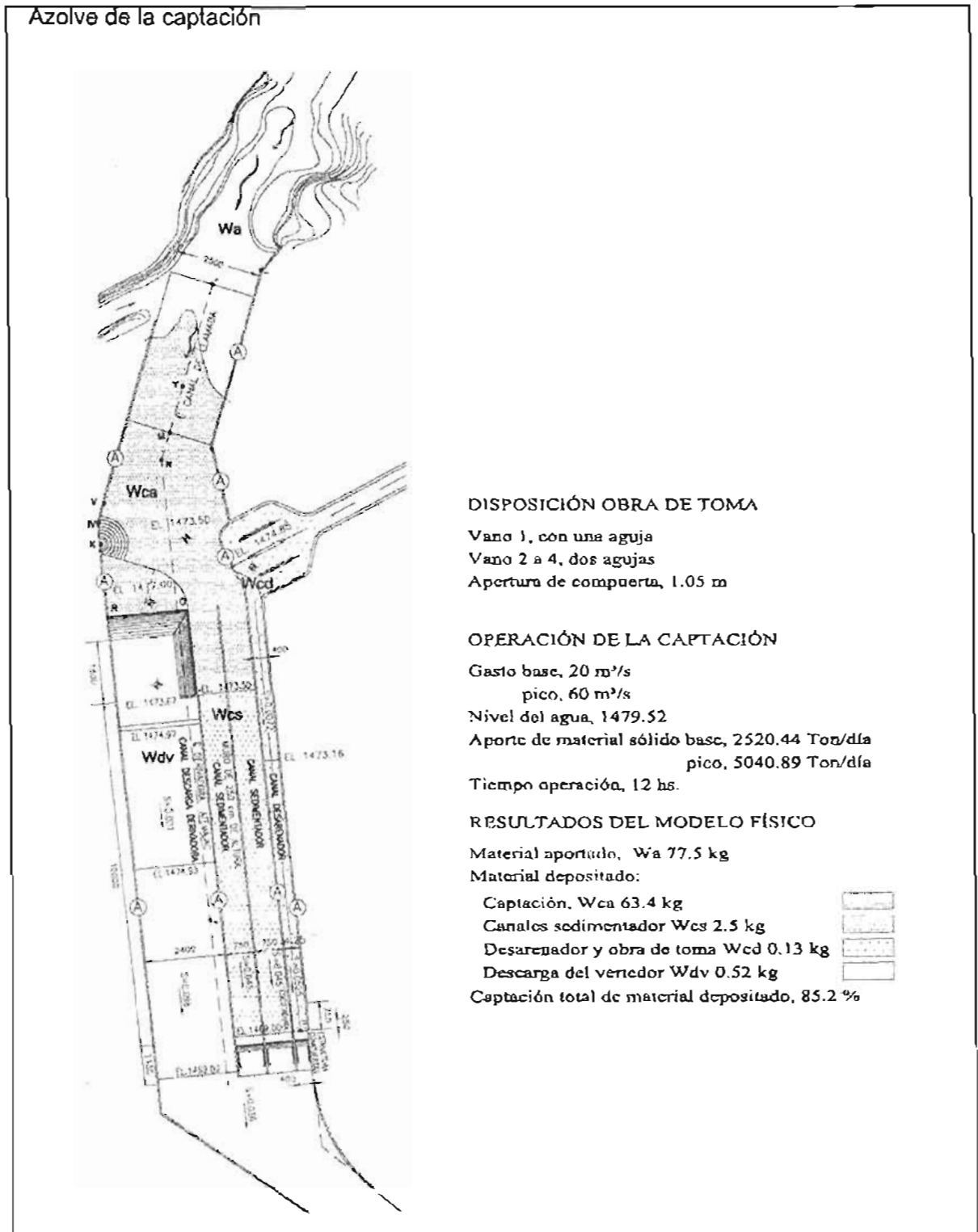
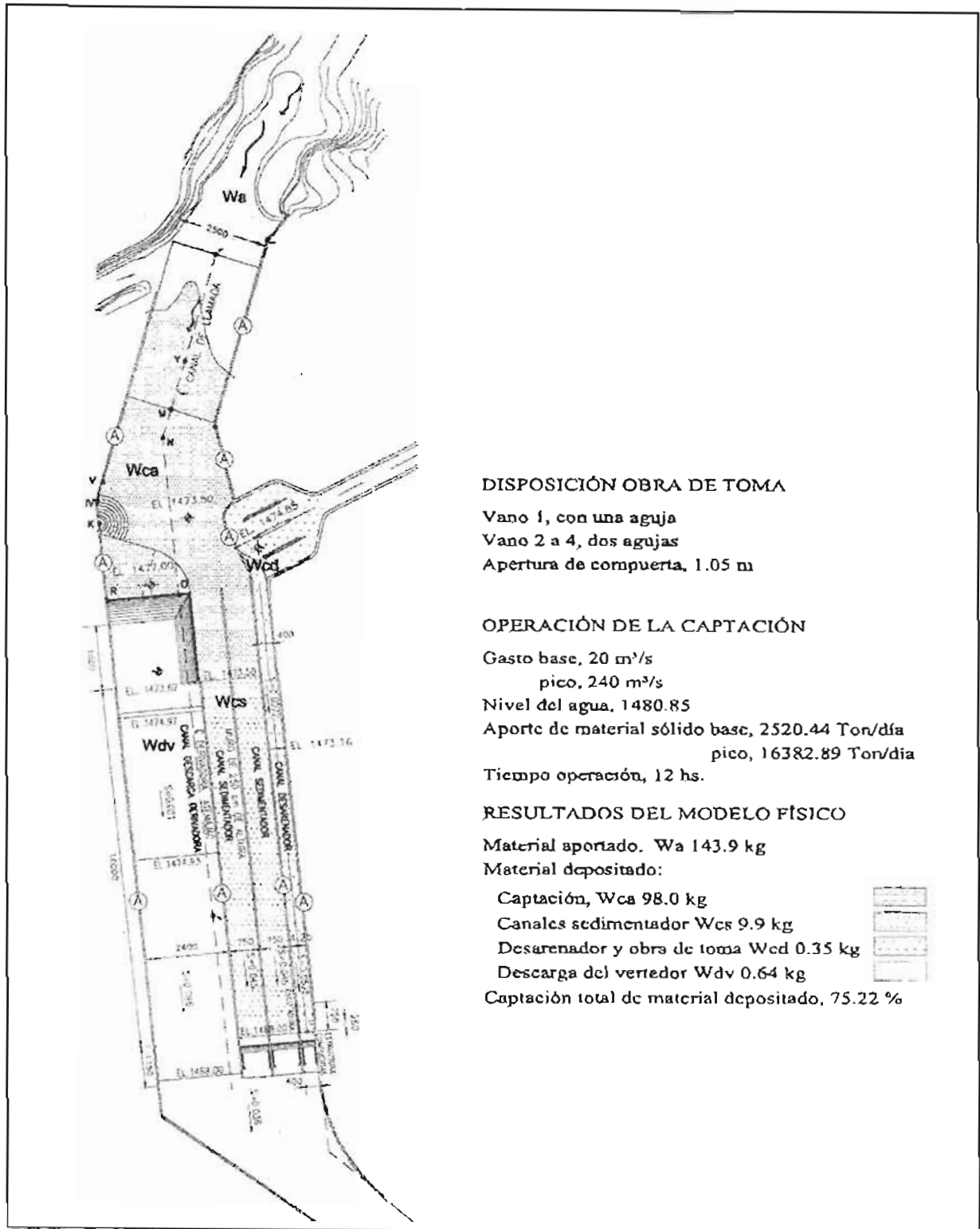


FIGURA 4.7.a Alternativa de solución, material sólido depositado en la captación, por una avenida de 60 m³/s



DISPOSICIÓN OBRA DE TOMA

Vano 1, con una aguja
 Vano 2 a 4, dos agujas
 Apertura de compuerta, 1.05 m

OPERACIÓN DE LA CAPTACIÓN

Gasto base, 20 m³/s
 pico, 240 m³/s
 Nivel del agua, 1480.85
 Aporte de material sólido base, 2520.44 Ton/día
 pico, 16382.89 Ton/día
 Tiempo operación, 12 hs.

RESULTADOS DEL MODELO FÍSICO

Material aportado, Wa 143.9 kg
 Material depositado:
 Captación, Wca 98.0 kg
 Canales sedimentador Wcs 9.9 kg
 Desarenador y obra de toma Wcd 0.35 kg
 Descarga del vertedor Wdv 0.64 kg
 Captación total de material depositado, 75.22 %

FIGURA 4.7.d Alternativa de solución, material sólido depositado en la captación, por una avenida de 240 m³/s

4.5 Desazolve de la captación

4.5.1 Antecedentes

En el modelo físico, se ensayó para conocer el grado de desazolve del material depositado en el recinto de la captación A2, el proyecto original y la alternativa de solución, con el objetivo de mejorar su funcionamiento.

Para evaluar el grado del desazolve de la captación se realizaron varias tareas como las siguientes:

- a. Se registraron los niveles del azolve en cada uno de los vanos considerados hacia el desarenador.
- b. Se discretizó geoméricamente cada uno de los vanos, formando triángulos, cuyos vértices corresponden a los puntos de registro.
- c. Se evaluó el nivel del azolve en cada uno de los triángulos al considerar el promedio de los niveles registrados.
- d. Finalmente, se determinó el grado de desazolve total y en cada uno de los vanos, expresado en porcentaje; al obtener la diferencia del volumen inicial depositado en la captación y el volumen final registrado al término de cada uno de los ensayos y dividido por el volumen inicial.

4.5.2 Ensaye de la alternativa de solución

En el modelo físico, se simuló el mismo depósito de material en los dos canales sedimentadores, el cual, fue equivalente a un metro de espesor (figura 4.8). El ensaye, se refiere a la apertura de la estructura de compuertas, para reducir la altura de estas. Así pues se ensayaron aperturas de 7.50, 6.00, 4.50 y 3.00 m, con una o dos compuertas aguas abajo de los canales sedimentadores; y altura de muro central de 2.50 y 1.25 m.

En el ensaye del modelo se consideró:

- a. El arroyo A1 y A2 aportan el gasto medio anual ($Q = 4.45 + 3.35 = 7.80 \text{ m}^3/\text{s}$).
- b. La apertura de las compuertas se realiza cuando el nivel del agua alcanza el nivel de la cresta vertedora de la derivadora, elev 1477.00.
- c. El abrir simultáneamente las compuertas de los canales sedimentadores y del desarenador.

Desazolve de la captación



CONDICIONES DE OPERACIÓN

- Espesor del azolve depositado de 1 m .
- Una maniobra de operación, apertura-cierre, con elev máxima del agua 1477.00 y 1479.00
-
- Alternativa 3,0 . Aguas abajo de los canales sedimentadores, dos compuertas.
- Operación simultánea de las compuertas de los canales sedimentadores y del desarenador.

RESULTADOS

Ensaye	Tiempo del desazolve		Tiempo desazolve min
	Altura pantalla m	Elevación agua m	
3,0 A	7.5	1479.00	7.83
B		1477.00	12.75
3,1 A	6.0	1479.00	4.16
B		1477.00	12.83
3,2 A	4.5	1479.00	3.31
B		1477.00	8.25
3,3 A	3.0	1479.00	9.66
B		1477.00	9.66

FIGURA 4.8 Condiciones de operación y resultados

5. CONCLUSIONES

5.1 Alternativa de solución para la central hidroeléctrica

5.1.1 Diseño del canal sedimentador

El objetivo fue realizar un proyecto que redujera las aportaciones de arenas en la central. Después de estudiar técnica y económicamente diferentes posibilidades se llegó a la solución que a continuación se describe:

De acuerdo con la literatura especializada, (Sokolov, especifica que en plantas de carga media, deben eliminarse partículas entre 0.20 y 0.50 mm para no causar problemas de abrasión en los equipos). El sedimento de cuarzo de cantos afilados con un tamaño de partícula pequeño de 0.25 mm, puede dañar seriamente las turbinas.

Velikanov (Ec. 3.16) propone un método basado en un análisis probabilístico para definir la longitud del tanque.

$$\ell = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2}$$

donde

ℓ longitud del tanque, m
 w velocidad de caída (V_s), correspondiente a las partículas de cierto tamaño; las partículas que pasan o se depositan en el tanque, m/s (Figura 1.6). La cual se puede obtener con la expresión de Rubey (Ec. 1.23, 1.24 y 1.22):

$$\omega = F_1 [g \Delta D]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta D^3}}$$

v ; viscosidad cinemática

$$\Delta = \frac{\gamma_{\text{sólidos}} - \gamma_{\text{liquido}}}{\gamma_{\text{liquido}}}$$

(En la figura 1.7, se muestra la curva correspondiente a la ecuación 1.23 para una temperatura de 20° C).

λ función de un grado de desarenamiento W , (Figura 3.18)
 v velocidad del flujo, m/s. Obtenida de la fórmula de Camp (Ec. 3.17):

$$v = \frac{a\sqrt{D}}{100}$$

D	diámetro de las partículas seleccionadas para valuar w , mm
a	coeficiente en función de D : a = 36, para $D > 1$ mm a = 44, para $1 \text{ mm} > D > 0.1$ mm a = 51, para $D < 1$ mm
h	tirante en el tanque, m

Otra expresión básica para el diseño del tanque es la empleada para valuar el ancho del mismo, utilizando el principio de continuidad en la forma adoptada por la ecuación 3.11, ($y = h$):

$$b = \frac{Q}{hv}$$

donde

b	ancho del tanque, m
Q	gasto que pasa por el tanque desarenador, m ³ /s

5.1.2 Dimensionamiento del canal sedimentador

a) Datos

Conforme a lo ya descrito y con los siguientes datos:

b = Ancho de cada canal = 7.50 m

h = Altura del nivel del agua = 6.65 m

Q = Gasto repartido en cada canal = 10 m³/s

D = diámetro de partículas, que se seleccionó para valuar la velocidad de caída del material a sedimentar = 0.2 mm.

* $\gamma = 2300 \text{ kg} / \text{m}^3$

* $w = 94\%$; $\lambda = 1.2$ (De la figura 3.18 que propone Velikanov para relacionar λ y w)

* Estos datos fueron obtenidos de la granulometría del material (promedio de 3 pruebas del prototipo), % que pasa en peso = 6%; % retenido en peso = 94% (&)

(&): Este porcentaje es equivalente al % que se sedimenta o al grado de desarenamiento, w .

Para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$;

Y despejando “ v ” de 3.11

$$v = \frac{Q}{bh} = \frac{10}{(7.5)(6.65)} = 0.201$$

Suponiendo que $D = 0.2 \text{ mm}$ (arena fina, de la Clasificación del American Geophysical Union para materiales sedimentarios), es decir, comprendido entre 0.1 y 1.0 mm, entonces $a = 44$, por tanto despejando “ D ” de 3.17 se tiene:

$$D = \frac{(100)^2 (0.201)^2}{44^2} = 0.208$$

$D = 0.21 \text{ mm}$, se corrobora que el valor de “ D ” queda comprendido entre 0.1 y 1.0 mm.

Sustituyendo D en 1.24, se obtiene que:

Con $D = 0.2 \text{ mm}$, equivalente a 0.0002 m ,

$\nu = 1.0049 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (viscosidad del agua a 20° C),

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ y

Δ (Ec. 1.22), es igual a 1.3 con $\gamma_s = 2300 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del material sólido) y $\gamma_{\text{liquido}} = 1000 \text{ kg/m}^3$ (peso específico del agua)

Sustituyendo los anteriores parámetros en la ecuación 1.24, arroja por resultado:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36(1 \times 10^{-6})^2}{(9.81)(1.3)(0.0002)^2}} - \sqrt{\frac{36(1 \times 10^{-6})^2}{(9.81)(1.3)(0.0002)^2}}$$

$$F_1 = 0.415$$

Sustituyendo el valor de F_1 en la ecuación 1.23

$$W = 0.415 \sqrt{(9.81)(1.44)(0.0002)}; \quad W = 0.0209 \text{ m/s} = 2.09 \text{ cm/s}$$

Finalmente y sustituyendo el valor de W , en la ecuación 3.16

$$\ell = \frac{(1.2)^2 (0.201)^2 (\sqrt{6.65} - 0.2)^2}{(7.51)(0.0209)^2} = 99.5324 \text{ m} \approx 100 \text{ m}$$

- Que es la longitud con la que finalmente se llegó a la alternativa de solución.
- Para gastos menores a los 10 m³/s y manteniendo las mismas condiciones, la longitud del canal resulta inferior a los 100 m.

5.1.3 Funcionamiento de la captación

El sedimento que el flujo transporta; parte se deposita en la captación y otra en los canales sedimentadores; siendo un alto porcentaje, el material en suspensión, que es retenido en dichos canales.

El material que se deposita en la captación y en los canales, se desaloja a través de las compuertas de los canales sedimentadores y del desarenador. De acuerdo con los resultados obtenidos el tiempo de desazolve es del orden de 10 min, con dos compuertas en el extremo aguas abajo de los canales.

Los materiales que no son removidos al operar la o las compuertas, tendrán que ser removidos mecánicamente en forma periódica.

Lo anterior, implica modificar el arreglo geométrico actual de la captación, conforme al esquema seleccionado; es decir, se deberá reconstruir parte de la derivadora, construir los canales sedimentadores e independizar el canal desarenador de estos, así como las estructuras terminales.

5.1.4 Recomendaciones

Para llegar al arreglo elegido como la solución al problema, se previó las siguientes modificaciones de las condiciones actuales de la central hidroeléctrica. A razón de:

1ª Etapa.- Se deberá construir un muro frente a la obra de toma actual y extender la plantilla de la obra de toma (elev 1474.85), hasta el muro por construirse, (figura 5.2).

Se deberá operar la obra de toma para gastos medios anuales, instalando una aguja en el vano de la margen izquierda y otras dos en los vanos restantes, la apertura de la compuerta de la obra de toma será de 1.05 m. Se desazolvará periódicamente la captación con una maniobra de apertura-cierre, cuando el nivel del azolve alcance las inmediaciones del umbral de toma (elev 474.50). Si la maniobra de apertura-cierre de la compuerta fuere muy periódica, se procederá a desazolvar la captación mecánicamente.

De no abrir la compuerta del desarenador, se forma una barrera hidráulica en el canal sedimentador margen izquierda, lo que obstruye el desazolve del material depositado; incrementándose así, el tiempo de limpieza.

De acuerdo con los resultados obtenidos, como tiempo de desazolve de la captación al operar las compuertas, la definición de la altura de estas, estaría en función del tiempo de que se disponga para la operación de limpieza, el cual tendrá que ser definido por el personal de operación de la Central Hidroeléctrica; por ejemplo, si se dispone de hasta 10 min; de la figura 6.1, la altura de la compuerta sería de 3.00 m; con un tiempo de desazolve de 9.66 min.

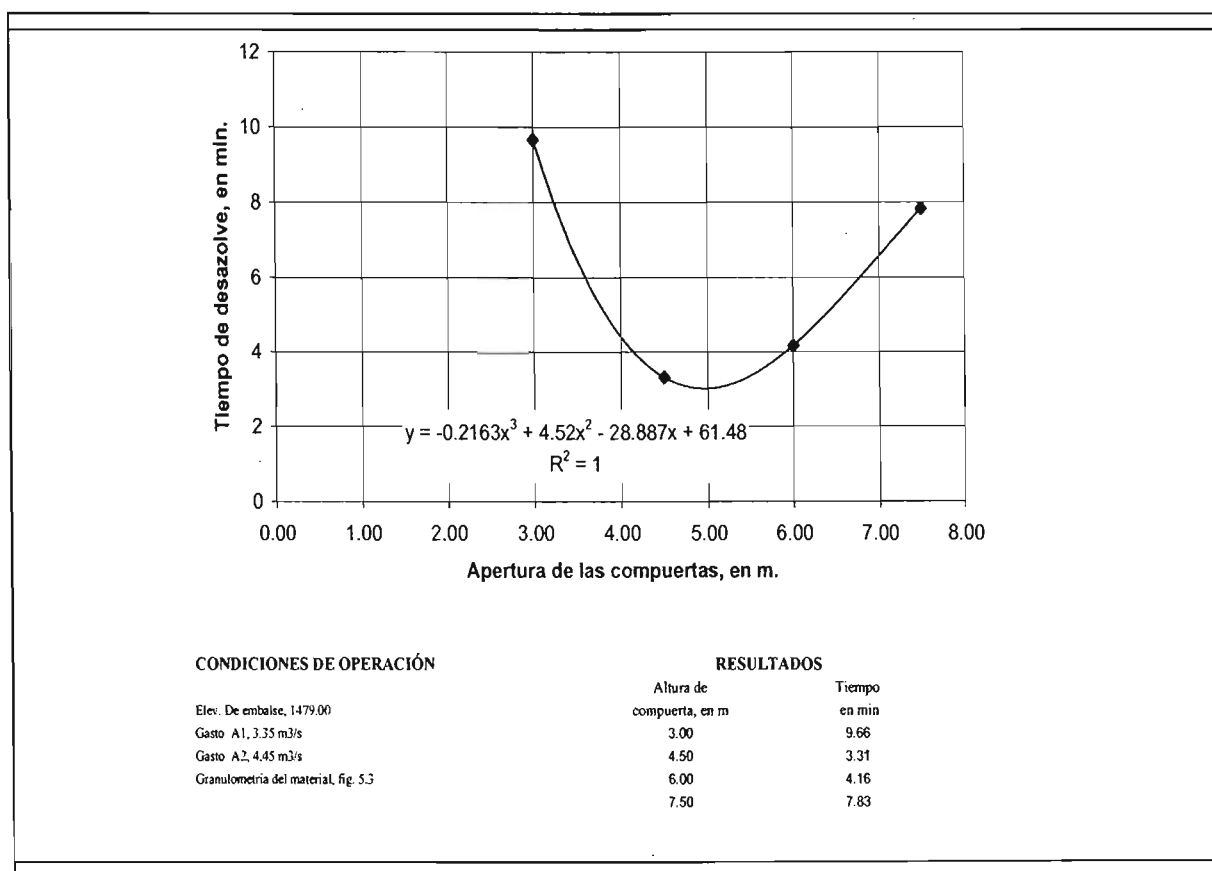


FIGURA 5.1 Tiempo de desazolve de la captación

2a Etapa.- Construir el canal sedimentador conforme al arreglo geométrico elegido, previa definición del funcionamiento de la derivadora, para definir la altura del muro en margen derecha del canal sedimentador.

La operación de la obra de toma se hará instalando una aguja en el vano de la margen izquierda y dos mas en los vanos restantes, la apertura de la compuerta de la obra de toma será de 1.05 m; se deberá desazolver la captación con una maniobra de apertura-cierre de las compuertas de los canales sedimentadores y desarenador simultáneamente, esto, después de presentarse una avenida o cuando el nivel del azolve alcance en las inmediaciones de la

compuerta de los canales sedimentadores con una profundidad de un metro. El material en el recinto de la captación que no sea desalojado, tendrá que ser removido mecánicamente.

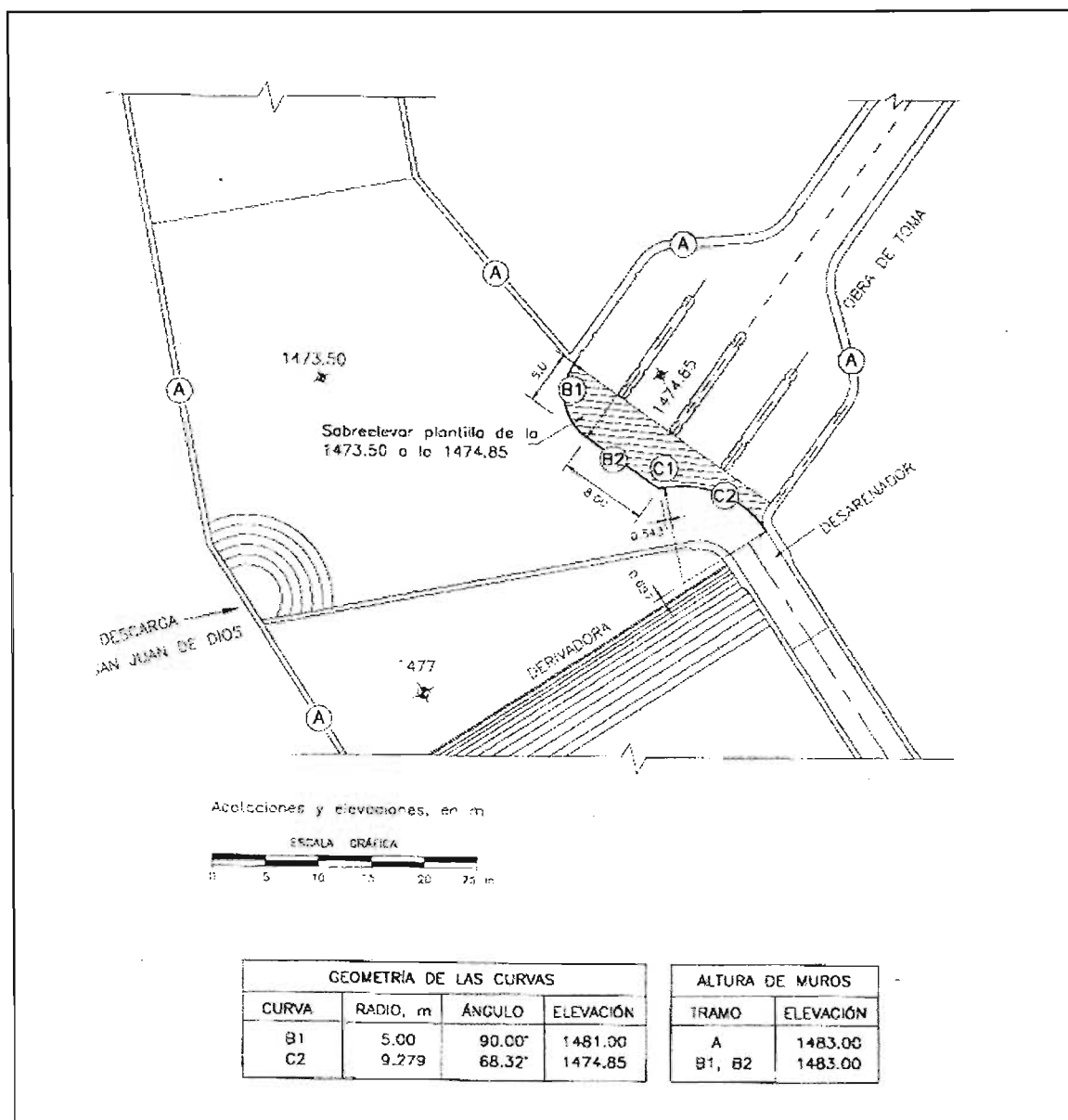
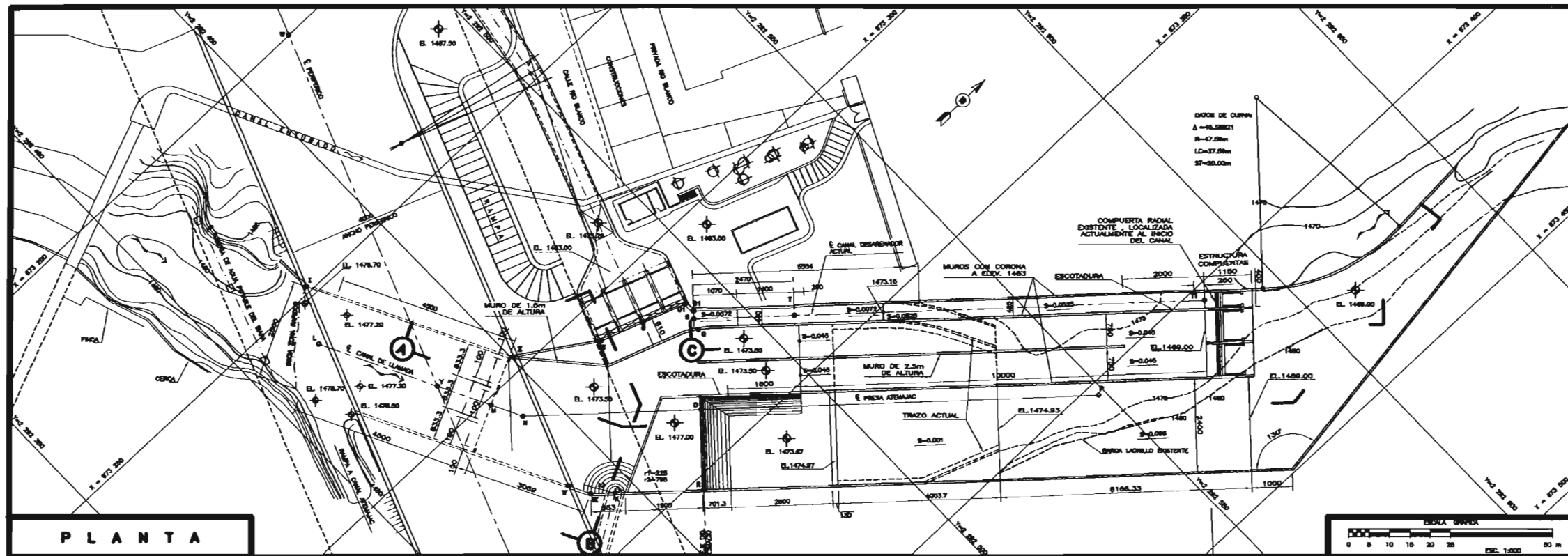


FIGURA 6.1 Arreglo geométrico de la captación. Etapa 1

5.1.5 Observaciones

Cabe señalar que los resultados obtenidos, a pesar que son cuantitativos, no dejan de ser cualitativos, esto, por el efecto de escala que existe entre el prototipo y el modelo, y el cual se desconoce. Aunque por experiencias pasadas, se ha visto que los ensayos de laboratorios, arrojan resultados muy parecidos con valores teóricos o de prototipo, por lo que se tiene un excelente nivel de confianza en la alternativa seleccionada.



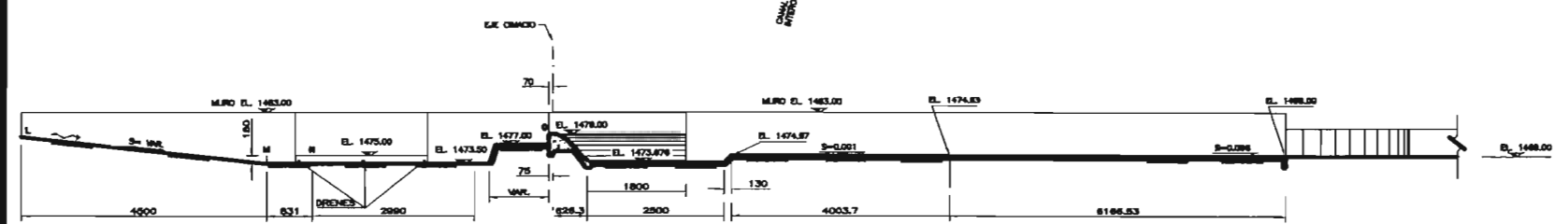
COORDENADAS			
PUNTO	X	Y	ELEVACION
J	873 410.32	2 282 328.73	1476.11
K	873 338.88	2 282 448.33	1476.35
L	873 391.34	2 282 418.31	1473.50
M	873 321.58	2 282 438.31	1473.50
N	873 338.00	2 282 442.80	1473.50
O	873 338.08	2 282 474.87	1479.00
P	873 387.78	2 282 542.35	1472.88
Q	873 323.11	2 282 488.13	1479.00
R	873 353.67	2 282 481.82	1479.00
S	873 380.42	2 282 488.16	1473.00
S1	873 318.82	2 282 490.48	
T	873 338.78	2 282 507.85	1473.32
T1	873 403.74	2 282 583.35	
U	873 312.42	2 282 478.47	1474.73
U1	873 318.23	2 282 482.18	
V	873 348.08	2 282 501.35	
W	873 383.00	2 282 488.04	
X	873 400.00	2 282 313.81	
Y	873 388.00	2 282 432.11	
Z	873 487.87	2 282 332.41	
I	873 348.8288	2 282 438.8888	
II	873 388.7885	2 282 490.8270	1483.00
III	873 328.8181	2 282 488.7787	1483.00
IV	873 334.8082	2 282 440.7887	1483.00
V	873 328.3821	2 282 438.1823	1483.00

CIMENTACION	
DISTANCIA (m)	ELEVACION
0.00	1476.843
1.00	1476.798
1.80	1476.874
2.00	1476.277
2.00	1477.811
3.00	1477.478
3.00	1476.879
4.10	1476.287

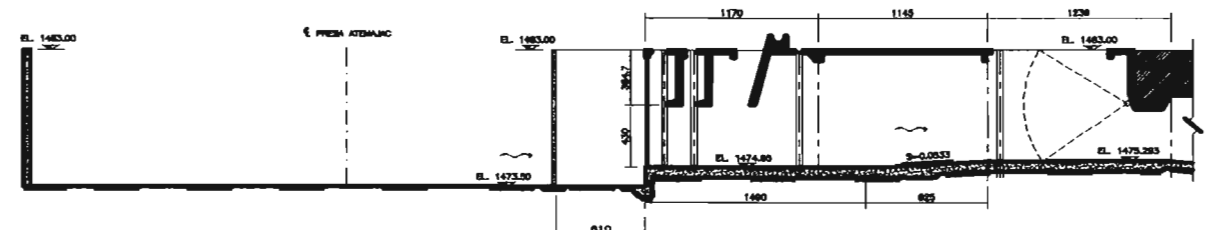
PLANOS DE REFERENCIA:

No. DE CLASIFICACION	TITULO
228.28/0-0-2-81481	PLANTA GENERAL
228.28/1-0-0-8-78848	PLANO GENERAL DE EJES
228.28/2-0-0-2-78880	PLANO GENERAL ARROYO ATENAJAC
228.28/3-0-0-32-80792	OBRA DE TOMA ATENAJAC
228.28/4-0-0-46-81743	OBRA DE TOMA ATENAJAC (ARRIACOS)
Hoja 1463	

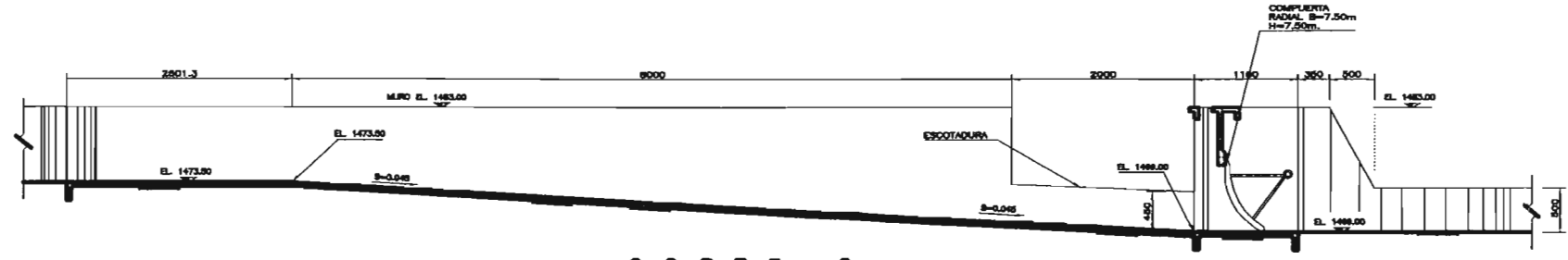
NOTAS
 1.-COTACIONES EN CORTICES Y ELEVACIONES EN METROS EXCEPTO LAS MENCIONADAS EN OTRA UNIDAD.



CORTE A
Esc. 1:500



CORTE B
Esc. 1:200



CORTE C
Esc. 1:300

FECHA	DESCRIPCION	EST	NO	DE	LEC

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION
 COMISION DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
 COMISION TECNICA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
 SUPERVENCIA DE DISEÑOS HIDROELECTRICOS

PROYECTO HIDROELECTRICO:
CONSTRUCCION:
 OBRAS DE ELIMINACION DE ARENAS CON CANALES

AREA DE OBRAS: HIDRAULICA
 DISEÑO: _____
 CALIFICACION: _____

FECHA: _____
 HORA: _____

RESPONSABLE DEL PROYECTO: _____
 SUPERVISOR ASISTENTE: _____

Fig 6.3 DETALLE DE LA ALTERNATIVA DE ELIMINACION DE ARENAS CON CANALES

Como se puede observar en la figura 5.3, las granulometrías del material depositado en la captación y el que se empleó para la realización de las pruebas en el laboratorio, difieren uno del otro. Al ser el material depositado en la captación, más grueso que el empleado en el laboratorio, se utilizó un gasto ligeramente mayor al debido, para así, poder simular con precisión el flujo mixto y corroborar tanto la eficiencia de captación como la de limpieza.

Dado que el arrastre de sólidos en el cauce no fue cuantificado, no se comparó el grado de captación de la estructura con la aportación del río. Se consideró que en la obra, se deberán calibrarse los volúmenes de los sólidos, en base a los arrastres reales y que la frecuencia de operación del tanque se obtendrá de manera empírica, es decir, de manera experimental *in situ*. Cualquier cifra que se suponga, sería una mera suposición. Sin embargo, lo que si se revisó de manera cualitativa fue el funcionamiento y diseño del desarenador, como se observó en el punto 5.1.1.

En la figura 5.3, es posible observar el esquema propuesto para solución, atendiendo al análisis mostrado en el primer punto de este capítulo No. 5.

5.2 Comentarios

El presente trabajo, es una compilación de temas hidráulicos, aplicados a medios naturales en un medio físico, en el que se destacan procesos de erosión y transporte de sedimentos. Este trabajo pretende ser un auxiliar técnico-informativo para evaluar algunos procesos naturales asociados al agua o para el diseño de (pequeñas) obras hidráulicas complementarias.

Es importante recalcar que las soluciones a los problemas que se presentan durante el análisis y/o diseño de obras hidráulicas: obras de toma, obras de conducción, control y manejo de cuencas, etc., serán dependientes de los criterios y conceptos que se adopten en cada caso.

El párrafo anterior se concluye a partir de lo observado, consultado y analizado para la realización de este trabajo, con un humilde punto de vista se puede decir que:

- En sentido muy riguroso se podría asegurar que no basta con la sola adquisición de conocimientos teóricos, sino la búsqueda de respuestas prácticas a preguntas prácticas. Por ello, el punto de partida consiste en determinar con exactitud y precisión qué es lo que se desea conocer y cómo se van a utilizar dichos conocimientos.
- Un proceso de producción de sedimentos en cuencas y su transporte por parte de las corrientes naturales es bastante complejo. La cuantificación de los sedimentos para proyectos de Ingeniería se basa en mediciones y en la aplicación de métodos empíricos.

Estos métodos empíricos por lo general funcionan bajo condiciones controladas (laboratorios) o en función de un gran número de variables, que en campo, la mayoría de las ocasiones la mano del hombre no puede tener un absoluto control sobre todas ellas. Desde el punto de vista analítico las fórmulas empíricas para cálculo de carga de fondo han tenido un desarrollo más completo que las de sedimentos en suspensión. Sin embargo, los resultados prácticos (de ambas) siguen siendo aproximados y no absolutos.

Hablando de complejidad en las fórmulas empíricas, en el capítulo 1, se propusieron tres métodos para pronosticar el volumen de sedimentos en corrientes naturales. Estos se eligieron precisamente porque eran los que menos variables y secuencias de cálculo necesitaban y fue a criterio de los autores de esta tesis el proponerlos.

Existe bibliografía muy detallada sobre los muchos métodos empíricos que se pueden aplicar para la cuantificación de sedimentos, tanto de suspensión, lavado o de fondo; inclusive para tratar de determinar el índice de erosión que existe en la cuenca y tratar de determinar la pérdida de suelo utilizable. Pero nuevamente se hace presente el gran sin fin de variables que estos ocupan.

En un marco físico más tangible que el de las mismas variables de algunos métodos de cuantificación, están los debidos a las condiciones climatológicas y geomorfológicas del

lugar, zona o región. Así pues, los principales factores que actúan en la generación de los caudales sólidos y líquidos que llegan a los cauces naturales y son transportados por ellos, están relacionados con las características de la lluvia y de la cuenca, la erosión pluvial y la dinámica de los cauces.

- Características de la lluvia:
 - Intensidad
 - Duración
 - Frecuencia
 - Distribución temporal

- Características de la cuenca:
 - Morfometría: Area, Longitud, Pendiente, Elevación media, entre otras.
 - Capacidad de almacenamiento: Concentrado en depósitos puntuales o Distribuido sobre el área.
 - Clase y uso del suelo.

- Erosión pluvial.
 - La magnitud de la erosión pluvial depende del régimen de lluvias y de la geomorfología de la cuenca vertiente. La erosión se cuantifica por medio del parámetro denominado "pérdida de suelo". Esta pérdida de suelo representa un potencial medio de erosión anual y se expresa en milímetros de suelo por año (mm/año). Solamente una parte de este volumen llega hasta los cauces naturales y alimenta la carga de sedimentos en suspensión que transporta la corriente.

- Los siguientes son los factores que intervienen en el cálculo de la Pérdida de Suelo:
 - Número de aguaceros fuertes en el año, intensidades de los aguaceros, tamaño y altura de caída de las gotas de agua.
 - Erodabilidad del suelo.
 - Distribución de los cultivos.
 - Mantenimiento y protección de los suelos.
 - Características físicas de la zona: Area, Longitud y Pendiente.
 -

- Dinámica de los cauces.
 - La dinámica de los cauces depende de su caracterización hidráulica, la cual se basa en los siguientes aspectos:
 - Geometría del cauce (pendiente longitudinal y características de la sección transversal).
 - Régimen de flujo.
 - Viscosidad del agua.
 - Capacidad de transporte de sedimentos.
 - Posibilidad de desbordamientos.

Aunque desde el inicio de este trabajo se hace la comparación entre el punto de vista de un ingeniero civil y uno agrónomo respecto a la pérdida de suelo, este es un factor determinante en la generación y aportación de sedimentos a las corrientes naturales.

Con todo el listado de parámetros que deben intervenir en la cuantificación de los sedimentos, fue posible determinar algunos factores que causan problemas durante el diseño de estructuras hidráulicas cuando se necesita evaluar de manera confiable los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan hasta las obras y que a menudo ocasionan fallas en su operación:

- Deficiencia en la información cartográfica e hidrometeorológica de las cuencas vertientes, y de caudales líquidos y sólidos en la mayoría de los ríos.
- Desarrollo aún incipiente de los métodos de medición de sedimentos, así como la elección y aplicación de fórmulas empíricas a casos reales.
- Cambios en las prácticas tradicionales de manejo de la cuenca después de construídas las obras.

En los primeros dos casos las cargas totales de transporte de sedimentos que se aplican en el diseño de las obras pueden resultar excesivas o deficientes; en el tercero, el pronóstico hecho con base en la información histórica resulta irreal.

Así pues, del análisis del tema tratado en el presente trabajo y reforzando los primeros párrafos de este apartado de comentarios, se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Existe una relación estrecha entre la carga real de sedimentos que un río transporta a su paso por una sección determinada y la producción de material de arrastre en la cuenca por procesos de erosión pluvial y de remoción en masa. Esta relación está en función de una serie de factores entre los cuales se incluyen las variables meteorológicas, características de la cuenca y capacidad de transporte del río. Estas variables, a su vez, dependen del tiempo.
2. La carga potencial de sedimentos que la cuenca produce por erosión pluvial se mide por medio del factor denominado Pérdida de suelo. La aplicación de ecuaciones empíricas para calcular o estimar la pérdida de suelo en un período dado no produce resultados precisos, pero permite determinar índices para comparar los potenciales erosivos en cuencas de la misma región.
3. No existe una relación única entre caudal sólido en suspensión y caudal líquido porque existen otros factores que deben tenerse en cuenta como son la distribución espacial de las lluvias, la localización de zonas potencialmente erosionables en la cuenca y la capacidad de transporte del río.
4. Aún simplificando el tratamiento de los procesos que se cumplen en la cuenca y en el río, es evidente que solamente la aplicación de modelos matemáticos complicados o de modelos físicos podría ayudar a determinar de

una manera aproximada la carga real de transporte de sedimentos en función de la capacidad de transporte del río y del abastecimiento potencial de sedimentos por parte de la cuenca.

5. Para lograr un mejor conocimiento de los procesos reales de transporte de sedimentos en los ríos es indispensable incrementar los programas de aforos líquidos y sólidos. A excepción de las cuencas de algunos ríos importantes que cuentan con abundantes registros de lluvias, caudales y sedimentos, en la mayoría de los casos los registros son escasos o nulos. Es decir, es necesario evaluar, además de la información histórica existente, la relación que existe entre la cuenca como productora de sedimentos y el río como conductor de los mismos.
6. A pesar de sus limitaciones, la determinación de la carga de sedimentos en suspensión en una estación por medio de mediciones sistemáticas con muestreadores de sedimentos, representa un índice aceptable, muy utilizado, a nivel anual.
7. Los ríos poseen una capacidad natural de transporte de sedimentos. Cualquier obra que los afecte modificará también su capacidad de transporte lo cual inducirá cambios en los procesos de sedimentación y erosión que ocurren en el tramo de influencia de la obra.

El comentario final a estas conclusiones sería que, los diseños de obras de captación, presas de embalse, protección de márgenes, etc, en las cuales la acción de los sedimentos que el río transporta es un factor determinante, resultan inadecuados cuando no se tienen los elementos suficientes para pronosticar el comportamiento de ellos durante la vida útil de las obras. Este pronóstico debe incluir factores como el manejo de la cuenca, su influencia sobre el río, y todos los aspectos que se han tratado someramente en el presente trabajo.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS TÉCNICAS

1. The Ferguson Foundation, Agricultural Engineering Series. SOIL & WATER CONSERVATION ENGINEERING (2th.Edition).John Wiley & Sons, Inc. USA 1966.
2. Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos. PRESAS DE DERIVACIÓN. México 1980.
3. García Héctor. PRESAS DERIVADORAS. Facultad de Ingeniería, UNAM. México 2001.
4. Trueba Coronel Samuel. HIDRÁULICA. Compañía Editorial Continental. México 1979.
5. Sotelo Gilberto. HIDRÁULICA GENERAL. Ed. Limusa México 1999.
6. Naudasher. HDRÁULICA DE CANALES. Ed. Limusa. México 2001.
7. Sotelo Gilberto. HIDRÁULICA DE CANALES. Facultad de Ingeniería, UNAM. México 2002.
8. Levi Lattes Enzo. TRATADO ELEMENTAL DE HIDRÁULICA. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. México 1996.
9. Ven Te Chow. OPEN-CHANNEL HYDRAULICS. Mc. Graw-Hill. Japón 1959.
10. Gardea Humberto. HIDRÁULICA DE CANALES. Fundación ICA. México 1997.
11. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES: A.2.2. OBRAS DE TOMA PARA PLANTAS HIDROELÉCTRICAS. México 1983.
12. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES: A.2.11. HIDRÁULICA FLUVIAL. México 1981.
13. USBR. DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS.
14. Krynine D. P. & Judd W. R. PRINCIPIOS DE GEOLOGÍA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS. (3^a Edición). Ed. Omega. Barcelona, 1972.
15. Lambe T. William, Withman Robert V. MECÁNICA DE SUELOS. Ed. Limusa. México 2000.
16. Creager and Justin. HYDROELECTRIC HANDBOOK (2th.Edition) John Wiley & Sons, Inc.
17. Emil Mosonyi. WATER POWER DEVELOPMENT, V.1: LOW-HEAD POWER PLANTS.

18. Centro de Hidrociencias Enrique Palacios Vélez. INTRODUCCIÓN A LA TEORÍA DE OPERACIÓN DE DISTRITOS Y SISTEMAS DE RIEGO. 2ª Ed. Corregida 1981, Chapingo, Mex.
19. Maza, José A. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS. Instituto de Ingeniería, UNAM. México, 1996.