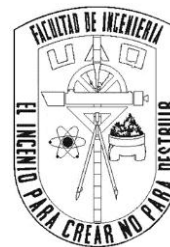




Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería



Guía del Maestro

Hidráulica Ambiental

Que como parte de los requisitos para obtener el grado
de Ingeniero Civil

Elaborada por: Diego Bernardo Jiménez Tabla
Dirigida por: Dr. Eduardo Álvarez Mendiola

Santiago de Querétaro, Querétaro. Octubre del 2013

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

C ONTENIDO

	Página
Dedicatoria	3
Introducción	5
Objetivo	7
UNIDAD 1. Elementos de Ingeniería básica para grandes Obras Hidráulicas	9
1.1 Identificación de sitios	13
1.2 Tipos de boquillas	14
1.3 Selección de sitios	16
1.4 Elementos constructivos y estructuras auxiliares	17
1.5 Estudios previos	20
UNIDAD 2. Presas de almacenamiento y derivación	25
2.1 Definición, componentes y clasificación	29
2.2 Presas de derivación	34
2.3 Elección del tipo de presa y consideraciones para su ubicación	36
2.4 Necesidades de una presa y cambios morfológicos	39
2.5 Altura de la presa, bordo libre y dimensionamiento de las obras	40
2.6 Ejemplo de dimensionamiento	51
UNIDAD 3. Problemática ambiental de las obras hidráulicas	63
3.1 Introducción y definiciones	67
3.2 Propiedades y origen de los sedimentos	67
3.3 Morfología de ríos	78
UNIDAD 4. Erosión hídrica de cuencas	91
4.1 Fenómeno de la erosión	95
4.2 Cálculo de la pérdida de suelo	96
4.3 Métodos para el control de la erosión	106
4.4 Modelos de simulación y ejemplos de aplicación	108
UNIDAD 5. Transporte de sedimentos	119
5.1 Definición y conceptos	123
5.2 Cuantificación del transporte de sedimentos	128
5.3 Métodos para cuantificar el arrastre en la capa de fondo	133

UNIDAD 6. Azolvamiento de embalses	137
6.1 Descripción del fenómeno	141
6.2 Distribución del sedimento	142
6.3 Eficiencia de atrape y compactación de sedimentos	150
6.4 Corrientes de densidad	154
6.5 Control de azolve en vasos	159
UNIDAD 7. Obras de protección y control de la erosión	163
7.1 Obras de defensa en márgenes de ríos	167
7.2 Obras de defensa contra erosión local	172
7.3 Obras de protección contra inundaciones	174

DEDICATORIA

A Dios

Por haberme dado vida, salud y bendición hasta el día de hoy para poder concluir este logro en mi vida.

A mis Padres

Por haberme brindado su amor y apoyo, en todo momento dándome sus consejos, valores, enseñanzas y por ser el pilar fundamental en todo lo que soy; por esto y más, GRACIAS. Los quiero mucho.

A mis Hermanos

Por haberme apoyado y brindado momentos de descanso y diversión todos estos años. Los quiero mucho.

A mi Asesor

Por haberme apoyado y motivado a poder culminar mis estudios profesionales y para la elaboración de este trabajo.

A mis Amigos

Por haberme apoyado y ayudado a lo largo de la carrera, para así poder terminar cada semestre y finalmente, este trabajo.

Pido a Dios que este trabajo sea de bendición y ayuda a los futuros lectores de este trabajo.

INTRODUCCIÓN

Los Sistemas de Recursos Hídricos (SRH, en adelante) poseen, en general, diferentes tipos de naturaleza. Por un lado, su propia naturaleza física permite que sean útiles como medio de transporte de cargas de todo tipo y aún de residuos; sirven como fuente generadora de energía que se aprovecha en los asentamientos humanos o industrias aledañas; se utilizan como el medio para la disolución de carga contaminante o de desecho de las industrias, con el fin de minimizar las afectaciones a los usuarios del recurso aguas abajo; dan, en gran medida, soporte biológico a la flora, la fauna y a los seres humanos; se utilizan también como agente refrigerante o transmisor de calor; y, por qué no, los SRH se usan como un elemento recreativo y de esparcimiento para el ser humano.

Por otro lado, los SRH deben conservar el estado ecológico del agua y del entorno, tal que no se provoquen daños al medio ambiente y que satisfagan la normativa de calidad necesaria para que el recurso hídrico satisfaga, en calidad y en cantidad, las demandas agrícolas, urbanas e industriales.

Por lo mencionado en los párrafos anteriores y con el fin de contar con una herramienta útil que proporcione conocimientos generales sobre los SRH y específicamente en las Obras Hidráulicas, la asignatura *Hidráulica Ambiental*, proporcionará al estudiante una visión global tanto del diseño como de la problemática que se genera en la planificación, proyecto y puesta a punto de las obras hidráulicas.

El curso *Hidráulica Ambiental* está conformado por siete unidades de estudio. Cada una de ellas proporciona al estudiante el conocimiento necesario y formativo de manera que al término del semestre estará capacitado para diseñar una obra hidráulica y conocer la problemática que esta genera, así como la solución a la misma.

OBJETIVO

Al término del curso, el alumno estará capacitado para diseñar, en primer término, obras hidráulicas que conforman un SRH. Asimismo podrá distinguir si en un cauce natural de un SRH transporta o no material sedimentario o de acarreo y si éste afecta o no a los embalses que se planea construir. El alumno será capaz de, una vez detectada la problemática ambiental provocado por una obra hidráulica, estimar la erosión que se provoca en forma natural en la cuenca, calcular el transporte de sedimentos que transitan por el cauce del río, determinar el volumen de material depositado en una presa construida o en proyecto de construcción y finalmente definir y/o diseñar obras de protección en las márgenes de los ríos, obras de protección contra la erosión local y obras de protección contra inundaciones.

UNIDAD 1

Elementos de ingeniería básica para grandes obras hidráulicas

OBJETIVO

El objetivo planteado en esta unidad es que el alumno pueda ser capaz de identificar sitios para posibles emplazamientos de obras hidráulicas, así como determinar el mejor tipo de boquilla para la ubicación de una cortina o presa. Conocerá el tipo de estudios previos necesarios para llevar a cabo el diseño de una obra hidráulica y definirá las correspondientes obras auxiliares que integran un diseño completo de una obra hidráulica.

CONTENIDO

Durante el desarrollo de esta unidad, se contempla la selección de sitios para emplazamientos de obras hidráulicas, así como el estudio del tipo de boquillas con base en los planos topográficos que proporciona el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). Se revisan las estructuras auxiliares que conforman el proyecto de un SRH y se mencionan y analizan los estudios previos necesarios para llevarlo a cabo.

Las obras hidráulicas que conforman un SRH se construyen para cubrir dos grandes objetivos, a saber: aprovechar el agua que es transportada por un río y, por otro lado, protegerse contra los daños que el río ocasiona al desbordarse. Para satisfacer el primer objetivo, se construyen presas de almacenamiento o presas de derivación; para el segundo objetivo se construyen presas contra inundaciones y presas retenedoras de azolve. Sin embargo, las presas de almacenamiento sirven, en muchas ocasiones, para controlar inundaciones y en el caso de que el transporte de sedimentos de la corriente no sea muy grande, la presa puede servir aún para retener un cierto volumen de sedimento o azolve transportado por el cauce.

1.1 Identificación de sitios

La determinación del sitio para el emplazamiento de una obra hidráulica, involucra la consideración de diversos factores, como lo pueden ser:

- ◆ Condiciones del Sitio
- ◆ Factores Hidráulicos
- ◆ Condiciones de Tránsito
- ◆ Condiciones Climáticas

Teniendo en cuenta estos componentes para la selección de sitio, se procede a la exposición de datos para diseño como niveles de operación en el vaso, capacidad para la obra u obras de toma, estudio de avenidas para el desvío y para la obra de excedencias, datos topográficos, estudios geológicos y geotécnicos del sitio, etc.

Un sitio satisfactorio para un embalse debe cumplir ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse. La hidrología de la cuenca, la cabeza disponible y el volumen de almacenamiento, deben adjuntarse a los parámetros de operación de impuestos por la naturaleza y la escala del proyecto. La conveniencia técnica se establece por la presencia de un sitio (o sitios) para la presa, la disponibilidad de materiales apropiados para la construcción de la misma y por la integridad del embalse con respecto a filtraciones. Las características hidrológicas y geológicas o geotécnicas de la cuenca y del sitio son los factores determinantes para establecer la convivencia técnica de un sitio para un embalse.

Debe tenerse en cuenta el tiempo considerable que debe transcurrir entre la planeación estratégica, con identificación de los requerimientos del proyecto, y el comienzo de la construcción en el sitio. Una porción importante del tiempo puede atribuirse al proceso “político” de toma de decisiones y arreglar la finalización del proyecto.

El objetivo principal de la fase de reconocimiento, que puede extenderse por un periodo sustancial, es recolectar de forma extensiva la información topográfica, geológica e hidrológica. Los mapas a gran escala y cualquier información ya disponible serán el punto de partida, pero se requieren estudios de campo mucho más detallados. En particular, se debe tener en cuenta reconocimientos aéreos con sensores modernos además de las técnicas fotométricas tradicionales, para la apreciación de planos precisos y de gran escala (por ejemplo, 1:5000 y mayores). En manos de un intérprete hábil, los reconocimientos aéreos también proporcionan una información muy valiosa sobre la geología, los potenciales tipos de presas y la disponibilidad probable de los materiales de construcción.

Se conducen estudios hidrológicos para determinar las características de precipitación y escorrentía, para evaluar la evidencia histórica de inundaciones, etcétera.

1.2 Tipos de boquillas

La boquilla de una presa es el lugar seleccionado para desplantar la cortina, incluyendo en ella el cauce del río y sus laderas o márgenes.

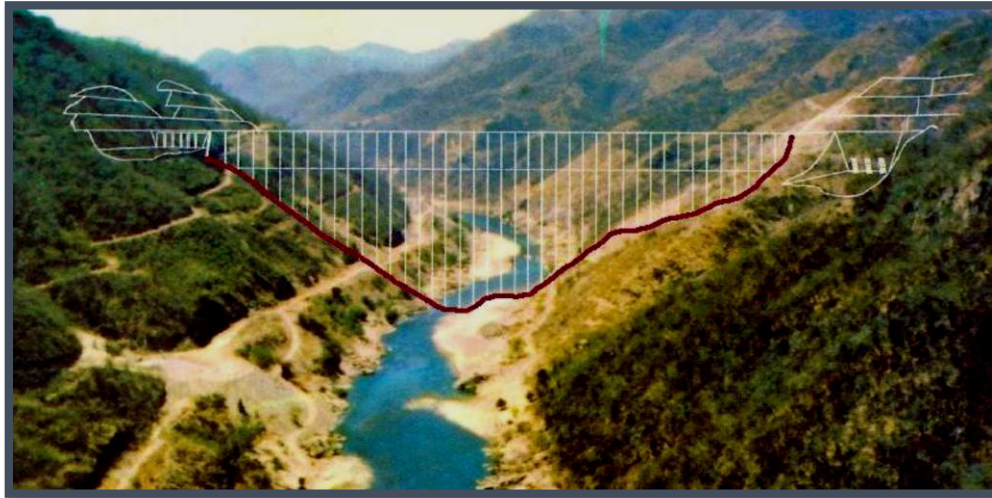


Figura 1.1 Boquilla de la cortina Aguamilpa

Fuente: Página de internet, referencia [1].

La clasificación de las boquillas se hace por medio de la relación arco-altura (a/h):

- ◆ Cañón ($a/h < 3$)
- ◆ Estrecha ($3 < a/h < 6$)
- ◆ Ancha ($6 < a/h < 7$)

La forma de la boquilla es uno de los parámetros principales para la selección del tipo de cortina. Las cortinas de arco delgado o arco-bóveda, son seleccionadas para sitios donde la boquilla tiene una relación $a/h < 3$, es decir en cañones. Las cortinas de arco delgado, son económicamente factibles en los sitios donde la boquilla es extremadamente estrecha, sin embargo este hecho no es decisivo puesto que las rocas de la zona también deben tener una buena capacidad a compresión, puesto que todas las fuerzas actuantes en la cortina serán transmitidas a ella. El perímetro de la cimentación utilizada para desplantar cortinas de arco es conocido como pulvino.

En los sitios donde la boquilla tiene una relación a/h menor a seis pero mayor a 3, se tiene una boquilla estrecha, sin embargo ésta no es lo suficientemente estrecha como para

garantizar la estabilidad de una cortina de arco delgado, en estos sitios resulta más viable construir cortinas de arco-gravedad, para las cuales el material de construcción trabajara aportando estabilidad por peso propio, sin la necesidad de utilizar el volumen de concreto de las cortinas tipo gravedad, y a la vez se aprovechara el arreglo estructural de la cortina para transmitir el resto de sus fuerzas actuantes a la cimentación y cumplir con su estabilidad.

Las boquillas anchas permiten la construcción de varios tipos de cortinas, entre ellas:

- ◆ Cortinas de tipo gravedad
- ◆ Cortinas de contrafuertes
- ◆ Cortinas de arcos múltiples
- ◆ Cortinas de materiales naturales
- ◆ Enrocamiento con cara de concreto

Las cortinas tipo gravedad son seleccionadas cuando la boquilla está formada por rocas sedimentarias, areniscas y limos y que tienen una resistencia de entre 8 y 10 ton/ft². En boquillas que tienen una resistencia a la compresión mayor a la mencionada, es admisible la colocación de una cortina de concreto pre tensado o cortinas de machones, para reducir los costos por volumen de material además tienen la ventaja de reducir la supresión al ocupar un área pequeña para su desplante.

Las cortinas de contrafuertes son una buena alternativa en ese tipo de boquillas, únicamente debe cuidarse que el apoyo de sus contrafuertes esté colocado sobre roca de buena calidad, con una resistencia a la compresión mínima de 20 a 30 ton/ft² en las que no exista la posibilidad de asentamientos, representan una buena alternativa para reducción de material respecto a las cortinas de gravedad, sin embargo presenta características similares en costos, supresión y corrosión.

Las cortinas de materiales naturales y las de materiales mixtos como las de enrocamiento con cara de concreto, son una elección conservadora de cortinas para los casos donde no se cuenta con información detallada de la geología de la boquilla. Se selecciona este tipo de cortinas cuando se tienen las características siguientes:

- El material de la boquilla no tiene una buena resistencia a la compresión
- Existen bancos de materiales con buenas características en zonas cercanas a la obra
- Se cuenta con arcillas disponibles para la colocación de una sección impermeable en la cortina

- La zona de construcción resulta lo suficientemente accesible para la manipulación del material por medio de maquinaria pesada
- Es posible aplicar un tratamiento para que la roca sea capaz de soportar esfuerzos de compresión en la cimentación (plinto) de la losa de concreto en el caso de cortinas de enrocamiento con cara de concreto

De acuerdo al tipo de boquilla que se tenga es posible proponer un tipo de cortina, sin embargo la decisión de construir o no un tipo determinado de cortina se analiza conociendo a fondo las características geológicas de la boquilla.

1.3 Selección de sitios

Se puede decir que una cierta área o región, es un buen sitio para una obra hidráulica, cuando cumple ciertos requisitos utilitarios y técnicos. La funcionalidad de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales y el propósito de la obra hidráulica.

Los factores que determinan el lugar para poder emplazar una obra hidráulica son:

- ◆ Condiciones de Cimentación
- ◆ Topografía
- ◆ Materiales de Construcción
- ◆ Accesibilidad al Sitio

Condiciones de Cimentación:

Antes de empezar a desplantar la cimentación se debe de tener en cuenta que el lugar puede tener fracturas, fallas y juntas en los macizos rocosos, diferentes tipos de suelos y rocas, el intemperismo no será igual en toda la zona de cimentación, y las propiedades físicas pueden no ser las mismas para el área completa de desplante.

Topografía:

Las condiciones geológicas deben de ser las óptimas para poder realizar la construcción de obras hidráulicas. Algunos conceptos para tomar en cuenta pueden ser: soporte de los diferentes tipos de cargas, el factor de intemperismo, entre otras variables que se pueden presentar.

Materiales de Construcción:

La disponibilidad de materiales de construcción apropiados influye directamente en el costo total de cualquier tipo de obra.

Accesibilidad al Sitio:

El impacto de este factor está estrechamente relacionado con la disponibilidad de los materiales de construcción. Existe la posibilidad de que se requiera de la construcción de nuevos caminos de acceso, lo cual implica un alza en el costo de la obra.

1.4 Elementos constructivos y estructuras auxiliares

Desvío del río: Para construir la cortina que retendrá el agua y formará el embalse, es necesario desviar el curso natural del río con el fin de trabajar en seco. Existen dos formas para dejar en seco la zona de obra:

- ◆ Desviando el río totalmente por un cauce artificial.
- ◆ Dejando en seco sólo una parte del cauce y concentrando el paso de la corriente por el resto, ejecutando así de forma sucesiva la obra.

El desvío total del río consiste en la ejecución de un cauce artificial, para lo cual hay que hacer una presa provisional, llamada *ataguía*, que produzca el remanso suficiente para que el agua sea desviada por el nuevo cauce. Por lo general se construye una ataguía también aguas abajo para evitar que la zona localizada justamente aguas debajo de la construcción de la presa esté seca.



Figura 1.2 Ataguía

Fuente: Página de internet, referencia [2].

Tomas de explotación: Son estructuras hidráulicas que permiten retirar el agua del embalse y conducirla por gravedad a la planta de tratamiento, estación de bombeo, abastecimiento a una población o hacia un generador de energía eléctrica.

En presas de materiales sueltos las tomas son torres, torre-toma figura 1.3, las cuales poseen diferentes orificios a diferentes niveles cada uno con su correspondiente válvula de paso. Por lo general se localizan cerca de la presa y poseen un puente de acceso.

En las presas de concreto, las tomas se localizan en el cuerpo mismo de la estructura y están equipadas con una compuerta o válvula de cierre.

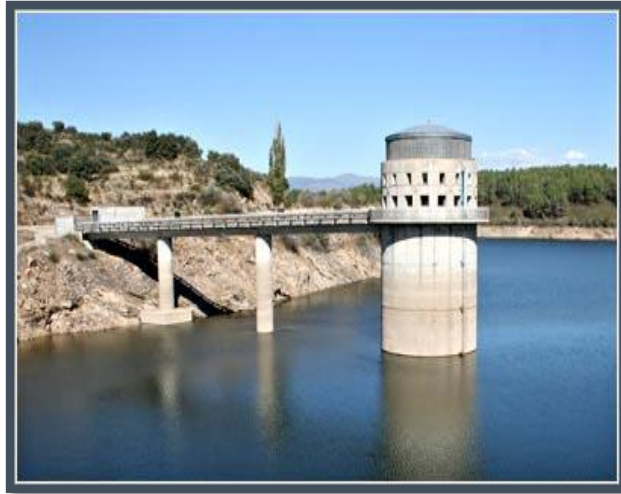


Figura 1.3 Toma de explotación tipo torre

Fuente: Página de internet, referencia [3].

Drenaje en presas: Por lo general, una presa de cualesquier tipo de material necesita drenar el agua que se va infiltrando en su interior. Para ello se construyen galerías internas que van captando el agua que llega a penetrar en la estructura. Las galerías se ponen a distancias verticales de 15 a 30 cm con el fin de lograr que los drenes estén perfectamente rectos entre cada dos galerías y logrando, con ello, mayor facilidad para su limpieza, figura 1.4.

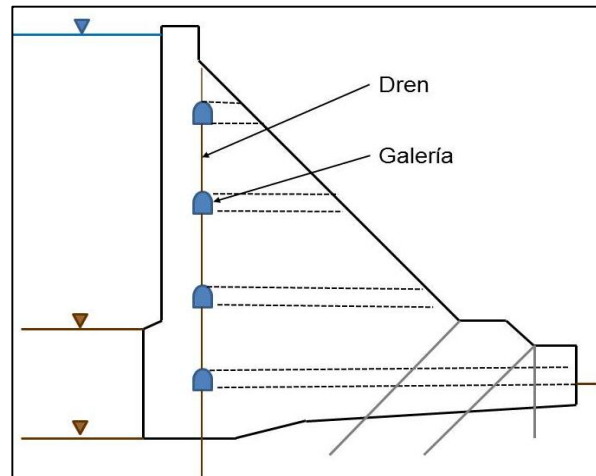


Figura 1.4 Drenes y galerías en una presa

Fuente: Villarino, O. A.,2010. Referencia Bibliográfica [1].

En forma natural, las galerías tienen una salida al exterior y por ella sale el agua de filtración. Las dimensiones comunes de las galerías son tales que quepa un hombre en pie y se aconseja construirlas en forma oval con el fin de distorsionar menos las tensiones que habría en la zona ocupada por las galerías.

Vertedores o aliviaderos: La misión de esta obra hidráulica es desalojar el agua excedente en un embalse, con el fin de evitar perjuicios a la propia cortina y a los bienes y personas ubicados aguas abajo. Para diseñar esta infraestructura se debe considerar los aspectos siguientes:

- ◆ La crecida máxima posible en el río.
- ◆ Las características del conjunto embalse-vertedor-cauce aguas abajo más adecuadas para hacer frente a la crecida máxima y a otras más frecuentes.
- ◆ El reparto de caudales por evacuar entre los distintos vertedores (superficie, fondo y medio fondo).

Un aliviadero o vertedor está constituido esencialmente por una toma, que sirve para derivar el agua del embalse, una conducción más o menos larga, que transporta el agua hasta el punto de restitución elegido, y la obra de reintegro del agua al río. La toma puede ser de dos tipos, figura 1.5:

- ◆ De labio fijo o cresta libre
- ◆ Con compuertas



Figura 1.5 Vertedores de compuerta y de cresta libre
Fuente: Villarino, O. A., 2010. Referencia Bibliográfica [1].

1.5 Estudios previos

Dentro de las primeras etapas para la realización del proyecto de una presa se encuentra la planeación, que consiste básicamente en definir dos puntos primordiales, las necesidades o demandas y las alternativas posibles para satisfacerlas.

En los proyectos de presas, las necesidades consisten en definir si la presa será de aprovechamiento o de defensa o derivación, es decir, para una ciudad con problemas de avenidas su necesidad es una presa de defensa, mientras que en una población con poco abastecimiento de agua, donde la economía se basa en la agricultura, la necesidad sería una presa de aprovechamiento o más específicamente una presa para riego agrícola.

Una vez conocidas las necesidades, se realiza el análisis de factibilidad del proyecto, para el cual es necesario conocer las características de la zona con las que es posible plantear las alternativas más favorables para el proyecto. Este análisis permite también conocer los pros y contras que llevarán a la decisión de llevar a cabo o no el proyecto.

Para conocer las características de la zona es necesario contar con datos topográficos, estudios geológicos, estudios hidrológicos y un análisis beneficio-costos donde además de analizar la factibilidad económica de la obra se analizan posibles afectaciones sociales respecto a los beneficios que una obra de este tipo traería a las poblaciones cercanas.

1.5.1 Topografía Para comenzar con el análisis de factibilidad del proyecto debe conocerse el sitio en donde se planea construir, la ubicación de éste se hace a través de mapas topográficos. Los mapas topográficos pueden generarse de levantamientos hechos

especialmente para el sitio o pueden ser consultados en las publicaciones del INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática) los cuales están a diversas escalas y en versión digital o impresa.

Los mapas topográficos muestran un sitio en planta con curvas de nivel referidas a su elevación correspondiente, con ellas es posible calcular, por ejemplo, una curva elevaciones capacidades que muestre el volumen de agua que quedaría almacenado para cada altura de la cortina. Así pueden hacerse propuestas para la localización del eje de la cortina conociendo las diferentes capacidades que se tendrían para cada punto diferente del eje.

Es recomendable realizar un levantamiento topográfico específicamente para la ubicación del sitio de la boquilla y vaso de almacenamiento con el fin de obtener planos topográficos más detallados y con esto una curva de elevaciones-capacidades más confiable; es importante que esta curva sea lo más confiable posible ya que con ella se establecerán los niveles de la cortina; entre ellos el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias).

Una vez conocida la topografía, se selecciona el eje de la cortina más favorable referido a un banco de nivel y se localizan las coordenadas de sus principales apoyos.

1.5.2 Estudio geológico La geología es la ciencia que estudia la composición de la tierra, su origen y los cambios que ha tenido. En la ingeniería civil, la Geología interesa para conocer a detalle el área donde se desea construir y sus características más aprovechables o bien como resolver el problema de encontrar un tratamiento adecuado a la geología del sitio.

El estudio geológico deberá contener los siguientes elementos: tipos de roca que conforman el sitio de emplazamiento de una presa; las características del suelo ya que influyen de forma directa en la selección del tipo de cortina por construir; geomorfología de la zona de estudio, con el fin de conocer la composición y el relieve drenaje, pendiente y orientación; la tectónica regional con el fin de detectar fallas, fracturas y manifestaciones volcánicas de la zona bajo estudio; la estratigrafía del sitio del emplazamiento de la obra, con el fin de conocer en forma detallada las capas, láminas y estratos de una roca durante su disposición. También importa conocer la geología estructural de la zona; los riesgos geológicos con el fin de evaluar los posibles volúmenes de material que pudieran ser desprendidos o deslizados; el riesgo sísmico es un factor importante que deberá considerarse también.

1.5.3 Estudio geotécnico Este tipo de estudios incluye la realización de pruebas de campo que permitan caracterizar los macizos rocosos y determinar parámetros de diseño y ubicación de los sitios y geometría de las excavaciones.

Las pruebas de campo implican la localización de zonas específicas, donde conociendo el tipo de roca que la conforma se elige el tipo de prueba a realizar. En este tipo de pruebas pueden conocerse características tales como la deformabilidad y los desplazamientos producidos por la aplicación de una fuerza. Las propiedades mecánicas e hidráulicas que no son determinadas en pruebas de campo, se obtienen en el laboratorio en donde se definen básicamente la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad.

1.5.4 Estudio hidrológico En la proyección de presas, un estudio hidrológico es primordial ya que a través de él se conocerán todos los gastos de diseño de las estructuras de la presa y con ellos el diseño para la factibilidad de construcción de la misma.

Un estudio hidrológico básico incluye:

- ◆ Reconocimiento de la cuenca a través de sus características fisiográficas
- ◆ Análisis de datos de precipitación
- ◆ Análisis de datos de evaporación
- ◆ Relación lluvia- escurrimiento

Sin embargo, la hidrología también define las capacidades y elevaciones del vaso de almacenamiento que permiten dimensionar la cortina y obras auxiliares de ésta. Para dimensionar el vaso se utilizan:

- ◆ Curvas elevaciones – áreas – capacidades (volúmenes)
- ◆ Capacidad de azolves y NAMINO
- ◆ Capacidad útil y NAMO
- ◆ Avenidas de diseño para la obra desvío y excedencias
- ◆ Capacidad de control o regulación, NAME
- ◆ Bordo libre

Cada uno de estos parámetros tiene un objetivo específico y van ligados entre sí, por lo que es realmente importante cuidar que todos ellos sean lo suficientemente confiables puesto que un solo error puede arrastrar otros y ocasionar la falla de alguna estructura, causando desastres irreparables.

1.5.5 Dimensionamiento del embalse Con cada gasto asociado a una obra es posible dimensionar el embalse y obtener las elevaciones del NAMIN, NAMINO, NAMO Y NAME, así como el volumen muerto.

Un embalse está constituido por 4 niveles principales:

- ◆ NAMÍN (Nivel de Aguas Mínimo). Es el nivel considerado para recibir los azolves durante la vida útil de la obra. Se obtiene en base al volumen de sedimentos esperado para la vida útil de la obra.
- ◆ NAMINO (Nivel de Aguas Mínimo de Operación). Es el mínimo nivel que se puede tener para el funcionamiento de la obra de toma y queda determinado con el gasto de demanda.
- ◆ NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias). Es el nivel máximo con el que opera la presa. Determinado con el volumen útil que a su vez se obtiene ya sea de un análisis de la curva masa o con el método del algoritmo de pico secuente.
- ◆ NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias). Es el nivel máximo que es capaz de resistir la cortina calculado para un valor máximo esperado de una avenida.

Con las elevaciones de cada uno de estos niveles es posible dimensionar la altura de la cortina. Sin embargo, se debe dar una elevación extra, llamado bordo libre, que toma en cuenta el movimiento del agua por oleaje y con ello se define la elevación de la corona que corresponde a la parte superior de la cortina.

CORONA: Es la altura máxima de la cortina, cuya elevación corresponde a la elevación del NAME mas el bordo libre.

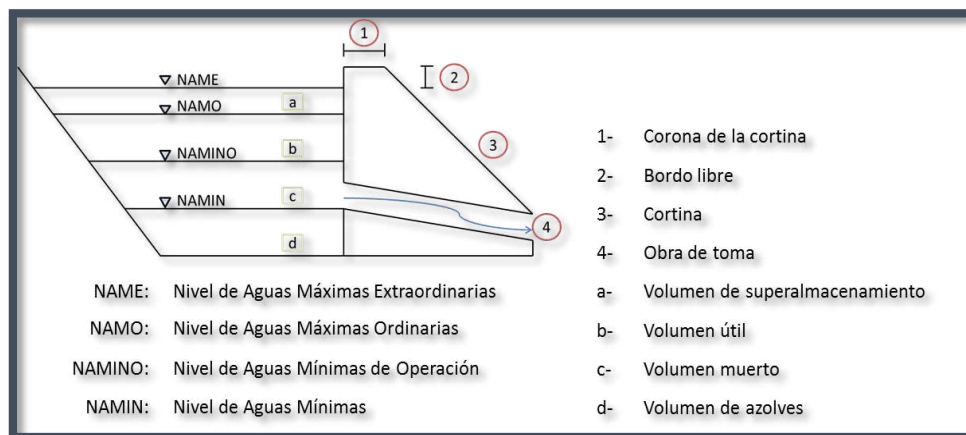


Figura 1.6 Componentes de un vaso de almacenamiento

Fuente: Téllez Q. C., 2010. Referencia Bibliográfica [2]. Elaboración propia.

Conocidos los niveles en la presa, es posible dimensionar la estructura utilizando las denominadas *curvas elevaciones-áreas-capacidades*. Para construir este tipo de curvas, es necesario contar con las curvas de nivel de la zona de la cortina con ayuda de las cartas topográficas proporcionadas por Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), ya sea en papel o en formato digital.

Con la diferencia de áreas entre curvas de nivel asociada a su elevación media, se obtiene la gráfica de *elevaciones-áreas*. Conocida la diferencia de elevaciones entre curvas de nivel contiguas se obtiene el volumen entre ellas. Dicho volumen corresponde a la capacidad de almacenaje del vaso o embalse. Al dibujar estos valores respecto a su elevación media se obtiene la curva *elevaciones-capacidades*.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] VILLARINO, O. A., 2010. BREVE RESUMEN DE LA INGENIERÍA CIVIL. ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ÁVILA, INGENIERÍA TÉCNICA DE TOPOGRAFÍA. ÁVILA, ESPAÑA.

[2] TÉLLEZ Q. C., 2010. NOCIONES DE ESTABILIDAD DE CORTINAS. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO, MÉXICO.

REFERENCIAS – PÁGINAS DE INTERNET

[1] [HTTP://WWW.CFE.GOB.MX/PAGINAS/HOME.ASPX](http://www.cfe.gob.mx/paginas/home.aspx)

[2] [HTTP://WWW.OPANOTICIAS.COM/ACTUALIDAD/ASI-SERA-EL-DESVIO-DEL-RIO-MAGDALENA-EN-EL-QUIMBO_12899](http://www.opanoticias.com/actualidad/asi-sera-el-desvio-del-rio-magdalena-en-el-quimbo_12899)

[3] [HTTP://WWW.MICROSIERVOS.COM/ARCHIVO/MUNDOREAL/PRESAS-EMBALSES-MADRID.HTML](http://www.microsiervos.com/archivo/mundoreal/presas-embalses-madrid.html)

[4] [HTTP://WWW.SAGARPA.GOB.MX/DESARROLLORURAL/DOCUMENTS/FICHASCOUSSA/PRESAS%20DE%20TIERRA%20COMPACTADA.PDF](http://www.sagarpa.gob.mx/DESARROLLORURAL/DOCUMENTS/FICHASCOUSSA/PRESAS%20DE%20TIERRA%20COMPACTADA.PDF)

UNIDAD 2

Presas de almacenamiento y derivación

OBJETIVO

El objetivo planteado en esta segunda unidad es que el alumno pueda conocer el tipo de presas que se pueden construir y elegir la mejor de acuerdo al sitio seleccionado y al fin para la cual será construida. Con ello, el alumno podrá dimensionar las obras que incluyen una presa.

CONTENIDO

En esta unidad se define el concepto “presa” y se expone la clasificación de las mismas. Se indica también cada uno de los componentes que las conforman indicándose las consideraciones que se han de cuidar para elegirla y ubicarla, así como los cambios morfológicos que se provocan aguas debajo de la construcción. Finalmente se incluyen los conceptos básicos para el diseño hidráulico de una presa y el dimensionamiento de las obras que la incluyen.

2.1 Definición, componentes y Clasificación

Una presa es una estructura que se interpone en el paso de una corriente de agua para embalsarla y/o desviarla para su posterior aprovechamiento o para protección de desastres.

Una presa está constituida por varios componentes, ya sean naturales o hechos por el hombre, los cuales son los siguientes

Cuenca: Área de captación de la lluvia la cual es drenada por un sistema de corrientes de agua hacia un mismo punto de salida.

Parte aguas: Es el límite de la cuenca. Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa una cuenca de sus cuencas vecinas.

Vaso de almacenamiento: Se forma por la presencia de la cortina.

Boquilla: sitio donde se localiza la cortina.

Vaso: es el área en dónde se almacena el agua, formando un lago artificial.

Cortina: obstáculo que se interpone a la corriente para formar un vaso de almacenamiento.

Obra de desvío: es la obra hidráulica que permite desviar la corriente del río para permitir llevar a cabo la construcción de la cortina sin que se presente agua en el sitio.

Obra de excedencias: es la obra hidráulica que permite descargar el agua que está en exceso dentro del vaso de almacenamiento.

Obra de toma: Su función es extraer el agua del vaso de almacenamiento en forma controlada para satisfacer una o varias demandas.

Obra de control: Se dice que es de control ya que permite regular el agua que es desalojada por la obra de excedencias y poder dosificarla para garantizar la seguridad de las poblaciones aguas abajo.

Después de la obra de toma, existen otros elementos que son los siguientes

Obra de conducción: Conduce el agua que sale por la obra de toma y lo hace por medio de tuberías y/o canales.

Obra de distribución: Como su nombre lo indica distribuye el agua.

Obra de utilización: Por medio de ella se utiliza el agua para satisfacer la demanda.

Obra de eliminación: Su objetivo es desalojar el agua una vez que es utilizada.

Las obras particulares para cada obra complementaria se muestran en la tabla 2.1.

Uso/Obra	Conducción	Regulación	Distribución	Utilización	Eliminación
AGUA POTABLE	Tubería y planta potabilizadora	Tanques	Red primaria y secundaria	Toma domiciliaria	Drenaje sanitario
RIEGO	Canal principal	Compuertas	Canal secundario	Parcela (tipo de riego)	Drenaje agrícola
GENERACIÓN DE ENERGÍA	Tuberías	Válvula	Tubería	Tuberías	Desfogue

Tabla 2.1 Obras particulares para cada obra complementaria

Las presas se clasifican según los materiales con que esté construido, de manera que existen presas de concreto y presas de tierra (figura 2.1); las primeras se clasifican en presas de gravedad, de arco, de contrafuertes y mixtas; las segundas por lo general son tipo gravedad pudiendo construirse de tierra o de roca

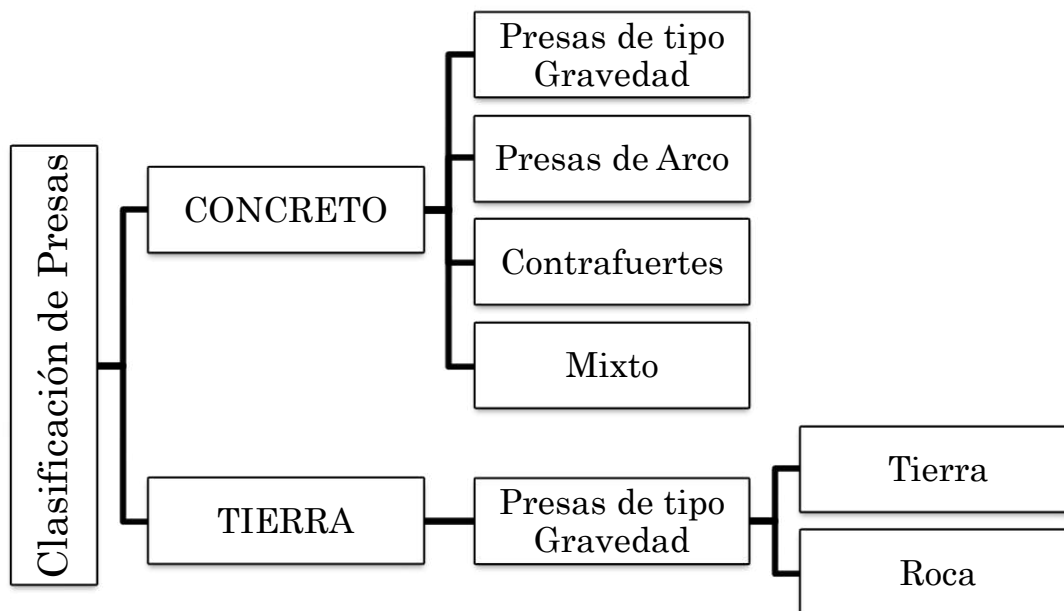


Figura 2.1 Clasificación de presas

Fuente: Torres H. F., 1987. Referencia Bibliográfica [2]. Elaboración propia.

En la figura 2.2 pueden observarse algunos tipos de presas construidas con concreto.



Presa tipo gravedad

Presa tipo arco

Presa tipo contrafuerte

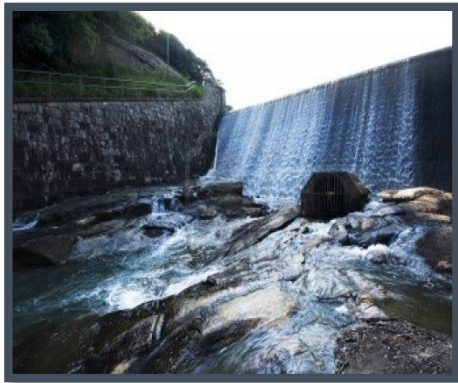
Figura 2.2 Ilustración de los tipos de presas

Fuente: Página de internet, referencia [1].

Existen diversos tipos de clasificaciones para las presas, como por ejemplo:

Según su Altura:

Bajas $H < 15$ m



Altas $H > 5$ m



Figura 2.3 Ejemplos de presas según su altura

Fuente: Página de internet, referencia [2] y [3].

Según su Propósito:

Vertedora



No Vertedora



Figura 2.4 Ejemplos de presas según su propósito

Fuente: Página de internet, referencia [4] y [5].

Según sus Materiales:

Concreto o Mampostería:

- Gravedad
- Arco
- Machones o Contrafuertes

Tierra y Enrocamiento:

- Homogénea
- Materiales Graduados



Presa de concreto



Presa de tierra y enrocamiento

Figura 2.5 Ejemplos de presas según sus materiales

Fuente: Página de internet, referencia [6] y [7].

Según como permita el paso del agua:

Sección Sorda: No permite el vertimiento de agua por encima de su estructura. El agua se conduce al nivel inferior mediante estructuras de conducción o aliviaderos anexos.

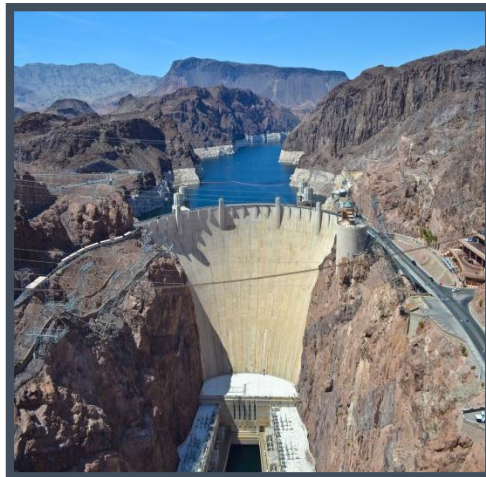


Figura 2.6 Ejemplo de presa tipo sección sorda

Fuente: Página de internet, referencia [8].

Sección Vertedora: Permite el paso del agua a través de orificios superficiales alojados en su cuerpo.



Figura 2.7 Ejemplo de presa tipo sección vertedora

Fuente: Página de internet, referencia [9].

Sección Mixta: Las presas de sección mixta se construyen de forma que parte de la presa permite el vertimiento del agua y parte no.

Según la relación de esbeltez β :

- Flexible: $\beta \geq 1$
- Concreto gravedad: $0.6 \leq \beta < 1$
- Arco gravedad: $0.3 \leq \beta < 0.6$
- Arco puro: $\beta < 0.3$

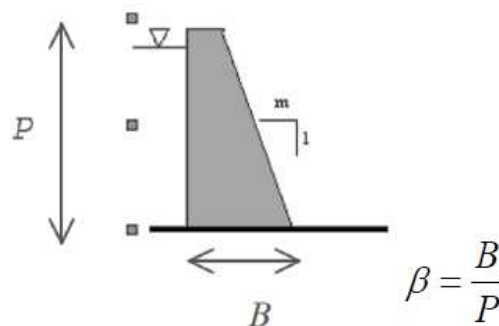


Figura 2.8 Ejemplo de presa según su relación de esbeltez

Fuente: Página de internet, referencia [10].

Según los materiales empleados:

- Concreto Simple
- Concreto Ciclópeo
- Concreto Reforzado
- Materiales sueltos compactados
- Gaviones
- Madera
- Materiales plásticos para modelaje hidráulico

Según su forma de trabajo estructural:

Presas rígidas

Las presas rígidas son básicamente construidas en concreto.

Presas flexibles

Las presas flexibles son rellenos de suelos y/o enrocado.

Según el tipo de cimentación:

Sobre suelo rocoso

Las fundaciones rocosas permiten la construcción de presas con casi cualquier altura de presión.

Sobre suelo no rocoso

Las fundaciones no rocosas permiten construir solamente estructuras con altura de carga media y baja (<30 m).

Según la disposición en planta de la presa:

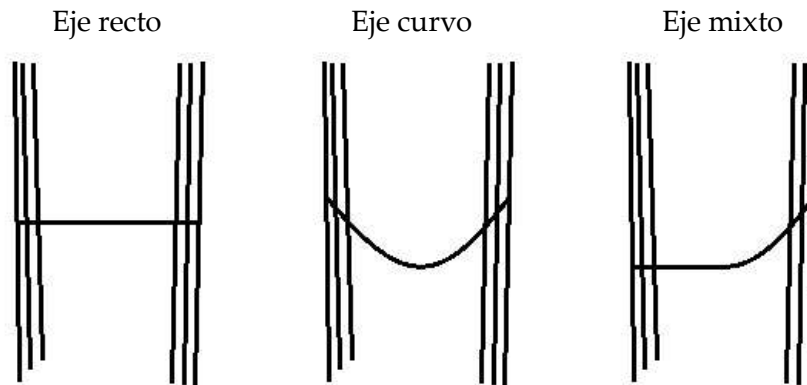


Figura 2.8 Ejemplos de presas según su disposición en planta. relación de esbeltez
 Fuente: Página de internet, referencia [10]. Elaboración propia.

2.2 Presas de derivación

Una presa de derivación es aquella que sirve para elevar el nivel del agua y derivar el caudal demandado por el usuario del recurso hídrico.

Las partes que componen una presa derivadora son las siguientes (figura 2.9):

- ◆ Cortina o Dique Derivador
- ◆ Bocatoma
- ◆ Desarenador

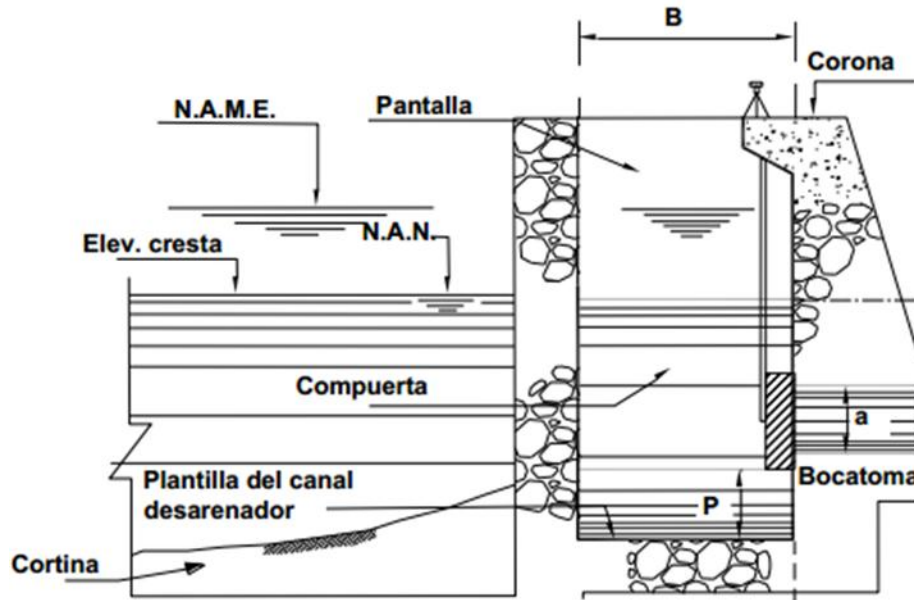


Figura 2.9 Bocatoma, canal desarenador y dique derivador en presa derivadora.

Fuente: Página de internet, referencia [10]. Elaboración propia.

CORTINA: Estructura principal construida de diferentes materiales, por lo general en una cerrada o desfiladero de un río o arroyo, que impide el paso del agua embalsando dicho líquido para distintos usos operacionales.

BOCATOMA: Estructura hidráulica que tiene como objetivo el derivar el agua de ríos, arroyos, canales, lagos o incluso del mar, para ser utilizada con un fin específico.

DESARENADOR: Estructura hidráulica construida para retener las arenas que puede traer el agua que se está almacenando y evitar que obstaculice el proceso o procesos que se llevan a cabo dentro de la presa.

La siguiente figura muestra los componentes de un vaso de almacenamiento, y los diferentes volúmenes que se pueden presentar en una presa conforme al nivel de agua que contenga.

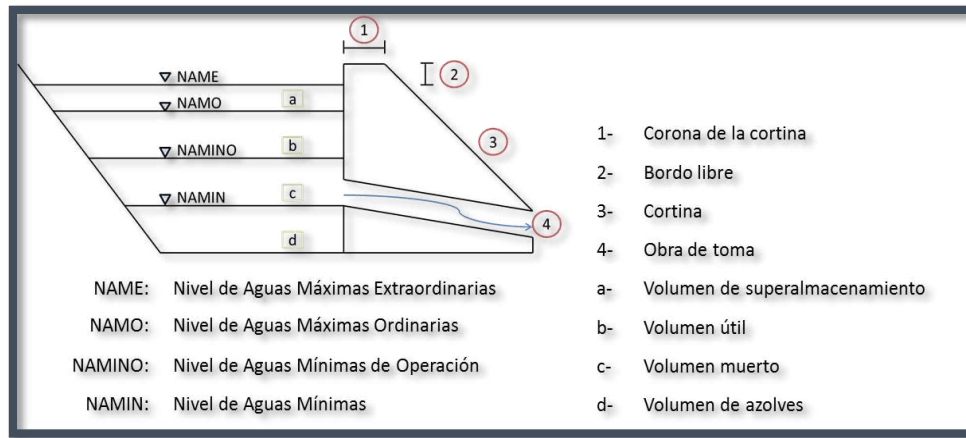


Figura 2.10 Componentes de un vaso de almacenamiento

Fuente: Téllez Q. C., 2010. Referencia Bibliográfica [3]. Elaboración propia.

2.3 Elección del tipo de presa y consideraciones para su ubicación

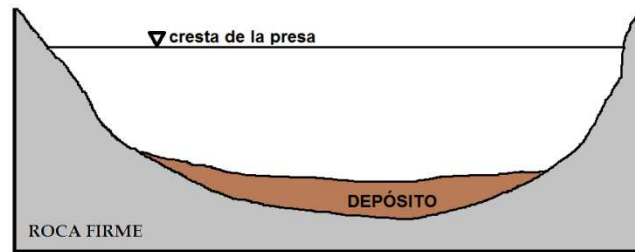
El tipo óptimo de presa para un sitio específico se determina mediante las estimaciones de costo y el programa de construcción para todas las propuestas con diseño que sean técnicamente válidas; donde las circunstancias del sitio ofrezcan diferentes opciones viables no importando lo que impliquen y que sean factibles y estén dentro de los límites de costos, programación y recursos. También es necesario tener en cuenta consideraciones sociopolíticas y ambientales, no son de suma importancia, pero se tiene que incluir en la elección del tipo de presa.

Factores importantes para la elección del tipo de presa:

- ◆ Características hidrológicas de la cuenca
- ◆ Topografía y geología de la zona de cimentación y de embalse
- ◆ Facilidad de obtención de los materiales de construcción
- ◆ Seguridad de la estructura
- ◆ Tamaño y ubicación del vertedor de demasías
- ◆ Disponibilidad de equipos, herramientas y mano de obra
- ◆ Tiempo y época de construcción
- ◆ Economía y presupuesto

Algunas consideraciones de importancia con respecto a la cimentación de cortina son:

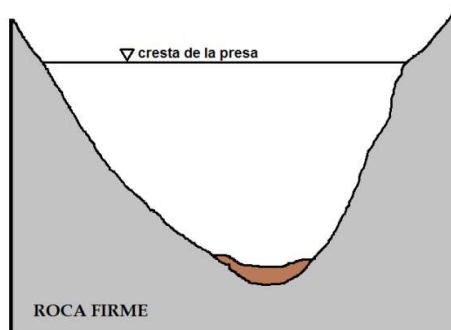
1. Esfuerzo en la cimentación: Los esfuerzos nominales transmitidos a la cimentación varían bastante con el tipo de presa.
2. Deformación de la cimentación: Ciertos tipos de presas se acomodan mejor sin daño severo, a deformaciones y asentamientos significativos en la cimentación.
3. Excavación de la cimentación: Consideraciones económicas establecen que los volúmenes de excavación y la preparación de la cimentación deben minimizarse.



Valle ancho con depósito profundo: depósitos aluviales o de morrena de más de 5 m favorecen presas de relleno de tierra.



Valle con poco depósito: apropiado para presas de relleno, de gravedad o de contrafuerte.



Valle angosto, laderas pendientes, poco depósito: apropiada para presas de arco, de bóveda o de enrocado.

Figura 2.11 Representación de diferentes tipos de valles y sus depósitos

Fuente: Página de internet, referencia [10]. Elaboración propia.

Tipo	Notas y características
<i>Relleno</i>	
De tierra	Apropiada para cimentaciones en rocas o suelos en valles anchos, puede aceptar asentamientos diferenciales limitados dado un núcleo relativamente ancho y plástico. Se requiere diversas clases de materiales, para el núcleo, para los espaldones, para los filtros internos, etc.
De enrocado	Se recomienda para cimentaciones en roca, se puede tener calidad variable y meteorización limitada. El enrocado sirve para todo tipo de clima.
<i>Concreto</i>	
De gravedad	Apropiada para valles anchos, siempre y cuando la excavación en la roca sea menor de 5m. Meteorización limitada en la roca se permite. Se verifica la discontinuidad en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderados. Se requiere llevar el concreto a la obra.
De contrafuerte	Como la presa de gravedad, pero con la diferencia de que requiere esfuerzos de contacto más altos y roca firme. Existe un ahorro relativo de concreto con respecto a las presas de gravedad entre un 30% a 60%.
De arco y bóveda	Se recomienda para cañones angostos, sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en la cimentación. Carga alta en los estribos. El ahorro de concreto respecto a una presa de gravedad está entre 50% a 85%.

Tabla 2.2 Selección de presa conforme a las características de cada tipo.

La selección del tipo de presa que se quiere construir, no solamente depende de las necesidades por las cuales se quiere llevar a cabo la construcción de una represa, sino que la ubicación es el principal factor que dictará si es factible o no llevar a cabo la realización de la obra hidráulica en el lugar previsto.

Consideraciones	Características
Topográficas	-Ubicación en cañones estrechos. -Longitud, la menor posible. -Ubicar la toma de agua en la parte externa de la curva del cauce. -Ubicar la presa aguas arriba de donde esté la presencia de rápidos.
Geológicas	-Tener un buen lugar para la cimentación o estribación. -Estabilidad en laderas del embalse.
Hidrológicas	-La longitud y los costos se reducen, cuando la disposición rectilínea de la presa de usa cuando se logra suficiente longitud del vertedero. -La carga de agua sobre la estructura disminuye, así como también su altura, cuando el alineamiento es curvo o tipo abanico.
Hidráulicas	-La desviación del cauce debe de ser de manera fácil para evitar incrementos en los costos. -La derivación del río durante la operación del proyecto no debe tener complicaciones, si se realizó con éxito la fácil desviación del cauce.
Estructurales	-Evitar la disposición curva de la presa, ya que aumenta la distribución de los esfuerzos hacia los estribos.

Tabla 2.3 Consideraciones para la ubicación de la presa

2.4 Necesidades de una presa y cambios morfológicos

Se debe de garantizar el almacenamiento y crear un nivel de agua constante con el fin de regular los aportes del río y suplir las demandas durante épocas de sequía.

Los siguientes aspectos pueden justificar la construcción de una presa:

- ◆ El calado o tirante suministrado por el río no es suficiente para la derivación de las aguas.
- ◆ En ríos de mucha anchura con relación a su caudal, el flujo se divide en estiaje en varios brazos, siendo imposible recoger toda o la mayor parte del agua sin la construcción de una presa.
- ◆ E. Razvan sugiere que la construcción de una presa se requiere cuando el caudal a ser desviado es mayor que la cuarta parte del caudal mínimo del río asociado a una frecuencia dada.
- ◆ En ríos caudalosos, de suficiente profundidad, de márgenes fijas y libres de deslizamientos, se puede derivar el agua sin la construcción de presas.

2.5 Altura de presa, bordo libre y dimensionamiento de las obras

Las presas Derivadoras disponen de cargas suficientes de los ríos, para poder proporcionar los gastos requeridos que los canales de derivación, con objetivos de trabajo diferentes, necesitan.

Estas presas constan de 2 tipos de obras hidráulicas:

Obra principal: Está formada por compuertas y bordos del río, ubicada en el cauce afluente.

Obra de toma: Está formada por una sola compuerta que regula el gasto hacia el canal de derivación, ésta se ubica en una margen del río.

Como complemento a estas obras hidráulicas, se requiere la construcción de un tanque amortiguador, puentes de maniobras para colocar los mecanismos de elevadores de las compuertas y facilitar el tráfico.

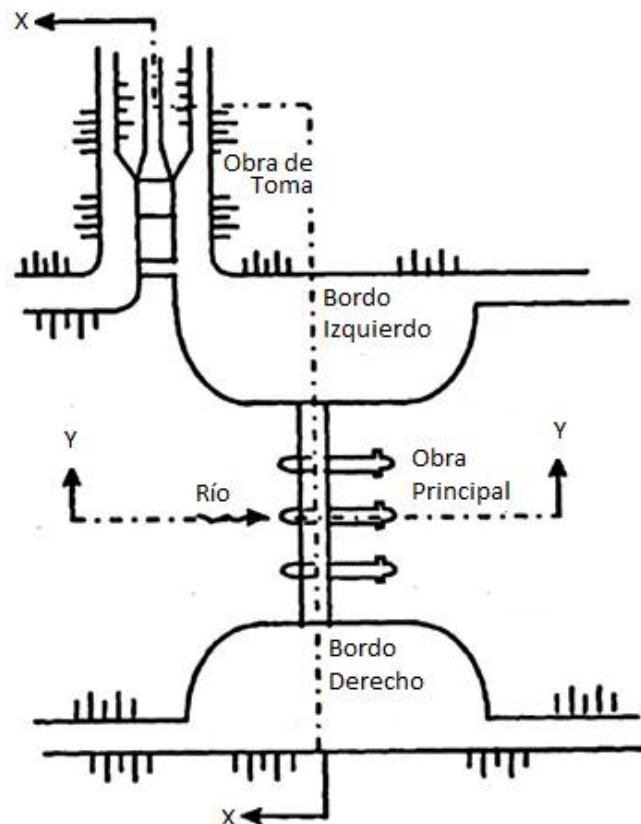


Figura 2.12 Esquema de una presa derivadora

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

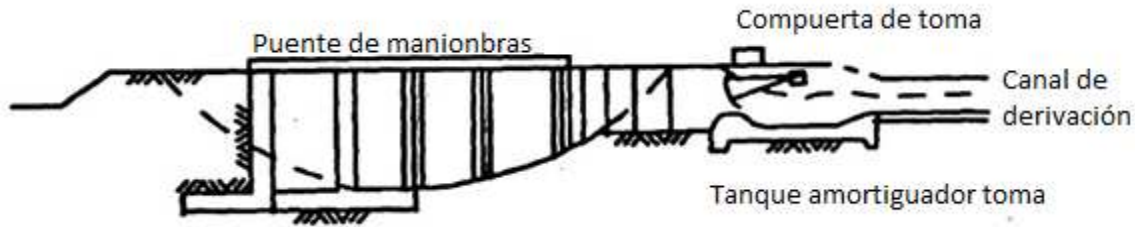


Figura 2.13 Corte X-X de Figura 2.12

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

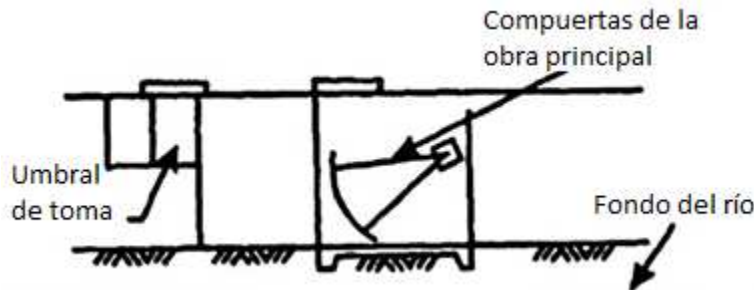


Figura 2.14 Corte Y-Y de Figura 2.12

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

Para el dimensionamiento de una presa derivadora se necesitan los siguientes datos:

- ◆ *Bordo libre*: Bordo libre original del río, para el gasto máximo de diseño, en el sitio de la presa y especificación de la reducción que se podría presentar por la presencia de la obra (varía del 1% a un 10%, el cual es aconsejable).
- ◆ *Relaciones con el tirante del río*: Conocer las curvas tirantes-gastos, tirantes-áreas y tirantes-anchos de la superficie libre, de la zona de obra.
- ◆ *Canal de derivación*: Definir la cota de arranque, ancho de plantilla, inclinación de taludes, coeficiente de rugosidad y pendiente del fondo para el canal de derivación.
- ◆ *Gastos en el río*: Conocer los gastos de diseño máximo (Q_G), mínimo (Q_{ch}) y mínimo permisible (Q_p) en el río.
- ◆ *Gastos en la obra de toma*: Se requieren los gastos máximo (G_G) y mínimo (G_{ch}) que saldrán por la obra de toma. Se recomienda que se determinen para un periodo de retorno de 30 años.

Para realizar el dimensionamiento de una presa derivadora se propone seguir la siguiente metodología:

1. Selección de compuertas, cálculo de tirantes en el río y cambio en el bordo libre.
2. Profundidad al inicio del canal de derivación y ancho de la compuerta de la obra de toma.
3. Dimensionamiento de la obra de toma
4. Condiciones en la obra principal para el gasto mínimo
5. Condiciones en la obra principal para el gasto máximo
6. Complementos

1. Selección de compuertas, cálculo de tirantes en el río y cambio en el bordo libre.

Objetivos a determinar:

- a) Número (n) y ancho (b) de las compuertas de la obra principal.
- b) El tirante (y) y la velocidad (v) en la obra principal.
- c) El tirante (y), la velocidad (v) y el nivel N2 aguas arriba de la obra principal.
- d) Cambio en el bordo libre original.

La siguiente figura muestra los niveles que se tienen en la obra principal, para poder determinar lo antes mencionado.

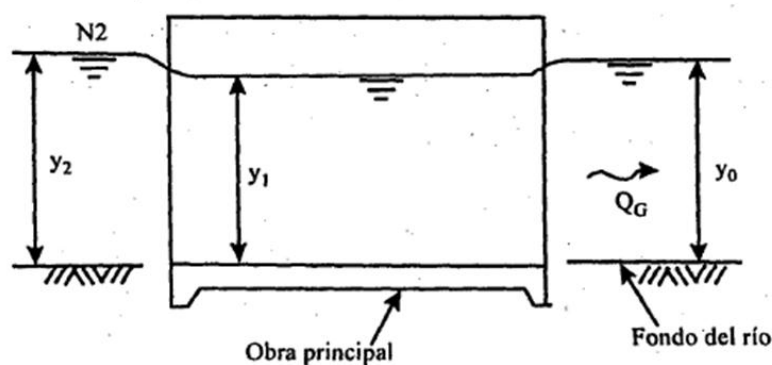


Figura 2.15 Tirantes de la obra principal

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

Se tiene como dato el gasto máximo del río en época de avenidas Q_G , utilizando la curva tirantes-gastos se puede obtener el tirante en el río aguas abajo de la obra principal y_o . Con este tirante y la curva tirantes-áreas, se determina el área hidráulica A_o .

La velocidad v_o se obtiene del despeje de la ecuación de continuidad, como se muestra a continuación:

$$Q_G = A_o v_o \rightarrow v_o = Q_G / A_o$$

Se escoge un número de compuertas n_p y un ancho de las mismas b_p , siendo así $B_p = n_p b_p$, y se establecen las siguientes ecuaciones:

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_o + \frac{v_o^2}{2g} + \frac{(v_1 - v_o)^2}{2g} \quad (2.1)$$

$$v_1 = \frac{Q_c}{y_1 B_p} \quad (2.2)$$

Desarrollando el binomio al cuadrado en el tercer sumando, la ecuación 2.1 se puede escribir de la siguiente forma:

$$y_1 + \frac{v_1 v_o}{g} = y_o + \frac{v_o^2}{g} \quad (2.3)$$

La solución simultánea de las ecuaciones 2.2 y 2.3 permite conocer el tirante y la velocidad en la obra principal, los cuales corresponden al inciso b) de los objetivos a determinar.

Por otro lado, también se necesita resolver las siguientes expresiones, para conocer el tirante y_2 que define el nivel N2 aguas arriba de la estructura principal.

$$y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (2.4)$$

$$v_2 = \frac{Q_G}{A_2} \quad (2.5)$$

El A_2 , el cual está en función del tirante y_2 , se obtiene de la curva tirantes-áreas del río. De estas últimas dos ecuaciones, se conocen los valores del inciso c).

El nivel N2 no debe invadir el límite especificado del bordo libre. De no ser así, se debe escoger nuevos valores para n_p y b_p hasta cumplir con este requisito.

2. Profundidad al inicio del canal de derivación y ancho de la compuerta de la obra de toma

Objetivos a determinar:

- La profundidad (z) al inicio del canal de derivación.
- Ancho de la compuerta (b_t)

Utilizando el gasto mínimo de derivación G_{ch} y la fórmula de Manning, se determina el tirante y_{ch} y la velocidad v_{ch} en el canal de derivación. Con estos valores, es posible calcular la energía específica al inicio del canal, mediante la siguiente expresión:

$$E_{ch} = y_{ch} + \frac{v_{ch}^2}{2g} \quad (2.6)$$

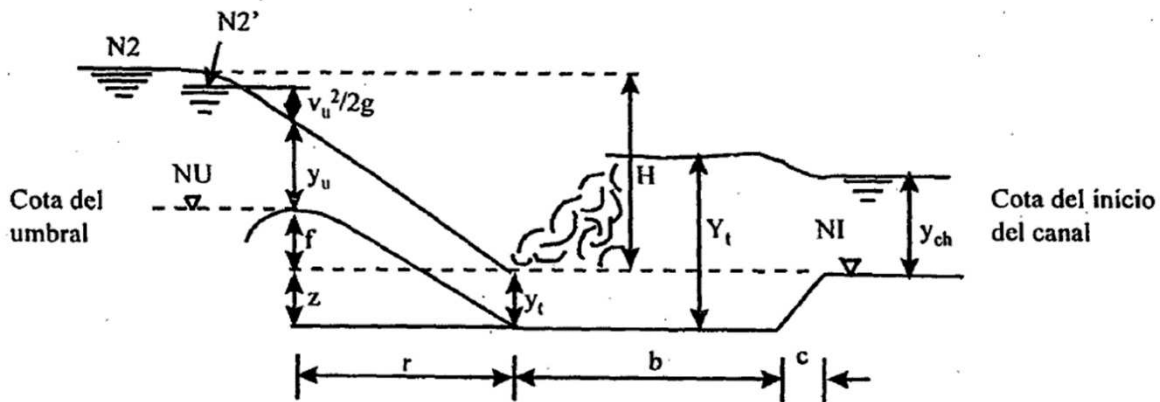


Figura 2.16 Tirantes de la obra principal

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

La diferencia de niveles $N2$ y NI , el cual corresponde al inicio del canal, como se muestra en la figura 2.16, corresponde a un valor H .

$$H = N2 - NI \quad (2.7)$$

Se escoge un ancho de compuerta de la toma b_t , el cual será el mismo ancho para la plantilla del canal en la zona de compuerta, y se establecen las ecuaciones simultáneas:

$$H + z = y_t + \frac{v_t^2}{2g} \quad (2.8)$$

$$v_t = \frac{G_{ch}}{y_t b_t} \quad (2.9)$$

Considerando $z = 0$ se resuelven las ecuaciones usando una sección transversal rectangular; una vez que se conocen y_t y v_t , se calcula el número de Froude:

$$F_r = \frac{G_{ch}}{\sqrt{g y_t}} \quad (2.10)$$

Una vez que se tiene el valor de F_r , se procede a resolver las siguientes expresiones:

$$Y_t = \frac{y_t}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8F_r^2}) \quad (2.11)$$

$$V_t = \frac{G_{ch}}{Y_t b_t} \quad (2.12)$$

$$E_t = Y_t + \frac{V_t^2}{2g} \quad (2.13)$$

Si

$$E_t > E_{ch} + \frac{(v_{ch} - V_t)^2}{2g} \quad (2.14)$$

Implica que la descarga será libre y se necesita un tanque amortiguador de profundidad z , la cual se puede encontrar mediante tanteos utilizando las ecuaciones 2.8 a 2.13. Hasta conseguir que:

$$E_t = E_{ch} + \frac{(v_{ch} - V_t)^2}{2g} \quad (2.15)$$

En caso de que:

$$E_t < E_{ch} + \frac{(v_{ch} - V_t)^2}{2g} \quad (2.16)$$

Se toma $z = 0$ y se procede al paso 3 en la metodología.

3. Dimensionamiento de la obra de toma

Objetivos a determinar:

- a) Altura del umbral (f) y la longitud de la obra de toma (r)
- b) En caso de requerir tanque amortiguador se obtendría:
- c) Longitud del tanque amortiguador (b) y de su conexión con el canal de derivación (c).

Con el gasto máximo de derivación G_G y la fórmula de Manning, se obtienen el tirante y_G y la velocidad v_G en el canal de derivación. Se establecen las siguientes ecuaciones

$$Y + \frac{V^2}{2g} = y_G + \frac{v_G^2}{2g} + \frac{(v_G - V)^2}{2g} + z \quad (2.17)$$

$$V = \frac{G_G}{Yb_t} \quad (2.18)$$

Simplificando la ecuación 2.17, se obtiene a la siguiente expresión:

$$Y + \frac{Vv_G}{g} = y_G + \frac{v_G^2}{g} + z \quad (2.19)$$

Resolviendo las ecuaciones, se permite conocer Y y V de la zona próxima al inicio del canal de derivación. Utilizando el valor de tirante y velocidad, se puede adquirir el valor de la energía específica:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.20)$$

También se necesita obtener el tirante crítico para G_G y b_t , utilizando la fórmula:

$$y_c = \sqrt[3]{\left[\frac{G_G}{b_t}\right]^2 \frac{1}{g}} \quad (2.21)$$

Por seguridad, se recomienda un tirante con un 10% de modificación:

$$y_u = 1.1y_c \quad (2.22)$$

Teniendo un nuevo valor de tirante, se calcula:

$$v_u = \frac{G_G}{y_u b_t} \quad (2.23)$$

$$E_u = y_u + \frac{v_u^2}{2g} \quad (2.24)$$

$$\Delta h = \frac{(v_u - V)^2}{2g} \quad (2.25)$$

f la altura del umbral sobre la cota de inicio del canal será:

$$f = E + \Delta h - (E + z) \quad (2.26)$$

La longitud de la obra de toma, se obtiene teniendo en cuenta la pendiente rápida, la cual es 2:1; con:

$$r = 2(f + z) \quad (2.27)$$

Cuando la profundidad z , determinada en el inciso 2, es distinta a cero implica que se tiene un tanque amortiguador con las dimensiones b y c que podrán obtenerse con las siguientes expresiones:

$$b = 4.5Y_t \quad (2.28)$$

$$c = 1.5z \quad (2.29)$$

El nivel del umbral de la toma será:

$$NU = NI + f \quad (2.30)$$

Para el gasto G_G el nivel aguas arriba de la obra principal está dado por:

$$N2' = NU + E_u \quad (2.31)$$

La compuerta de la toma deberá estar totalmente abierta, para que el gasto G_G pase y este llegará al nivel $N2'$. Por otro lado, cuando no está derivando, la altura de la compuerta debe de ser:

$$h_t = N2 - NU + \Delta B \quad (2.32)$$

El valor de ΔB es para un bordo libre de seguridad, cuyo valor se puede tomar cercano a 0.30 m.

Cuando el nivel del río es $N2$ y se quiere derivar el gasto mínimo G_{ch} , es necesario abrir parcialmente la compuerta una abertura de a_{ch} , la cual se puede determinar con la siguiente ecuación.

$$a_{ch} = H - \left[H^{3/2} - \frac{3G_{ch}}{2\sqrt{2g}(0.68)b_t} \right]^{2/3} \quad (2.33)$$

Siendo

$$H = N2 - NU \quad (2.34)$$

4. Condiciones en la obra principal para el gasto mínimo

Objetivos a determinar:

- El tirante conjugado mayor (Y) aguas debajo de la obra principal.
- La abertura (a_{ch}) de la compuerta, cuando la descarga sea ahogada.
- En caso de requerirse un tanque amortiguador:
- La geometría de la estructura.

El gasto mínimo que escurre por el río aguas debajo de la obra principal, será:

$$Q_r = Q_{ch} - Q_G \quad (2.35)$$

En los datos, existe un gasto mínimo permisible Q_p , el cual no puede ser rebasado por el gasto determinado en la expresión 2.35. El tirante y_r se encontrará a partir de la curva tirantes-gastos, para el gasto Q_r .

El tirante H_N (antes de la estructura) se obtiene mediante:

$$H_N = N2' - NO \quad (2.36)$$

Siendo $N2'$ el nivel determinado por la expresión 2.31, y NO el nivel del fondo del río.

De lo anterior se establece:

$$H_N = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.37)$$

$$v = \frac{Q_r}{B_p y} \quad (2.38)$$

La solución simultánea de las dos ecuaciones anteriores, permite conocer lo siguiente:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (2.39)$$

$$Y = \frac{y}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8F_r^2}) \quad (2.40)$$

En el caso de que $Y \gg y$, se requiere de un tanque amortiguador, cuya geometría se puede definir siguiendo los pasos en el inciso 2. En caso contrario, la descarga es ahogada y la abertura a_r de la compuerta se calcula nuevamente con la expresión:

$$a_r = \frac{Q_r}{0.55 B_p \sqrt{2g(H_N - y_r)}} \quad (2.41)$$

La altura de la compuerta h_p se determina con la siguiente expresión:

$$h_p = H_N - a_r + \Delta B \quad (2.42)$$

En donde ΔB es el bordo libre de seguridad, del orden de 0.30 m.

5. Condiciones en la obra principal para el gasto máximo

Objetivo a determinar:

- La abertura (a_G) de la compuerta para el gasto máximo.

Para decidir la abertura de las compuertas, de tal forma que se pueda extraer el gasto más grande, el cual se presenta en época de avenidas, se calcula como sigue:

$$Q_a = Q_G - G_{ch} \quad (2.43)$$

Para Q_a , a partir de la curva tirantes-gastos, se encuentra el tirante y_a .

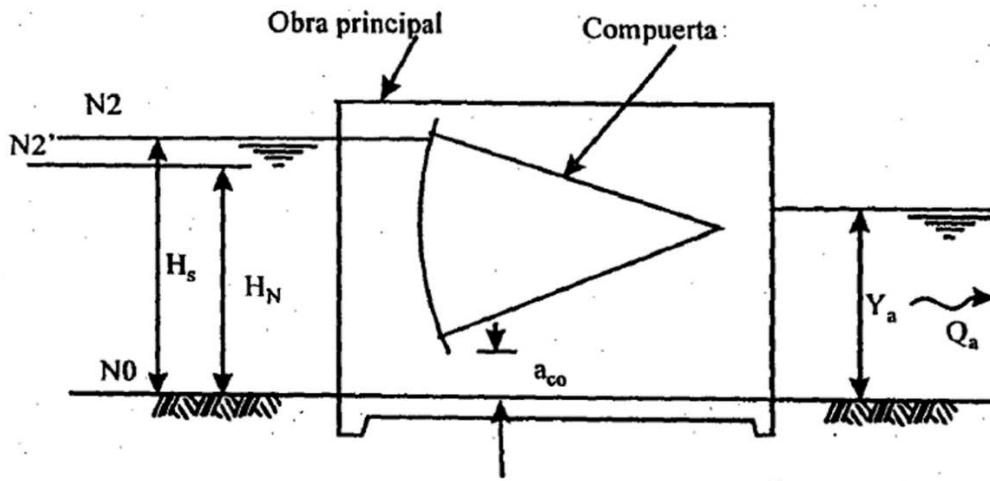


Figura 2.16 Tirantes de la obra principal

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

El tirante aguas arriba de la estructura principal, se determina con la siguiente fórmula:

$$H_s = N2 - N0 \quad (2.44)$$

Para determinar si es necesario o no un tanque amortiguador para la obra principal, se debe seguir los pasos señalados en el inciso 4. En caso de que no se requiera el tanque amortiguador, las siguientes expresiones calculan las velocidades antes y después de las compuertas mediante las ecuaciones:

$$v_s = \frac{Q_a}{H_s B_p} \quad (2.45)$$

$$v_r = \frac{Q_a}{y_a B_p} \quad (2.46)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores, se puede llegar a la siguiente ecuación:

$$H_s + \frac{v_s^2}{2g} = y_a + \frac{v_a^2}{2g} + \frac{(v_{co} - v_a)^2}{2g} \quad (2.47)$$

De la ecuación anterior, se despeja el valor de v_{co} , el cual es la velocidad bajo las compuertas, el cual es igual a:

$$v_{co} = v_a + \sqrt{2g(H_s - y_a) + v_s^2 - v_a^2} \quad (2.48)$$

Una vez que se conoce dicha velocidad, se puede determinar la abertura bajo las compuertas mediante la expresión:

$$a_{co} = \frac{Q_a}{B_p v_{co}} \quad (2.49)$$

Esta forma de proceder es para el gasto y aberturas grandes, por lo tanto no se puede aplicar la ecuación 2.41, la cual es válida solamente para relaciones H_N/y_r pequeñas.

6. Complementos

Una vez definidas las dimensiones de las compuertas de las obras principales y de toma, la cota del umbral en esta última y las aberturas de compuerta para distintas condiciones de trabajo, se pueden determinar las alturas de los bordos en cada caso. Los tamaños de las estructuras en los sentidos de la corriente dependen del tipo de compuertas que se elijan.

2.6 Ejemplo de dimensionamiento

En un río cuya sección transversal se muestra en la figura 2.17 se desea construir una presa derivadora para alimentar a un canal trapecial de ancho de plantilla de 3.0 m y taludes 1:1. Este canal inicia a la cota 3.0 m con una pendiente de plantilla de 0.0009 y para él se propone un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015.

En la figura 2.18 se presentan las curvas tirantes-gastos, tirantes-anchos y tirantes-áreas en el río. Los gastos máximo, mínimo y mínimo permisible en el río son 200, 65 y 50 m³/s, respectivamente. Los gastos a derivar máximo y mínimo son 15 y 10 m³/s, respectivamente. Se espera cuando mucho una disminución en el bordo libre de aproximadamente 1%. La cota de fondo del río es la 0.0 m.

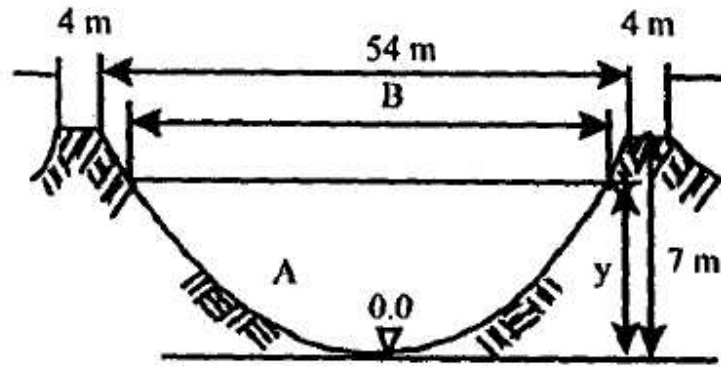


Figura 2.17 Sección transversal del río

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

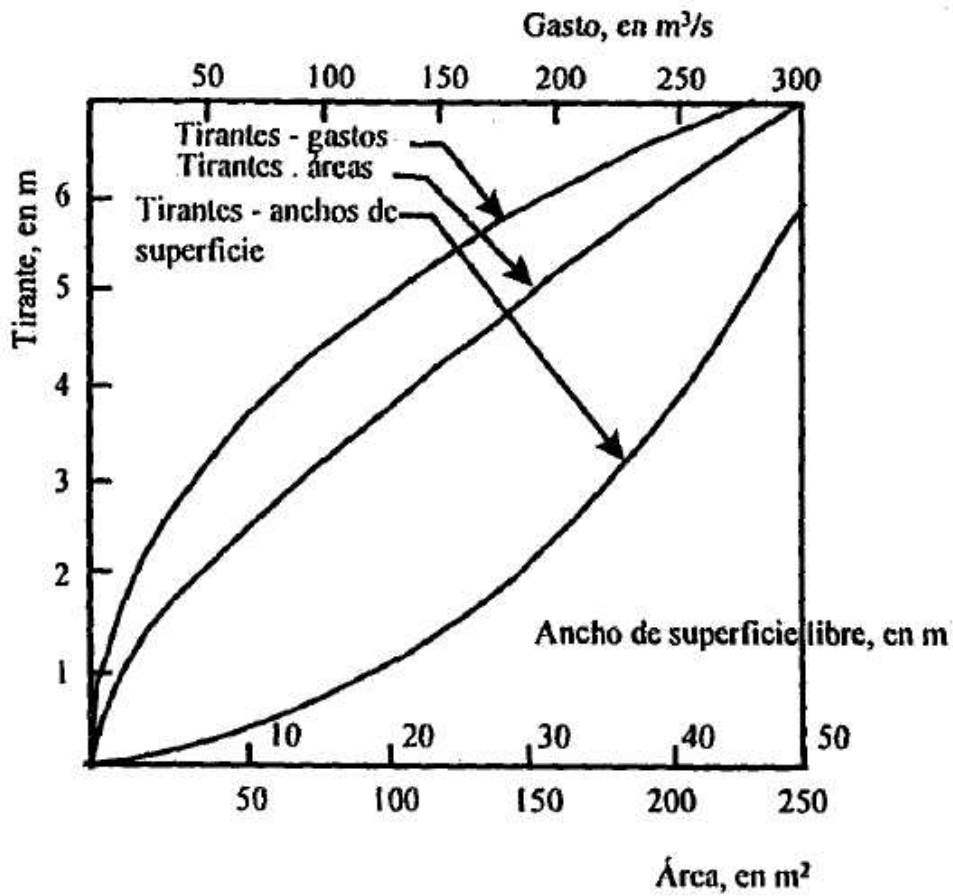


Figura 2.17 Curvas de tirante contra gastos, anchos y área

Fuente: Sánchez, B. J. L., Fuentes, M. O. A., Referencia Bibliográfica [1].

Antes de realizar el dimensionamiento de la presa siguiendo la metodología propuesta se ajustaron las curvas de la figura 2.18 encontrándose las ecuaciones siguientes:

Curva tirantes-gastos de superficie libre

$$Q = 4.17y^{2.15} \quad (2.50)$$

Curva tirantes-anchos

$$y = 0.0024B^2 \quad (2.51)$$

Curva tirantes áreas

$$A = 13.608y^{1.5} \quad (2.52)$$

También se anotan de acuerdo con la nomenclatura empleada los gastos de interés

$$\begin{array}{lll} Q_G = 200 \text{ m}^3/\text{s} & Q_{ch} = 65 \text{ m}^3/\text{s} & Q_p = 50 \text{ m}^3/\text{s} \\ G_G = 15 \text{ m}^3/\text{s} & G_{ch} = 10 \text{ m}^3/\text{s} & \end{array}$$

1. Selección de compuertas, cálculo de tirantes en el río y cambio en el bordo libre.

Objetivos a determinar:

- a) *Proposición del número (np) y ancho de compuertas (bp)*

Para el gasto $Q_G = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ de la ecuación 2.50 se concluye que el tirante en el río es:

$$y_o = \left[\frac{200}{4.17} \right]^{1/2.15} = 6.05 \text{ m}$$

El ancho del río, según la ecuación 2.51 es igual a:

$$B = \sqrt{6.05/0.0024} = 50.21 \text{ m}$$

De la ecuación 2.52 el área hidráulica resulta ser:

$$A = 13.608(6.05)^{1.5} = 202.56 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la velocidad media vale:

$$v_o = \frac{200}{202.56} = 0.99 \text{ m/s}$$

Para la obra principal se consideran 4 compuertas de 6.0 m de ancho cada una, por lo que

$$B_p = 4(6.0) = 24.0 \text{ m}$$

b) *Cálculo del tirante (y_1) y la velocidad (v_1) en la obra principal*

Para definir las características hidráulicas en la zona de las compuertas se tiene de las ecuaciones 2.1 y 2.2 que:

$$v_1 = \frac{200}{y_1 24.0}$$

$$y_1 + \frac{v_1(0.99)}{9.81} = 6.05 + \frac{(0.99)^2}{9.81} = 6.15 \text{ m}$$

Al resolver simultáneamente estas ecuaciones se encuentra que

$$y_1 = 6.01 \text{ m}$$

y

$$v_1 = 1.387 \text{ m/s}$$

c) *Obtención del tirante (y_2), la velocidad (v_2) y el nivel N2 aguas arriba de la obra principal*

Si se supone $y_2 = 6.06 \text{ m}$, resulta que

$$A_2 = 13.608 (6.06)^{1.5} = 203.00 \text{ m}$$

Por lo cual

$$v_2 = \frac{200}{203} = 0.99 \text{ m/s}$$

De modo que

$$y_2 + \frac{v_2^2}{19.62} = 6.06 + \frac{(0.99)^2}{19.62} = 6.11 \text{ m}$$

Como

$$y_1 + \frac{v_1^2}{19.62} = 6.01 + \frac{1.387^2}{19.62} = 6.11 \text{ m}$$

d) *Cambio del bordo libre original*

De la figura 2.17 se deduce que el bordo libre original es $7.00 - 6.05 = 0.95 \text{ m}$, en tanto con la obra principal propuesta será $7.00 - 6.06 = 0.94 \text{ m}$ por lo cual se cumple que el bordo libre disminuye en 1%. Por lo tanto, se acepta usar 4 compuertas de 6 m de ancho y el nivel N2 del agua, aguas arriba de la estructura principal, es 6.06 m.

2. Profundidad al inicio del canal de derivación y ancho de la compuerta de la obra de toma

Objetivos a determinar:

- e) La profundidad (z) al inicio del canal de derivación.
- f) Ancho de la compuerta (b_t)

Con el gasto mínimo de derivación $G_{ch} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ se tiene para el canal de derivación y la fórmula de Manning que $y_{ch} = 1.31 \text{ m}$ y $v_{ch} = 1.78 \text{ m/s}$.

Estos resultados permiten calcular la energía específica al inicio del canal.

$$E = 1.31 + \frac{1.78^2}{19.62} = 1.47 \text{ m}$$

En adición como $N_2 = 6.06 \text{ m}$ y $NI = 3.00 \text{ m}$, resulta que:

$$H = 6.06 - 3.00 = 3.06 \text{ m}$$

Se propone un ancho de compuerta de la toma $b_t = 4.00 \text{ m}$ ya que el ancho de plantilla del canal de derivación es 3.00 m , recuérdese que se recomienda que el ancho sea 33% mayor que b_t . Además para $z = 0$ de las ecuaciones 2.8 y 2.9.

$$3.06 + 0 = y_t + \frac{v_t^2}{19.62}$$

$$v_t = \frac{10}{y_t^4}$$

La solución de estas ecuaciones indica que $y = 0.34 \text{ m}$ y $v_t = 7.35 \text{ m/s}$.

De acuerdo con la ecuación 2.10 el número de Froude es:

$$F_r = \frac{7.35}{\sqrt{9.81(0.34)}} = 4.02$$

Este resultado permite escribir la ecuación 2.11 en la forma:

$$Y_t = \frac{0.34}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8(4.02)^2} \right) = 1.77 \text{ m}$$

De las expresiones 2.12 y 2.13 se tiene:

$$V_t = \frac{10}{4(1.77)} = 1.41 \text{ m/s}$$

$$E_t = 1.77 + \frac{1.41^2}{19.62} = 1.87 \text{ m}$$

Por otro lado, como $E_{ch} = 1.47 \text{ m}$ resulta que

$$E_{ch} + \frac{(v_{ch} - V_t)^2}{2g} = 1.47 + \frac{(1.78 - 1.41)^2}{19.62} = 1.48 < E_t$$

De donde se concluye que se requiere un tanque amortiguador.

Si se hace $z = 0.47 \text{ m}$

$$3.06 + 0.47 = y_t + \frac{v_t^2}{19.62}$$

$$v_t = \frac{10}{y_t^4}$$

Al resolver estas ecuaciones se obtiene $y_t = 0.31 \text{ m}$ y $v_t = 7.94 \text{ m/s}$.

Según la ecuación 2.10 el número de Froude es:

$$F_r = \frac{7.94}{\sqrt{9.81(0.31)}} = 4.55$$

Con este valor la ecuación 2.11 queda como:

$$Y_t = \frac{0.31}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8(4.55)^2} \right) = 1.86 \text{ m}$$

De las expresiones 2.12 y 2.13 se tiene:

$$V_t = \frac{10}{4(1.86)} = 1.34 \text{ m/s}$$

$$E_t = 1.86 + \frac{1.34^2}{19.62} = 1.95 \text{ m}$$

Ahora queda de la siguiente forma:

$$E_{ch} + \frac{(v_{ch} - V_t)^2}{2g} + z = 1.47 + \frac{(1.78 - 1.34)^2}{19.62} + 0.47 = 1.95 = E_t$$

De manera que $z = 0.47$ es la profundidad mínima del taque, si bien por su seguridad se escoge $z = 1.15(0.47) = 0.55 \text{ m}$.

3. Dimensionamiento de la obra de toma

Objetivos a determinar:

g) Altura del umbral (f) y la longitud de la obra de toma (r)

Con el gasto máximo de derivación $G_G = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ y los datos del canal de derivación, se encuentra con la fórmula de Manning que $y_G = 1.63 \text{ m}$ y $v_G = 1.98 \text{ m/s}$.

En este caso las ecuaciones 2.18 y 2.19 toman la siguiente forma:

$$V = \frac{15}{Y^4}$$

$$Y + \frac{V \cdot 1.98}{9.81} = 1.83 + \frac{(1.98)^2}{9.81} + 0.55$$

Al resolver ambas ecuaciones se encuentra que $Y = 2.24 \text{ m}$ y $V = 1.67 \text{ m/s}$.

De la ecuación 2.20 resulta que:

$$E = 2.24 + \frac{1.67^2}{19.62} = 2.38 \text{ m}$$

En tanto que de la ecuación 2.21 se obtiene:

$$y_c = \sqrt[3]{\left[\frac{15}{4}\right]^2 \frac{1}{9.81}} = 1.13 \text{ m}$$

Así por las expresiones 2.22 a 2.25 se tiene que:

$$y_u = 1.1(1.13) = 1.25 \text{ m}$$

$$v_u = \frac{15}{4(1.25)} = 3 \text{ m/s}$$

$$E_u = 1.25 + \frac{3^2}{19.62} = 1.71 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{(3 - 1.67)^2}{19.62} = 0.09 \text{ m}$$

Con la ecuación 2.26 se calcula la altura del umbral como:

$$f = 2.38 + 0.09 - (1.71 - 0.55) = 0.21 \text{ m}$$

Y con la ecuación 2.27 se encuentra que:

$$r = 2(0.21 + 0.55) = 1.5 \text{ m}$$

h) Cálculo de la longitud del tanque amortiguador (b) y de su conexión con el canal de derivación (c).

De acuerdo con las ecuaciones 2.28 y 2.29, las otras dimensiones del tanque amortiguador son:

$$b = 4.5(1.86) = 8.40 \text{ m}$$

$$c = 1.5(0.55) = 0.85 \text{ m}$$

Además, según la ecuación 2.30, el nivel del umbral de la toma es:

$$NU = 3.00 + 0.21 = 3.21 \text{ m}$$

Y el nivel aguas arriba de la obra principal, ecuación 2.31:

$$N2' = 3.21 + 1.71 = 4.92 \text{ m}$$

Por otra parte, de la ecuación 2.32 se encuentra que la altura de la compuerta es:

$$h_t = 6.06 - 3.21 + 0.30 = 3.15 \text{ m}$$

Para calcular la abertura de la compuerta para el gasto de derivación mínimo, de las ecuaciones 2.33 y 2.34 se tiene:

$$H = 6.06 - 3.21 = 2.85 \text{ m}$$

$$a_{ch} = 2.85 - \left[2.85^{\frac{3}{2}} - \frac{3(10)}{2\sqrt{19.62}(0.68)(4)} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.52 \text{ m}$$

4. Condiciones en la obra principal para el gasto mínimo

Objetivos a determinar:

i) Se obtiene el tirante conjugado mayor (Y) aguas abajo de la obra principal.

El gasto mas bajo a transportar por el río aguas debajo de la obra principal, ecuación 2.35:

$$Q_r = 65 - 15 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

El cual es igual al gasto mínimo permisible Q_p , mencionado en los datos.

Para el gasto de 50 m³/seg de la curva tirantes-gastos, en el río se encuentra el tirante aguas debajo de la estructura principal. En este caso con la ecuación 2.50 se tiene:

$$y_r = \left(\frac{50}{4.17} \right)^{1/2.15} = 3.18 \text{ m}$$

Con el tirante $H_n = 4.92 - 0.0 = 4.92 \text{ m}$, las ecuaciones 2.37 y 2.38 quedarán como:

$$4.92 = y + \frac{V^2}{19.62}$$

$$v = \frac{50}{24y}$$

La solución de estas ecuaciones es $y = 0.22 \text{ m}$ y $v = 9.61 \text{ m/s}$. En estas condiciones de las ecuaciones 2.39 y 2.40 se obtiene:

$$F_r = \frac{9.61}{\sqrt{0.22 * 9.81}} = 6.54$$

$$Y = \frac{0.22}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8(6.54)^2} \right) = 1.93 \ll 3.18$$

Por lo tanto, la descarga es ahogada y no se requiere tanque amortiguador.

j) Se obtiene la abertura (a) de la compuerta.

Como el gasto es reducido, la abertura de la compuerta se calcula con la ecuación 2.41 como:

$$a_r = \frac{50}{0.55(24)\sqrt{19.62(4.92 - 3.18)}} = 0.65 \text{ m}$$

$$h_p = 4.92 - 0.65 + 0.30 = 4.60 \text{ m}$$

5. Condiciones en la obra principal para el gasto máximo

Objetivo a determinar:

k) Se obtiene la apertura (a_G) de la compuerta para el gasto máximo.

Para extraer por la obra principal el gasto mas grande se determina:

$$Q_a = 200 - 10 = 190 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la curva tirantes-gastos, en este caso la ecuación 2.50 se tiene para el gasto $190 \text{ m}^3/\text{s}$ que:

$$y_a = \left(\frac{190}{4.17}\right)^{1/2.15} = 5.91 \text{ m}$$

El tirante aguas arriba de la estructura principal es ecuación 2.44:

$$H_s = 6.06 - 0 = 6.06 \text{ m}$$

Al resolver estas dos ecuaciones se obtiene que:

$$y = 0.78 \text{ m} \text{ y } v = 10.22 \text{ m/s}$$

Las ecuaciones 2.39 y 2.40 en este caso quedan:

$$F_r = \frac{10.22}{\sqrt{0.78 * 9.81}} = 3.69$$

$$Y = \frac{0.78}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8(3.69)^2} \right) = 3.70 \ll 5.91 = y_a$$

Por lo que no se requiere tanque y la descarga es ahogada.

Como ahora el gasto es grande, la abertura de las compuertas en la obra principal también es grande; de las ecuaciones 2.45 y 2.46 se obtiene:

$$v_s = \frac{190}{6.06 * 24} = 1.31 \text{ m/s}$$

$$v_a = \frac{190}{5.91 * 24} = 1.34 \text{ m/s}$$

Así la ecuación 2.48 toma la forma:

$$v_{co} = 1.34 + \sqrt{19.62(6.06 - 5.91) + (1.31)^2 - (1.34)^2} = 3.03 \text{ m/s}$$

En este caso, se concluye que la abertura de la compuerta, ecuación 2.49 es:

$$a_{co} = \frac{190}{24 * 3.03} = 2.61 \text{ m}$$

6. Complementos

Puesto que en la obra principal hay 4 compuertas de 6 m de ancho, suponiendo 3 pilas de 1.5 m de espesor, la extensión de los bordos en cada margen es:

$$l_g = \frac{54 - (24 + (3 * 1.5))}{2} = 12.75 \text{ m}$$

La longitud de las pilas se escoge de acuerdo con el tipo de compuerta seleccionado y de su mecanismo de izaje. Otro tanto ocurre con los bordos verticales de la obra de toma, que incluyen también al tanque amortiguador, cuya longitud es $r + b = 1.5 + 8.4 = 9.90 \text{ m}$. En el tramo c se requiere de un tipo de transición mas conveniente para pasar de la sección rectangular de 4 m de ancho de plantilla a la trapecial, con taludes 1:1 y ancho de plantilla 3 m, situada esta última 0.55 m arriba del fondo del tanque amortiguador.

Por lo demás, los resultados de los cálculos pueden resumirse de la manera siguiente:

◆ *Obra principal*

La obra principal tendrá 4 compuertas de 6.0 m de ancho por 4.60 m de altura, 3 pilas de 0.5 m de espesor y 2 bordos de 12.75 m de extensión.

La altura de pilas y bordos, medida desde el fondo del río, es de 7.0 m.

◆ *Obra de toma*

La obra de toma tendrá una compuerta de 4.0 m de ancho por 3.15 m de altura; el umbral estará situado 0.21 m arriba de la cota del inicio del canal de derivación y estará provista de un tanque de 9.90 m de longitud, 0.55 m de profundidad y paredes verticales.

◆ *Gasto máximo en el río y extracción nula*

Para el gasto máximo en el río y sin derivación de gasto, las compuertas de la obra principal permanecerán totalmente abiertas y la toma totalmente cerrada. El nivel máximo en el río es $N_2 = 6.06 \text{ m}$.

◆ *Gasto mínimo en el río y extracción de 10 m³/s*

Para el gasto mínimo en el río y derivación de gasto mínima, las compuertas de la obra principal tendrán una abertura de 2.61 m y la de toma de 0.52 m. El nivel máximo en el río es $N_2 = 6.06 \text{ m}$.

◆ *Gasto mínimo en el río y extracción de 15 m³/s*

Para el gasto mínimo en el río y derivación de gasto máximo, las compuertas de la obra principal tendrán una abertura de 0.65 m y la de toma estará totalmente abierta. EL nivel máximo en el río será $N2' = 4.92$ m.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] SÁNCHEZ, B. J. L., FUENTES, M. O. A., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 4 DIMENSIONAMIENTO DE UNA PRESA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

[2] TORRES H. F., 1987, OBRAS HIDRÁULICAS, EDITORIAL LIMUSA, 2ª ED., MÉXICO D.F.

[3] TÉLLEZ Q. C., 2010. NOCIONES DE ESTABILIDAD DE CORTINAS. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO, MÉXICO.

REFERENCIAS - PÁGINAS DE INTERNET

[1] [HTTP://WWW.XTEC.CAT](http://www.xtec.cat)

[2] [HTTP://ES.123RF.COM/PHOTO_7879192 PEQUENA-PRESA-Y-RIO-AL-AIRE-LIBRE-EN-DIAS.HTML](http://es.123rf.com/photo_7879192_pequena-presa-y-rio-al-aire-libre-en-dias.html)

[3] [HTTP://WWW.MILIARIUM.COM/MONOGRAFIAS/TRESGARGANTAS/OTRASPRESAS.ASP](http://www.miliarium.com/monografias/tresgargantas/otraspresas.asp)

[4] [HTTP://WWW.FUNZUG.COM/INDEX.PHP/ARCHITECTURE/GIANT-SPILLWAYS-FOR-THE-DAMS.HTML](http://www.funzug.com/index.php/architecture/giant-spillways-for-the-dams.html)

[5] [HTTP://WWW.MASTERMARF.COM/2010_09_01_ARCHIVE.HTML](http://www.mastermarf.com/2010_09_01_archive.html)

[6] [HTTP://WWW.METROFLOG.COM/MARD_1/20091023/1](http://www.metroflog.com/mard_1/20091023/1)

[7] [HTTP://WWW.MADRIMASD.ORG/BLOGS/UNIVERSO/2007/08/04/71184](http://www.madrimasd.org/blogs/universo/2007/08/04/71184)

[8] [HTTP://WWW.AZUTAZO.HU/CIKKEK/AMERIKAI-SZEPSEG](http://www.azutazo.hu/cikkek/amerikai-szepseg)

[9] [HTTP://SAWEHHTEE.BLOGSPOT.MX/2012/06/BELL-MOUTH-SPILLWAYS-HOW-GIANT-HOLES-IN.HTML](http://sawehhtee.blogspot.mx/2012/06/bell-mouth-spillways-how-giant-holes-in.html)

[10] [HTTP://ARTEMISA.UNICAUCA.EDU.CO/~HDULICA/PRESA.PDF](http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presa.pdf)

UNIDAD 3

Problemática ambiental de las obras hidráulicas

OBJETIVO

El objetivo planteado en esta tercera unidad es que el alumno conozca el impacto ambiental que provoca la construcción de presas y obras hidráulicas en la cuenca hidrográfica y aguas abajo del sitio de construcción de las obras. Para ello el alumno aprenderá las propiedades y el origen de los sedimentos que son transportados por el escurrimiento de agua en una cuenca y estudiara el cambio en la morfología de los ríos cuando es construida una presa en el cauce de los ríos.

CONTENIDO

En esta unidad se define el concepto “sedimento” y se exponen los procesos que destruyen las rocas. Asimismo, se estudian las características de los sedimentos y su clasificación. Finalmente se estudian las maneras de clasificar a los ríos, se define el concepto de morfología de un río y los factores que influyen en los cambios producidos en un cauce, considerando el análisis cualitativo del efecto que provoca el transporte de material sólido en los ríos.

Las partículas suspendidas que transporta un río se depositan en el embalse, limitando la capacidad de almacenamiento y su vida útil, y privando al río de los sedimentos aguas abajo. Muchas áreas agrícolas de los terrenos aluviales han dependido siempre de los limos ricos en alimentos para sostener su productividad. Como el sedimento ya no se deposita aguas abajo, en el terreno aluvial, esta pérdida de alimentos deberá ser compensada mediante insumos de fertilizantes, para mantener la productividad agrícola. La liberación de las aguas libres de sedimentos, relativamente, puede lavar los lechos aguas abajo. Sin embargo, la sedimentación del embalse produce agua de más alta calidad para riego, y consumo industrial y humano.

Los efectos adicionales de los cambios en la hidrología de la cuenca del río, incluyen variaciones en el nivel freático, aguas arriba y abajo del embalse, y problemas de salinización; estos tienen impactos ambientales directos y afectan a los usuarios aguas abajo.

3.1 Introducción y definiciones

La rama de la hidráulica que estudia las interacciones entre flujos de agua y sedimentos se llama *Hidráulica Fluvial*.

En términos generales los cauces naturales contienen material sólido ya sea en suspensión o depositado en el fondo, el cual puede ser arrastrado por las corrientes de agua. El material que es transportado, genera diferentes tipos de problemas tanto en las obras hidráulicas de almacenamiento de agua, como aguas debajo de las mismas.

3.2 Propiedades y origen de los sedimentos

La fuente principal de los sedimentos la constituyen los suelos y rocas que se presentan en la cuenca, éstos son depositados a lo largo de los cauces, lagos, lagunas, en el mar y principalmente en la planicie, de esta forma se da origen a una nueva formación con diferente elevación a la anterior.

Definiciones:

- ◆ Los sedimentos son partículas procedentes de las rocas o suelos, que son acarreadas por las aguas que escurren y el viento.
- ◆ Se llama sedimento al material en transporte (suspensión, solución, tracción o saltación) o recientemente depositado; tiene fundamentalmente un significado dinámico, de material en movimiento que no ha llegado a lograr su estabilidad física completa
- ◆ Cuando el sedimento se deposita, ya sea por una decantación física por precipitación química o por crecimiento orgánico, ocurre el proceso de sedimentación.
- ◆ Cuando los sedimentos se litifican, reciben el nombre de roca sedimentaria.

En los estudios realizados a lo largo de los varios años de investigación, se ha determinado que no es posible poder identificar los orígenes de los sedimentos con precisión, ya que los medios de transporte pueden ser el agua y/o viento, los cuales también participan como agentes de erosión.

Por otro lado, las fuentes de sedimento pueden clasificarse en:

a) Naturales

- a. *Erosión de la superficie del terreno.* El suelo experimenta la acción que produce el viento y la lluvia. El viento arrastra y levanta partículas que se depositan en llanuras o corrientes, a esto se le conoce como transporte eólico. Las gotas de lluvia o el granizo, se impactan contra el terreno, estos hacen mover las partículas de suelo o rocas, cuando la capacidad de infiltración del suelo llega a su límite, esto se conoce como flujo de agua por tierra. La cantidad de material acarreado es mayor, cuando es más frecuente y violenta la lluvia o el viento, y la cobertura vegetal es menos densa.
- b. *Erosión del cauce principal y sus tributarios.* Después de que el escurrimiento superficial ha iniciado, debido a las irregularidades topográficas, se llegan a crear arroyos, los cuales aumentan su caudal y se transforman en torrentes, teniendo gran capacidad erosiva y transportadora. Los ríos pueden ser juveniles, maduros o viejos, en cada una de estas etapas de un río, se presentan cambios en su perfil longitudinal, transversal y trazado o curso, pues el río se profundiza, ensancha y alarga su cauce debido a la erosión continua de los materiales a lo largo de su lecho y riberas. Al disminuir la velocidad del flujo de agua, la capacidad de acarreo del río también disminuye, esto se traduce en depósitos en el fondo del cauce de materiales gruesos y en la zona de planicie de materiales finos.
- c. *Movimientos naturales del terreno.* Los deslizamientos de masas de tierra y rocas, ya sean repentinos o no, son causados por el viento o lluvia, haciendo llegar estos materiales hasta las corrientes.

b) Artificiales

- a. *Destrucción de la vegetación.* El hombre es el principal destructor de bosques y praderas, con el objetivo de incrementar el desarrollo urbano o industrial. Algunas de las acciones más comunes que se llevan a cabo durante la destrucción son el desmonte y la quema de zonas boscosas, las cuales son las que más sedimentos producen privando el suelo de un manto protector contra los efectos del agua y viento.
- b. *Obras de ingeniería.* La construcción de obras civiles para el desarrollo de una región, tiene como consecuencia el remover y dejar suelto grandes volúmenes de materiales rocosos o pertenecientes al suelo. Esto facilita el transporte hacia las corrientes y cuerpos de agua.

- c. *Explotación de minas y canteras.* Estas actividades rompen y fracturan rocas y suelos, los cuales producen cantidades de materiales en forma de partículas pequeñas o polvo.
- d. *Desechos urbanos e industriales.* Son los materiales acarreados por el drenaje y que son arrojados directamente a los ríos y lagos.

En ingeniería, los problemas antes mencionados, son divididos según su origen de los sedimentos en tres grupos:

- i. Sedimentos que se originan en la superficie de la cuenca. Se pueden reducir aplicando técnicas de conservación de suelos.
- ii. Sedimentos que dimanan del fondo y orillas de los ríos. Se pueden reducir con embalses de grandes presas y con la construcción de pequeños diques en arroyos y cañadas.
- iii. Sedimentos que provienen de los desechos industriales y urbanos. Se pueden reducir aplicando técnicas sanitarias sobre el manejo de desechos sólidos.

Los sedimentos naturales están compuestos por una variedad de partículas con diferentes características entre sí, como lo son el tamaño, la forma y su densidad. A partir de su forma de transporte y su resistencia al mismo, se distinguen primordialmente dos clases:

- ◆ Cohesivos
- ◆ No cohesivos

El sedimento cohesivo está formado por partículas de grano muy fino, constituidas por minerales de arcilla, que se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión. La fuerza de cohesión es mayormente grande al peso de grano.

La fuerza de cohesión se opone directamente al empuje o arrastre que se presenta durante la transportación de sedimentos por factores externos. Una vez que la cohesión ha sido vencida, las partículas desprendidas pueden llegar a comportarse como las no cohesivas, la diferencia con ellas, es que debido a su pequeño peso, el transporte se realiza con facilidad.

Las partículas cohesivas pueden quedar en suspensión o pueden ser depositadas, si existe la presencia de sales que permita el proceso de floculación, el cual realiza la formación de grumos o flóculos.

Los sedimentos no cohesivos o friccionantes, son también conocidos como materiales granulares, como lo son las arenas y las gravas principalmente.

Debido a su peso y tamaño, la gravedad es la principal fuerza que indica su lugar de depósito, es decir, incluso cuando la lluvia haya cesado, debido al peso de la partícula, ésta podrá seguir en movimiento debido a la gravedad, dando lugar a la agrupación de sedimentos. Cuando se depositan lo hacen apoyándose directamente unas en otras, teniendo cada partícula varios puntos de apoyo y dejando vacíos entre ellas.

De esta forma, los sedimentos no cohesivos o friccionantes, son determinados debido a su comportamiento mecánico e hidráulico, el cual es la compacidad de depósito y la orientación de las mismas.

Las principales características de un sedimento no cohesivo son:

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

La dinámica de los sedimentos no cohesivos, no depende las propiedades de una partícula aislada, sino del conjunto formado. Por ello, es necesario estudiar las propiedades en conjunto o volumen de partículas:

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

En una partícula natural se distinguen tres fases constituyentes:

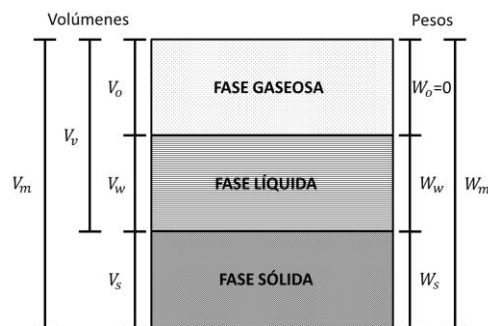


Figura 3.1 Esquema de la composición de una partícula sedimentaria, para la indicación de los símbolos utilizados.

Fuente: Página de internet, referencia [1]. Elaboración propia.

La fase sólida está formada por las partículas minerales que la componen, la fase líquida por el agua, y la gaseosa por el aire. Las fases líquida y gaseosa comprenden el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos.

La siguiente tabla muestra las principales características de una partícula sedimentaria no cohesiva con su respectiva fórmula.

Principales características	Fórmula
Peso específico	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$ (3.1)
Densidad	$\rho_s = \frac{\gamma_s}{g}$ (3.2)
	$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma$ (3.3)
Peso específico sumergido	siendo:
	γ : <i>Peso específico del agua.</i>
Peso específico relativo de sólidos	$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho}$ (3.4)

Tabla 3.1 Principales características de una partícula sedimentaria no cohesiva.

Mineral	S _s	Mineral	S _s
Feldespato	2.54-2.76	Granate	3.50-4.30
Cuarzo	2.60-2.70	Corindón	4.02
Biotita	2.70-3.20	Zircón	4.68
Moscovita	2.76-3.10	Hematites	5.26
Serpentina	2.20-2.65	Magnetita	5.00-5.20
Calcita	2.72	Pirita	5.02
Dolomita	2.85	Cuprita	6.00
Anhidrita	2.89-2.98	Casiterita	6.80-7.10
Fluorita	3.18	Galena	7.40-7.60
Limonita	3.60-4.00		

Tabla 3.2 Peso específico relativo de algunos minerales constitutivos de partículas sedimentarias

De las propiedades de los sedimentos, el tamaño de las partículas es una de las más importantes. Para poder precisar el tamaño de una partícula, los criterios se basan en las siguientes definiciones:

- *Diámetro nominal*: Es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula. $D_{nominal} = \left[\frac{6}{\pi} V_p \right]^{1/3}$, donde V_p es el volumen de la partícula.
- *Diámetro de cribado*: Es el tamaño de la abertura de la malla por la cual pasa la partícula. $D_{cribado} = 0.90 D_{nominal}$.

- *Diámetro de sedimentación*: Es el diámetro de una esfera que tiene igual densidad y velocidad de caída.
- *Diámetro estándar de sedimentación*: Es el diámetro de una esfera cuya densidad relativa es 2.65 y tiene la misma velocidad de caída que la partícula considerada.
- *Dimensiones triaxiales*: El tamaño de una partícula se define en función de tres dimensiones características de la misma, las cuales se denotan en orden decreciente de magnitud, con las letras a, b, c.

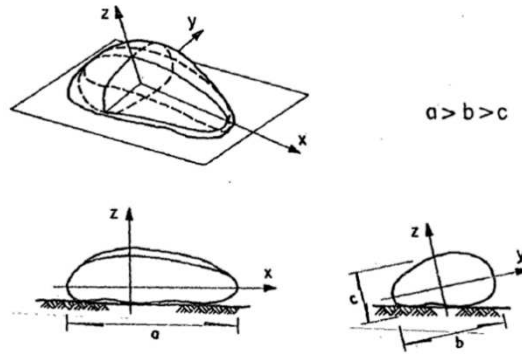


Figura 3.2 Esquema de las dimensiones triaxiales de una partícula.
 Fuente: García F. M., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [1].

Grupo	Clase	Tamaño, en mm
Bolos	muy grandes	2048-4096
	grandes	1024-2048
	medianos	512-1024
	pequeños	256-512
Cantos	grandes	128-256
	pequeños	64-128
Grava	muy gruesa	32-64
	gruesa	16-32
	mediana	8-16
	fina	4-8
	muy fina	2-4
Arena	muy gruesa	1-2
	gruesa	0.50-1
	mediana	0.25-0.50
	fina	0.125-0.250
	muy fina	0.062-0.125
Limo		STOKES
	grueso	0.031-0.062
	mediano	0.016-0.031
	fino	0.008-0.016

	muy fino	0.004-0.008
Arcilla	gruesa	0.002-0.004
	mediana	0.001-0.002
	fina	0.0005-0.0010
	muy fina	0.00024-0.00050

Tabla 3.3 Clasificación del American Geophysical Union para materiales sedimentarios

La forma es la característica que describe el aspecto o apariencia de la partícula independientemente de su tamaño, densidad o composición mineralógica. En investigaciones previas, se ha encontrado que la forma es el parámetro más adecuado para estudiar el efecto de la forma sobre la velocidad de caída, por lo tanto se determinó un factor de forma para definir la forma de los granos o partículas.

$$SF = \frac{c}{\sqrt{ab}} \tag{3.5}$$

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

La esfera es el cuerpo o sólido geométrico que tiene la menor superficie por unidad de volumen. H. Wadell comparó la forma esférica con las formas de las partículas sedimentarias, de aquí que obtuvo la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \left[\frac{V_p}{V_s} \right]^{1/3} \tag{3.6}$$

Siendo:

V_p : El volumen de la partícula.

V_s : Volumen de la menor esfera que la circunscribe a la partícula.

En el caso de que se conociera el diámetro nominal de la partícula y el valor de la mayor de sus dimensiones triaxiales, la fórmula 3.6 se reduce a una expresión más simple:

$$\varepsilon = \frac{D_{nominal}}{a} \tag{3.7}$$

Krumbein también realizó su propia definición de esfericidad en términos de las dimensiones triaxiales de la partícula.

$$\epsilon = \left[\left[\frac{b}{a} \right]^2 \frac{c}{b} \right]^{1/3} \tag{3.8}$$

La esfericidad de una esfera es, por definición, $\epsilon = 1$; para otras formas es $\epsilon < 1$. La esfericidad promedio de las partículas naturales o sedimentarias varía entre 0.60 y 0.85.

Existen también los conceptos de planidad, grosor y largura como parte de las características que definen la forma de una partícula sedimentaria. Wentworth, Wadell y Cailleux definieron estos conceptos mediante las siguientes fórmulas.

$$i_p = \frac{a + b}{2c} \tag{3.9}$$

$$i_g = \frac{c}{b} \tag{3.10}$$

$$i_l = \frac{a}{b} \tag{3.11}$$

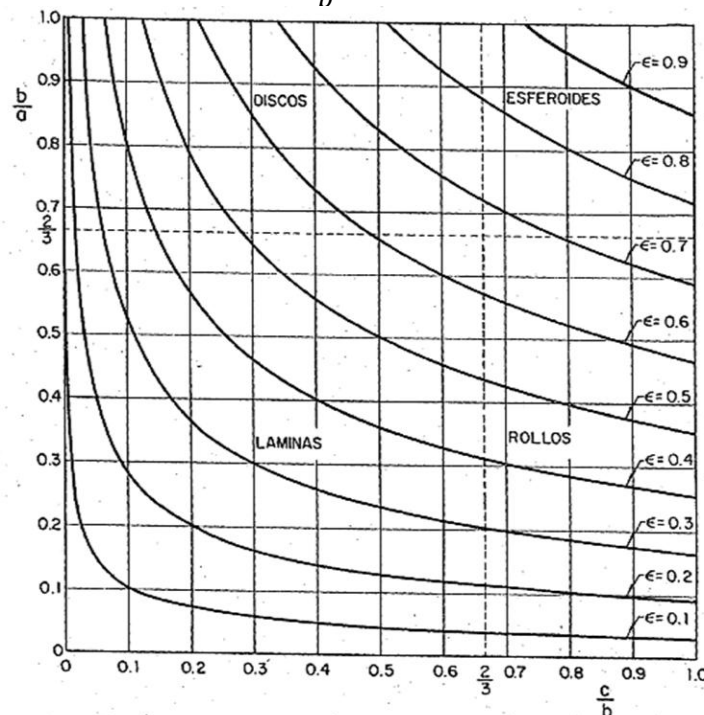


Figura 3.3 Diagrama para clasificar la forma de las partículas.

Fuente: García F. M., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [1].

El último concepto para detallar el contorno o bordes de una partícula es el de redondez. El índice de redondez se define como el cociente que resulta de dividir el radio promedio de curvatura del contorno de la superficie proyectada, entre el radio del círculo máximo que puede inscribirse en el área proyectada. La siguiente imagen contiene los valores de redondez y su posible forma.

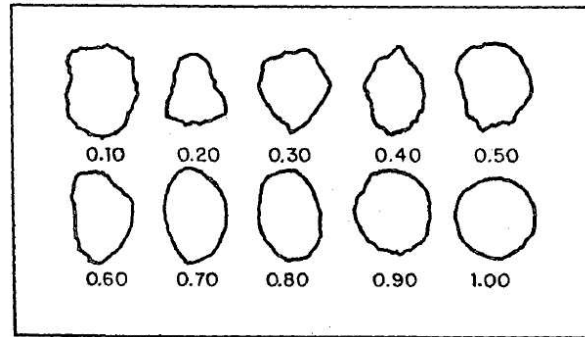


Figura 3.4 Índice de redondez de partículas.

Fuente: García F. M., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [1].

Al caer una partícula dentro de un líquido en reposo, su peso sumergido se equilibra con la fuerza que se opone a su caída, es decir, la fuerza de empuje. En el instante en que ambas fuerzas llegan a un estado de equilibrio, la partícula alcanza su velocidad de caída terminal o final.

La expresión general para la velocidad de caída de una partícula sedimentaria esférica es:

$$\omega = \left[\frac{4}{3} \frac{1}{C_D} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gD \right]^{1/2} \tag{3.12}$$

Donde, γ_s y γ representan el peso específico de la fase sólida de la partícula y el peso específico del líquido en que cae, respectivamente, g es la aceleración de la gravedad, D es el tamaño o diámetro de la partícula y C_D es un parámetro adimensional llamado coeficiente de arrastre, el cual depende del número de Reynolds de la partícula.

$$R_\omega = \frac{\omega D}{\nu} \tag{3.13}$$

Siendo ν la viscosidad cinemática del líquido. En la figura 3.5 se presenta el coeficiente C_D en función de R_ω , para el caso de esferas.

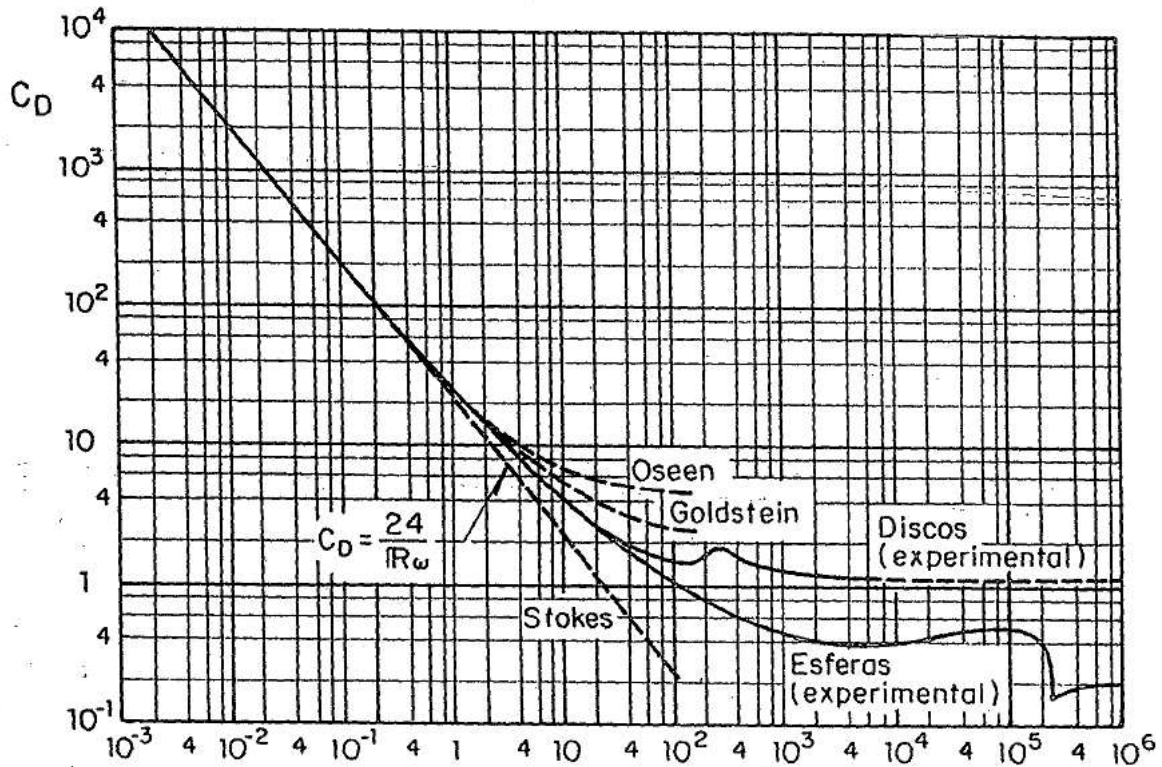


Figura 3.5 Coeficiente de arrastre para esferas y discos.
 Fuente: García F. M., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [1].

La determinación analítica para la velocidad de caída es como sigue:

- a) Se supone un valor de C_D
- b) Se calcula ω utilizando la ec. 3.12
- c) Se obtiene R_ω sustituyendo valores en la ec. 3.13
- d) Se determina el nuevo valor de C_D con ayuda de la figura 3.5
- e) Se repiten los pasos *b* a *d* hasta que el coeficiente de empuje, con el que se inicia el paso *b*, sea igual al obtenido en *d*.

En la figura 3.5, se puede observar una línea completamente recta, la cual corresponde a la ecuación de Stokes

$$C_D = \frac{24}{R_\omega} \tag{3.14}$$

la cual corresponde al flujo laminar y es válida para cuando $R_\omega \leq 0.1$, sin embargo también se puede considerar cuando $R_\omega \leq 1$, esto ocurre si el líquido es viscoso o la partícula es muy fina.

Se tiene una nueva fórmula para C_D , por lo tanto la fórmula de velocidad de caída se determina con la siguiente expresión:

$$\omega = \frac{1}{18\nu} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gD^2 \quad (3.15)$$

Por otro lado, si $R_\omega < 800$, el valor de C_D puede estimarse mediante la ec. 3.16, cuando el valor del número de Reynolds se encuentra en el intervalo $1,000 < R_\omega < 10,000$, se considera C_D constante e igual a 0.4.

$$C_D = \frac{24}{R_\omega} [1 + 0.150R_\omega^{0.687}] \quad (3.16)$$

La velocidad de caída de las partículas naturales se determina en laboratorio. Cuando no es posible, se utilizan expresiones empíricas; en este caso se puede usar la ecuación de Rubey:

$$\omega = \left[\frac{2}{3} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) gD + \frac{36\nu^2}{D^2} \right]^{1/2} - \frac{6\nu}{D} \quad (3.17)$$

Otra manera de expresar la ec. 3.17 es en forma adimensional, la cual corresponde al estudio de modelos fluviales:

$$F_\omega = \left[\frac{2\Delta}{3 \left(1 + \frac{12}{R_\omega} \right)} \right]^{1/2} \quad (3.18)$$

Siendo,

$$F_\omega = \frac{\omega}{\sqrt{gD}} \quad (3.19)$$

y

$$R_\omega = \frac{\omega D}{\nu} \quad (3.20)$$

En caso de que $D \geq 2mm$, la velocidad de caída de las partículas sedimentarias se calcula de la siguiente forma:

$$\omega = 0.805\sqrt{g\Delta D} \quad (3.21)$$

Siendo Δ el peso específico relativo de la material sólida sumergida.

Otra forma de determinar la velocidad de caída de partículas naturales, es el propuesto por la Inter Agency Committee in Water Resources, el cual se presenta en la figura 3.6, donde se muestran tres familias de curvas que fueron obtenidas para diferentes temperaturas del fluido y para tres factores de forma (SF). Para el caso de las partículas naturales de cuarzo, $SF = 0.7$.

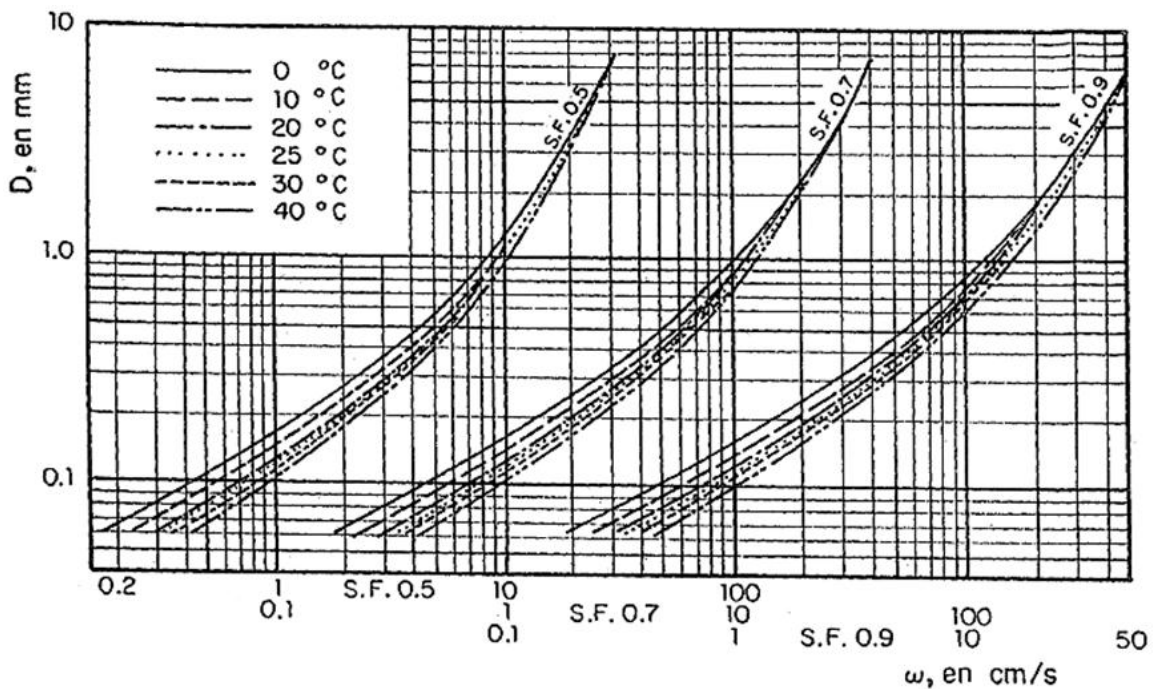


Figura 3.6 Relación entre la velocidad de caída y el diámetro de las partículas para diferentes factores de forma y temperaturas del fluido.

Fuente: García F. M., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [1].

3.3 Morfología de ríos

La forma de los ríos y su estructura, incluyendo la configuración del cauce en planta, la geometría de las secciones transversales, la forma del fondo y las características del perfil, son estudios que se hacen dentro de la materia de morfología de ríos.

Para facilitar el estudio de la morfología de ríos, se tiene varias clasificaciones de los mismos desde diferentes puntos de vista. Conviene siempre tener en cuenta que en la naturaleza se presentan cualquier condición intermedia entre las definidas en una clasificación.

Según su edad

De montaña (juveniles)

De transición (maduros)

De planicie (viejos)

Por condición de estabilidad

Estática

Dinámica

Morfológica

Por tramos

TIPO DE CAUCE	D/S ₀	Fr
Alta Montaña	>10	>1
Montaña	>7	0.7 – 1
Faldas de montaña	>6	0.45 – 0.7
Intermedio	>5	0.2 – 0.45
Planicie (cauce arenoso)		
a) Río caudaloso	>2	0.14 – 0.44
b) Río poco caudaloso	>1	0.44 – 0.55

Tabla 3.4 Clasificación según el tipo de cauce.

Nota: D diámetro medio de las partículas del fondo en m. S_0 pendiente hidráulica, en m/m y Fr número de Froude expresado como:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gd}} \quad (3.22)$$

Donde U y d son la velocidad media y el tirante, de la corriente, asociados al gasto formativo.

Según los grados de libertad

- a) Un grado de libertad: Cuando al variar el gasto en un cauce se presenta una variante en el tirante.
- b) Dos grados de libertad: Cuando varían el tirante y la pendiente
- c) Tres grados de libertad: Cuando además de variar el tirante y la pendiente, se alteran las márgenes del cauce.

Por material de las márgenes y el fondo

- A. Cohesivo: Arcillas predominantemente
- B. No Cohesivo: Material formado por partículas sueltas.
- C. Acorazados: Cauces con capa protectora de material grueso en la superficie, dejando por debajo de ella a los granos más finos.

D. Bien graduados: Con granulometría extendida.

E. Mal graduados: De granulometría uniforme.

Por geometría

- Rectos: Ocurre en pequeños tramos y en transitorios. Sinuosidad no mayor a 1.2.
- Sinuosos: Sinuosidad entre 1.2 y 1.5
- Con meandros: Sinuosidad mayor a 1.5. Pendiente baja. Erosión en las márgenes exteriores de las curvas:
 - Con curvas “superficiales”, cambian con el tiempo.
 - Con curvas en trinchera, permanecen fijos con el tiempo.
- Trenzados: Presentan varios cauces entrelazados durante su recorrido. Pendientes altas, material grueso con grandes cantidades de sedimentos.
- Con islas: Las islas se presentan en medio del cauce.
- En estuario: Se presentan en las desembocaduras a los océanos.
- En pantano: Presentan zonas muertas y saturadas con altos niveles freáticos. Tienen tirantes reducidos y fácilmente se desarrolla la vegetación sobre ellos.
- Deltas: Arrastran grandes cantidades de sedimento y desembocan en el mar con mareas reducidas.

Por condición de transporte

Forma del transporte de sedimento	M%	Estable	Con depósito	Con erosión
En suspensión del 85 al 100%	100	F < 7 P > 2.1 S baja	El principal depósito ocurre en las márgenes que origina el estrechamiento del cauce. El depósito en el fondo es menor.	Predomina la erosión del fondo. Poca ampliación de márgenes.
En suspensión del 65 al 85% y en el fondo del 15% al 35%	30	7 < F > 25 1.5 < P > 21 S moderada	Es importante el depósito en las márgenes pero también el del fondo.	Es importante la erosión del fondo y la ampliación de las márgenes.
Del fondo del 35 al 70%	<5	F > 25 1 < P > 1.5 S alta	Depósito en el fondo y formación de islas.	La erosión del fondo es baja, pero la ampliación del cauce es muy importante.

donde:

F: $F = \frac{B}{d}$, B ancho de la superficie libre, d tirante de la corriente.

P: Sinuosidad, ver ec. 3.45.

S: Pendiente longitudinal del fondo.

$$S = 0.003634 M^{-0.38} Q_m^{-0.32} \quad (3.23)$$

Siendo Q_m el gasto medio anual y M el porcentaje de sedimento transportado menor de 0.074 mm.

Tabla 3.5 Clasificación de cauce según Schumm.

La morfología de un río se ve afectada por el gasto, el material transportado del fondo, diámetro representativo del fondo, pendiente del lecho, relación entre el ancho de la superficie libre y el tirante de la sección transversal, y la configuración de curvas ya sea sinuosidad o meandro en planta. Estas características se describen a continuación.

Velocidades

En secciones transversales, la máxima velocidad es entre un 25 a un 30% mayor a la velocidad media.

Pendientes

Varían con el gasto y las características fisiográficas.

$$S = 0.003634 M^{-0.38} Q_m^{-0.32}$$

Sección transversal

En corrientes no perennes, la sección transversal típica es amplia y superficial de forma rectangular con relación ancho-tirante de 50 o mayor. Bray propuso las siguientes expresiones para cauces con fondo de grava.

$$B = 4.75Q^{0.527} \quad (3.24)$$

$$d = 0.266Q^{0.333} \quad (3.25)$$

Otras expresiones son:

$$B = 43.7M^{-0.39}Q_m^{0.38} \quad (3.26)$$

$$d = 0.514M^{0.342}Q_m^{0.29} \quad (3.27)$$

Márgenes

Los materiales cambian con la longitud recorrida en el río. Factores que afectan la erosión:

- i. Remoción de partículas de la superficie de las márgenes, sobre todo al pie del talud.
- ii. Fallas secuenciales de pequeños o grandes tramos del material en las márgenes del cauce.

Transporte del material sólido

El material sólido transportado por el fondo decrece aguas abajo, debido al decaimiento de la capacidad de transporte del fondo ocasionado por los cambios de pendiente y sección por la abrasión.

$$F = \frac{B}{d} = 255M^{-1.08} \tag{3.28}$$

Gasto formativo

Es el gasto hipotético que se produce los mismos efectos, en la configuración del cauce, que la variación de los gastos reales. El propuesto por Schaffernak, conocido con el nombre de gasto dominante, fue modificado por el USBR. El siguiente ejemplo ayuda a comprender este criterio.

Supóngase que se conoce la distribución de los gastos medios de 274 avenidas, así como la relación entre el gasto líquido y sólido, el gasto para el que se obtenga el mayor transporte de sedimento será el gasto dominante. El gasto debe corresponder al valor más grande del producto $Q_{BT}DF$, tal como se muestra en la figura 3.7.

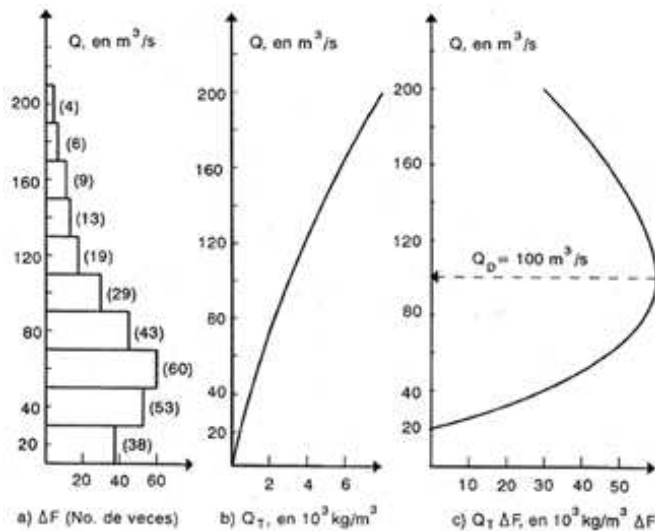


Figura 3.7 Gasto formativo.

Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

El de Inglis, indica que el gasto formativo puede elegirse entre la mitad y los dos tercios del gasto máximo. Blench propone que sea el gasto igualado o superado el 15% del tiempo de una avenida.

Análisis Cualitativo

Cuando el gasto escurre por un solo cauce, el ancho de la superficie libre del agua B , el tirante d , y la longitud de onda de los meandros M_L , están directamente relacionados con el gasto Q , y con la pendiente S . De esta forma se establecen las relaciones siguientes:

$$Q \approx \frac{B, d, M_L}{S} \tag{3.29}$$

$$Q_{BT} \approx \frac{B, S, M_L}{d, P} \tag{3.30}$$

$$F \approx \frac{B}{d} \approx \frac{Q}{M} \tag{3.31}$$

Donde Q_{BT} es el transporte del material del fondo; M el porcentaje de material fino transportados y P la sinuosidad. M_L se muestra en la figura siguiente:

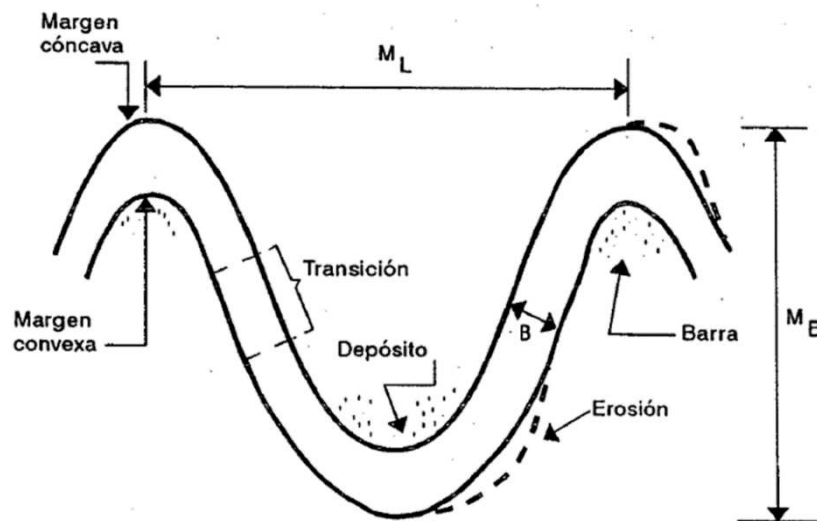


Figura 3.8 Meandros.

Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

Las siguientes relaciones se pueden aplicar en el análisis cualitativo:

$$Q^+ \approx B^+, d^+, M_L^+, S^- \quad (3.32)$$

$$Q^- \approx B^-, d^-, M_L^-, S^+ \quad (3.33)$$

$$Q_{BT}^+ \approx B^+, d^-, M_L^+, S^+, P^- \quad (3.34)$$

$$Q_{BT}^- \approx B^-, d^+, M_L^-, S^-, P^+ \quad (3.35)$$

$$F^+ \approx B/d \approx Q^-, M^- \quad (3.36)$$

El uso del análisis cualitativo permite anticipar los cambios que se pueden esperar al alterar las condiciones de una corriente natural estable. Esto es importante porque permite decidir las medidas a seguir durante el gran periodo de inestabilidad que requiere una corriente para adaptarse a las nuevas condiciones.

Meandros

La evolución de los meandros puede clasificarse en 2 categorías:

- La migración hacia aguas debajo de todo el meandro
- La expansión de la curvatura del meandro, su estrangulamiento y finalmente el corte del mismo.

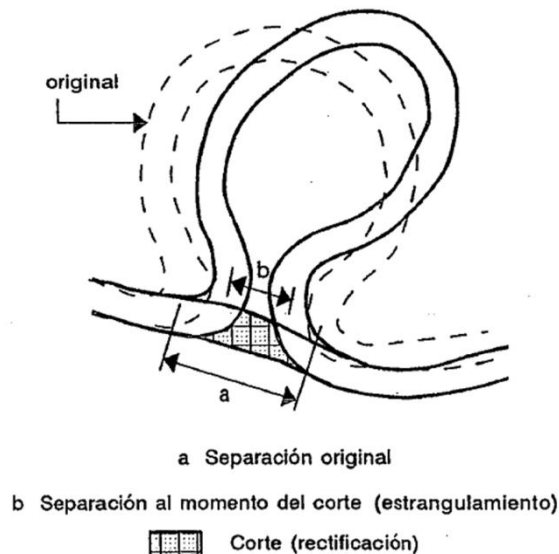


Figura 3.9 Corte (estrangulamiento) de un meandro.
 Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

La configuración y geometría de un cauce con meandro es determinada por el grado de intemperismo que este recibe, así como también por parte de la socavación de la margen exterior (cóncava) y el depósito de sedimentos a lo largo de la margen interior (convexa).

Lane estableció una expresión que relaciona el gasto medio, la pendiente, el material del fondo y de las márgenes, y la forma del río en planta, para ríos con fondos arenosos, trenzados y con meandros:

$$S = \left(\frac{K}{2.44}\right) Q^{-0.25} \tag{3.37}$$

Siendo, S la pendiente (m/m), K el coeficiente que toma en cuenta la forma del cauce en planta y Q gasto medio anual (m³/s). La ec. 3.37 se muestra en la figura 3.10, el cual se utiliza de la siguiente manera: Conocido el gasto medio anual y la pendiente del río, se ubica un punto en dicha gráfica. Si el punto está por debajo de la recta $K = 0.0017$, esto indica que el río será “meandrante”; si está sobre la recta, entonces $K = 0.01$ y el río será “trenzado”. En caso de que el punto quede entre las dos líneas, será un caso intermedio.

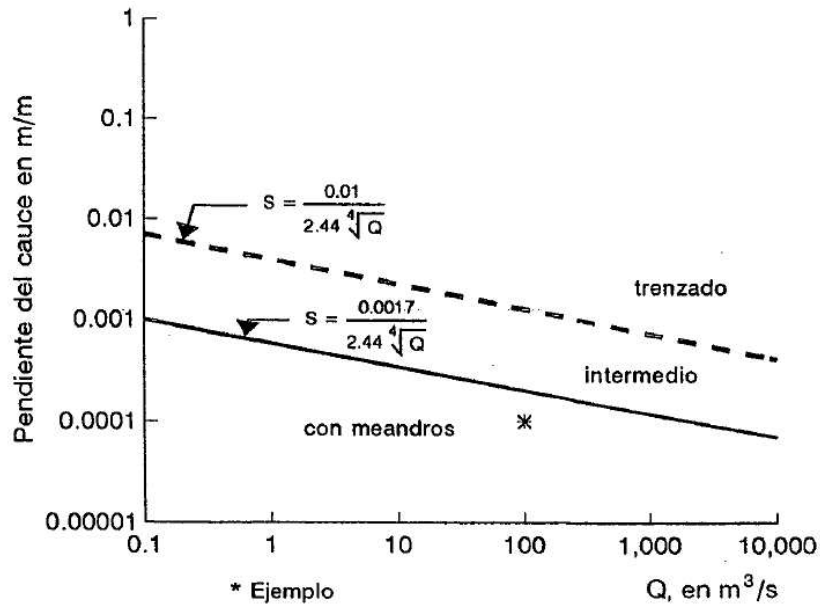


Figura 3.10 Relación entre el gasto medio anual y pendiente.

Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

Schumm propuso las expresiones siguientes:

$$M_L = 1935Q_m^{0.34}M^{-0.74} \tag{3.38}$$

$$P = 0.94M^{0.25} \tag{3.39}$$

Carlston propuso:

$$M_L = 166Q_m^{0.46} \tag{3.40}$$

Inglis propuso:

- Para meandro superficiales en material grueso

$$M_L = 53.6Q_m^{0.5} = 6.06B \quad (3.41)$$

$$M_B = 153.4Q_m^{0.5} = 17.38B \quad (3.42)$$

- Para ríos en trinchera

$$M_L = 46.0Q_m^{0.5} = 11.45B \quad (3.43)$$

$$M_B = 102.0Q_m^{0.5} = 27.30B \quad (3.44)$$

Sinuosidad

$$P = \frac{\text{Long. thalweg}}{\text{Long. valle o de onda}} \quad (3.45)$$

Sinuosidad baja	1.0 – 1.3
Sinuosidad moderada	1.3 – 2.0
Sinuosidad alta	> 2.0

Tortuosidad

$$\text{Tortuosidad} = \frac{\text{Long. thalweg} - \text{Long. valle}}{\text{Long. valle o de onda}} * 100 \quad (3.46)$$

Curvas

Clasificación:

Tipo de curva	r/B
Limitadas o en trinchera	7.0 – 8.0
Libres superficiales	4.5 – 5.0
Forzadas o deformadas	2.5 – 3.5

Tabla 3.6 Clasificación de las curvas en un cauce.

El tirante en las curvas de tipo libre y limitado, crece gradualmente desde la transición de aguas arriba de la curva, alcanzando un máximo aguas abajo del ápice de la curva.

En curvas forzadas, el tirante crece rápidamente al comienzo de la curva hasta un máximo en la parte media de la misma, luego decrece gradualmente hacia aguas abajo.

$$d_{max} = \epsilon d_{rm} \tag{3.47}$$

Siendo, d_{max} la profundidad máxima en la curva (m), d_{rm} la profundidad media en tramo recto aguas arriba (m). El valor de ϵ , se determina con la siguiente tabla:

r/B	∞	6	5	4	3	2
ϵ	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00

Tabla 3.7 Valores de ϵ .

Flujo helicoidal

La fuerza centrífuga que actúa a lo largo de un escurrimiento en una curva, produce una sobreelevación de la superficie libre en la margen cóncava y un descenso en la margen convexa. La sobreelevación relacionada con la perdida de energía a lo largo del fondo, produce un flujo helicoidal cuya velocidad transversal mueve la carga del fondo hacia la margen convexa donde se acumula. La figura 3.11 muestra el flujo de manera esquemática.

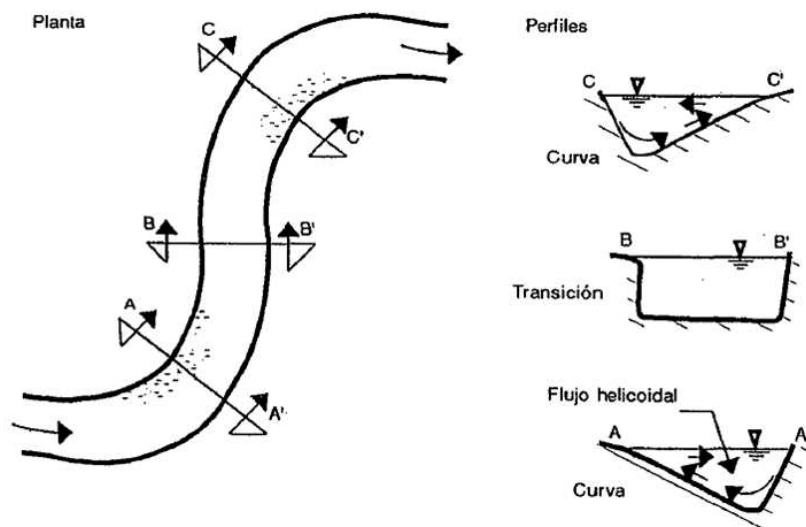


Figura 3.11 Secciones típicas de una transición entre dos curvas.

Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

Para calcular la sobreelevación ΔZ , Richardson propuso la siguiente expresión:

$$\Delta Z = \frac{U^2 B}{g r} \tag{3.48}$$

Siendo, ΔZ la sobreelevación en la curva (m), U la velocidad media del flujo (m/s), g la aceleración de la gravedad (m/s^2), r el radio de curvatura medido al centro del cauce (m), y B el ancho de la superficie libre (m).

Abanicos aluviales

Son depósitos de partículas sedimentarias cuya forma se asemeja a un segmento de sección cónica. Un ejemplo se muestra en la figura 3.12.

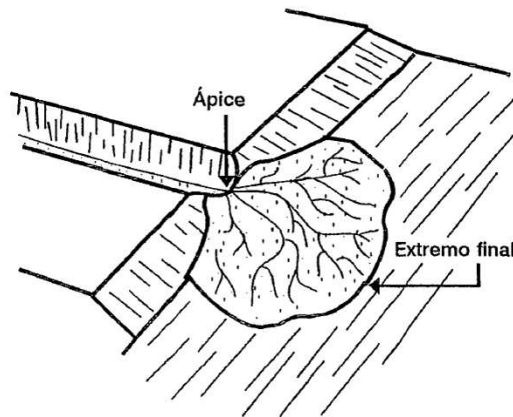


Figura 3.12 Ejemplo de formación de abanico aluvial.
Fuente: Gracia S. J., Maza A. J. A., Referencia bibliográfica [2].

Deltas

Se forman por el depósito de material fino. Ocurre generalmente donde la velocidad se reduce repentinamente por la entrada de la corriente a un cuerpo de agua.

Como ejemplos de grandes deltas formados por las descargas al mar se encuentran los ríos Mississippi, Colorado, Nilo, Ganges, y Níger. Los principales problemas que presentan debido a la presencia de un delta son los siguientes:

- a) Subsistencia del suelo y deterioro de niveles
- b) Daños por inundación aguas arriba e intrusiones salinas.
- c) Deterioro del medio ambiente.

Los materiales del fondo son depositados en el orden siguiente: boleas, gravas, limos y arcillas; sin embargo, cuando existe algún cauce río tributario importante puede alterarse el orden previsto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] GARCÍA F. M., MAZA A. J. A., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 7 ORIGEN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

[2] GRACIA S. J., MAZA A. J. A., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 11 MORFOLOGÍA DE RÍOS, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

REFERENCIAS – PÁGINAS DE INTERNET

[1] [HTTP://WWW.GUIAAMBIENTAL.COM.AR/CONOCIMIENTO-CIENCIAS-DE-LA-TIERRA-FASES-DEL-SUELO.HTML](http://www.guiaambiental.com.ar/conocimiento-ciencias-de-la-tierra-fases-del-suelo.html)

UNIDAD 4

Erosión hídrica de cuencas

OBJETIVO

En esta unidad, el alumno definirá y reconocerá los procesos de la erosión provocada por el agua en una cuenca de drenaje.

CONTENIDO

Esta unidad contempla la explicación del fenómeno de la erosión en suelos provocado por diferentes agentes, en especial por el agua; se presentan diferentes métodos para el cálculo de la pérdida de suelo en una cuenca y se definen los métodos para el control de la erosión en la cuenca hidrográfica. Finalmente se analiza diferentes modelos de simulación para el cálculo de la pérdida de suelo en la propia cuenca.

4.1 Fenómeno de la erosión

La erosión en cuencas tiene como causas principales la lluvia y los escurrimientos, la cual reduce la productividad de las zonas de cultivo y produce la pérdida de suelo el cual es un recurso no renovable. Por otro lado, los sedimentos acarreados ayudan al transporte de contaminantes químicos.

Se considera pérdida de suelo en cuencas cuando ocurren tres fases principales:

1. *Remoción de las partículas del suelo.* La remoción o erosión de las partículas del suelo se clasifican de la siguiente forma:
 - a. Erosión laminar. Es la remoción de una capa de suelo delgada y relativamente uniforme. Es producido cuando las gotas de lluvia se impactan contra el terreno produciendo un desprendimiento de partículas de suelo, esto se conoce como la primera fase de la erosión laminar, la cual está en función directa de la energía cinética de las gotas de lluvia. La segunda fase es el flujo superficial, el ocurre cuando el suelo alcanza su máxima capacidad de infiltración del agua hacia el suelo; en esta fase se considera que solamente son arrastradas las partículas finas y no las gruesas. De aquí se concluye que la erosión laminar aporta principalmente material fino a las cuencas hasta llegar a un embalse.

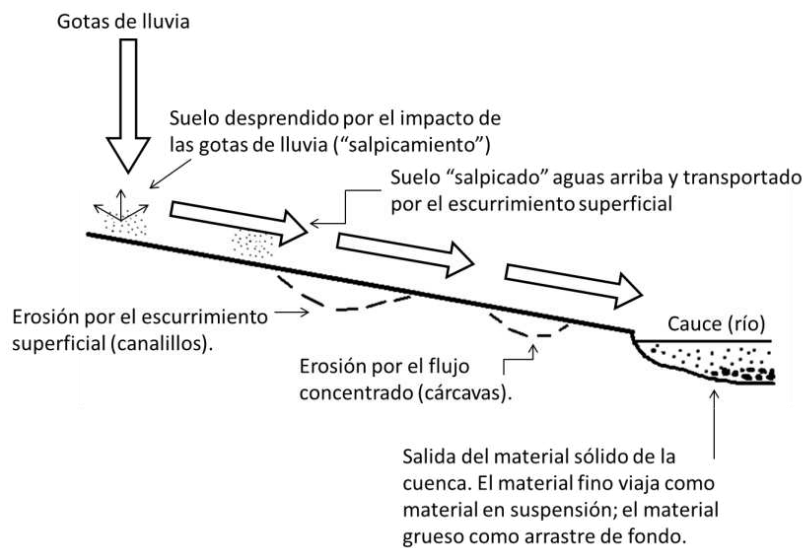


Figura 4.1 Proceso de erosión en una cuenca.

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1]. Elaboración propia.

- b. Erosión de canalillos. Cuando el flujo superficial inicia, el escurrimiento produce pequeños canalillos de varios milímetros de ancho y profundidad. Los canalillos cambian de forma y tamaño conforme la tormenta los mueva, e incluso pueden llegar a desaparecer con las labores agrícolas.
 - c. Erosión de canales. Se producen debido a los esfuerzos cortantes ejercidos por el agua contra el fondo y las paredes. El aporte de sedimentos depende de la capacidad erosiva de la corriente y la resistencia del material de cauce.
 - d. Erosión eólica. Es un factor importante en la pérdida de suelo en zonas semidesérticas, áreas de dunas costeras, regiones montañosas expuestas, zonas semiáridas y regiones húmedas con sequías periódicas.
2. *Transporte*. Existen dos formas básicas de transporte de sedimentos:
- De fondo (rodando o saltando): Transportan principalmente las partículas gruesas que provienen de la erosión de canales.
 - En suspensión: Transportan el material fino proveniente de la erosión laminar como de los canales.

La carga de lavado se mueve en suspensión, por lo tanto su concentración se debe al gasto líquido. El material abandona la cuenca en cuanto se presenta la lluvia-escurrimiento, el cual no le sucede al material del fondo.

Se ha observado que el material en suspensión es el principal aportador de sedimentos a una corriente. El grado de aportación depende de la topografía, el tipo de suelo y la cantidad de vegetación presente.

3. *Depósito del material sólido*. En el proceso de sedimentación, los embalses de las presas y lagos son especialmente importantes, por ser los sitios de depósitos más comunes y también son el lugar donde el problema se acentúa por sus implicaciones técnicas, como por ejemplo la pérdida de capacidad de una presa, la alteración de la calidad de agua, etc.

4.2 Cálculo de la pérdida de suelo

Los principales factores influyentes en la pérdida de suelos, son los siguientes:

- a) *Hidrología* La lluvia y el escurrimiento proporcionan la energía necesaria para el proceso de erosión; esto ocurre cuando la precipitación rompe la estructura del suelo y el escurrimiento erosiona y transporta el material sólido.

- b) *Topografía* La erosión está en función de las pendientes y longitudes recorridas por el escurrimiento superficial. La erosión incrementa cuando las pendientes y las longitudes recorridas son mayores.
- c) *Cobertura vegetal* Este factor condiciona de manera determinante el aporte de sedimento. La cobertura vegetal incluye plantas vivas o muertas y coberturas de otro tipo empleadas para protección. Un sistema radicular, de pastos y árboles, puede reducir la erosión en un 75%.
- d) *Prácticas de cultivos y conservación de suelos* Cuando se cambia la vegetación natural de un suelo, por labores agrícolas, la erosión del suelo se ve acelerado. Conforme se realicen adecuadamente las labores agrícolas (barbecho, rotación de cultivos, siembra en contorno, etc.) y las prácticas de conservación de suelos (terrazas, vías vegetales, cultivo en fajas, etc.) se disminuye significativamente el aporte de material sólido.

Existen una gran variedad de métodos empíricos para el cálculo del aporte de sedimento, es decir, la pérdida de suelo. A continuación se presentan 4 de los más empleados:

1. En la tabla 4.1 se muestran los valores promedios del aporte de sedimento para cuencas de diferentes dimensiones. Estos datos son mediciones en EUA.

Tamaños de cuenca (km ²)	(AS) aporte medio de sedimentos (m ³ /km ² -año)
< 25.9	1810
25.9 a 259.0	762
259.0 a 2,590.0	481
>2,590.0	238

Tabla 4.1 Aporte de sedimentos conforme al área de la cuenca.

2. El USBR propone un criterio de evaluación de aporte de sedimentos basado en mediciones realizadas en varias cuencas del suroeste de EUA. La ecuación propuesta es la siguiente:

$$AS = 1421.8(Ac)^{-0.229} \tag{4.1}$$

Siendo, *AS* el aporte de sedimento, en m³/km²-año y *Ac* el área de la cuenca en km².

3. Namba propone:

$$AS = 0.292P + 0.474H - 0.118F + 2.452 \tag{4.2}$$

Siendo, *AS* el aporte de sedimento, en m³/km²-año, *P* la precipitación media anual en mm, *H* el desnivel máximo de cotas en la cuenca (entre la más alta y la salida de la cuenca), en

m , y F la relación entre las áreas de suelo sin vegetación y las cubiertas con vegetación en porcentaje.

4. Para cuencas localizadas en el oeste de Colorado en EUA, Owen y Branson proponen:

$$AS = 19465(H/L) + 14.29Ps - 604.8 \quad (4.3)$$

Siendo, AS el aporte de sedimento, en m^3/km^2 -año, H/L el cociente entre el desnivel máximo de cotas en la cuenca en metros y la longitud total del cauce principal en metros, es decir, adimensional, y Ps el porcentaje de suelo sin vegetación en la cuenca.

Otro método empírico es el conocido por el acrónimo FUPS (Fórmula Universal de Pérdida de Suelo), este método ha sido modificado para calcular la pérdida de suelo en cuencas, cuando inicialmente calculaba la pérdida de suelo en parcelas. La siguiente expresión es planteada para el caso de parcelas:

$$A = 224.2 R K S L C P \quad (4.4)$$

La literal A es la pérdida anual de suelo expresado en ton_m/km^2 -a. A continuación se presentan los principales criterios para la selección de cada factor.

- a) *Factor R*. Toma en cuenta el potencial erosivo de la lluvia. Este factor depende del principalmente del producto de la energía cinética de la lluvia por la intensidad máxima en 30 minutos (EI_{30}).

$$R = \frac{[\sum(1.213 + 0.890 \log I_j)(I_j T_j)]I_{30}}{173.6} \quad (4.5)$$

Donde:

R : Índice de erosividad por precipitación pluvial (EI_u).

I_j : Intensidad de la precipitación pluvial para un incremento específico seleccionado de la intensidad (mm/h).

T_j : Período del incremento seleccionado de la tormenta específica (h).

I_{30} : Intensidad máxima de la tormenta durante 30 minutos (mm/h).

Para obtener el valor de R en N/h , es necesario multiplicar el valor de R de la fórmula 4.5 por 1.702.

Para el caso de una sola tormenta, se emplea el criterio de Foster, el cual propone la ecuación:

$$R_1 = 0.5(R) + 0.35Vu \sigma pu^{1/3} \quad (4.6)$$

Donde:

R_1 : Factor hidrológico (N/h)

R : Factor EI_{30} de la tormenta de la ec. 4.5. (N/h)

Vu : Volumen de escurrimiento (mm)

σ_{pu} : Gasto pico de escurrimiento (mm/h)

- b) *Factor K*. Toma en cuenta el tipo de suelo. La tabla 4.2 contiene los valores generales del factor K en sistema inglés, es necesario multiplicar su valor por 0.1317 para poder obtener unidades en el sistema métrico (kg-h/N-m²).

Textura	0.5%	2%	4%
	K	K	K
Arena	0.05	0.03	0.02
Arena fina	0.16	0.14	0.10
Arena muy fina	0.42	0.36	0.28
Arena migajonosa	0.12	0.10	0.08
Arena fina migajonosa	0.24	0.20	0.16
Arena muy fina migajonosa	0.44	0.38	0.30
Migajón arenoso	0.27	0.24	0.19
Migajón arenoso fino	0.36	0.30	0.24
Migajón arenoso muy fino	0.47	0.41	0.33
Migajón	0.38	0.34	0.29
Migajón limoso	0.48	0.42	0.33
Limo	0.60	0.52	0.42
Migajón arcilloso arenoso	0.27	0.25	0.21
Migajón arcilloso	0.28	0.25	0.21
Migajón arcilloso limoso	0.37	0.32	0.26
Arcilla arenosa	0.14	0.13	0.12
Arcilla limosa	0.25	0.23	0.19
Arcilla	0.13-0.29		

Tabla 4.2 Valores generales del factor K (en sistema inglés).

- c) *Factor SL*. Toma en cuenta la longitud y pendiente del terreno. Es posible determinar separadamente el factor S (de pendiente) y L (longitud), pero se ha observado que ambos factores están íntimamente relacionados, se acostumbra determinarlos simultáneamente. La ecuación para determinar SL es la siguiente:

$$SL = \left[\frac{X}{22.13} \right]^m (0.065 + 0.045 S + 0.00065 S^2) \tag{4.7}$$

Donde:

X : Es la longitud del tramo de pendiente S , en m.

S : La pendiente en porcentaje.

m : Constante que depende del terreno, y se determina sabiendo que:

$m=0.5$, si $S \geq 5\%$

$m=0.4$, si $5 < S < 3\%$

$m=0.3$, si $3 \leq S \leq 1\%$

$m=0.2$, si $S < 1\%$

En el caso de que no se disponga con información detallada para estimar los valores de SL , la tabla 4.3 contiene aproximaciones de dicho factor, con respecto al uso de suelo y el valor de la pendiente.

Tipo de terreno	SL
Terrenos normalmente de cultivo ($S \leq 5\%$)	1.0
Terrenos de cultivo en temporal, con necesidades más o menos importantes de prácticas de conservación ($5 < S \leq 20\%$)	4.0
Terrenos forestales, pastizales o cultivos que requieren importantes medidas de conservación de suelos ($S > 25\%$)	7.0

Tabla 4.3 Valores generales de SL .

- d) *Factor C*. Toma en cuenta la cobertura vegetal. Para este factor existen diferentes criterios; sin embargo, el más adecuado para los fines de este documento de apoyo para alumnos, se utilizará la siguiente tabla.

Cubierta vegetal	SL
Suelo desnudo	1.0
Bosque o matorral denso, cultivos con capa gruesa de materia orgánica	0.001
Sabana, pradera en buenas condiciones	0.01
Sabana o pradera sobrepastoreadas	0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía; primer año	0.3-0.8
Cultivo de desarrollo rápido o siembra tardía; segundo año	0.01-0.1
Cultivo de desarrollo lento o siembra tardía; segundo año	0.01-0.1
Maíz, sorgo, mijo (establecidos)	0.4-0.9
Arroz	0.1-0.2
Algodón, tabaco (segundo ciclo)	0.5-0.7
Cacahuete	0.4-0.8
Primer año de casave y ñame	0.01
Palma, café, cacao con cubierta de cultivo	0.1-0.3

Piña en contorno: con residuo quemado	0.2-0.5
con residuo enterrado	0.1-0.3
con residuo superficial	0.2-0.8
Piña y siembra de relleno (pendiente 7%)	0.1
Bosque, área cubierta:	
Del 75 al 100%	0.003-0.011
Del 45 al 70%	0.010-0.040
Del 25 al 40% con residuos	0.41
Del 25 al 40% sin residuos	0.84
Zona de cultivo	0.4

Tabla 4.4 Factor de cobertura vegetal (C).

e) *Factor P.* Toma en cuenta las prácticas de cultivo y conservación de suelos. En la tabla 4.5 se muestran los valores de *P*, para los casos más comunes.

Pendiente %	Contorneo	Cultivo en fajas	Terrazas y contorneo
1.1-2	0.6	0.30	-
21.-7	0.5	0.25	0.10
7.1-12	0.6	0.30	0.12
12.1-18	0.8	0.40	0.16
18.1-24	0.9	0.45	-

Tabla 4.5 Valores del factor P.

La FUPS para cuencas toma algunas consideraciones adicionales a las que la fórmula para el cálculo de la pérdida de suelo en parcelas tiene en cuenta.

Para una cuenca, los factores *k, SL, C* y *P*, se toman en cuenta siguiendo el mismo procedimiento de la fórmula original para parcelas. El factor *R* es expresado por la siguiente ecuación propuesta por Williams en 1975.

$$R_w = 9.05 (V Q_p)^{0.56} \tag{4.8}$$

Siendo *V* el volumen de escurrimiento (m³), y *Q_p* es el gasto del pico (m³/s).

En este caso *R_w* se obtiene en N-ha/h, esto significa que las unidades del factor *K* deben de ser ton_m-h/ha-N, para poder hacer esta conversión, se necesitan multiplicar el valor correspondiente en unidades inglesas por 1.317.

El siguiente método sirve para calcular en un cierto lugar, la pérdida de suelo que se espera con una cierta probabilidad en diferentes años. Éste método estocástico se aplica cuando se dispone de registros horarios de lluvia ya sean reales o sintéticos durante varios años.

El método se aplica indistintamente a los valores anuales del índice de erosividad (R) o a la erosión (E) en un lugar en particular. El procedimiento aplicado al caso de R es como sigue:

- 1) Dados los valores diarios acumulados de R en cada año, se determina el valor medio (μ_1) y la desviación estándar (σ_1) de todo el registro analizado.
- 2) Se forman grupos del valor acumulado de R en 2 años y se determina una nueva media (μ_2) y su desviación estándar (σ_2).
- 3) Se repite el paso el 2) pero para grupos de diferente número de años, por ejemplo 3, 5, 10, y 15 años, con lo que se determinan diferentes parejas de medias y desviaciones estándar. ($\mu_3, \sigma_3, \mu_5, \sigma_5, \mu_{10}, \sigma_{10}, \mu_{15}, \sigma_{15}$).
- 4) Se construye una gráfica que asocie el valor de R, anual acumulado, con el número de años en que se desea valuar la erosión, determinando los intervalos de confianza en la predicción del cálculo. Se asume que la distribución de probabilidad es normal, por lo que se establecen los siguientes límites de confianza, para determinar los valores menores o iguales a R:

al 5%	$R_5 = \mu_i - 1.64 \sigma_i$
al 16%	$R_{16} = \mu_i - 1 \sigma_i$
al 25%	$R_{25} = \mu_i - 0.675 \sigma_i$
al 50%	$R_{50} = \mu_i$
al 75%	$R_{75} = \mu_i + 0.675 \sigma_i$
al 84%	$R_{84} = \mu_i + 1 \sigma_i$
al 95%	$R_{95} = \mu_i + 1.64 \sigma_i$

Las figuras 4.2 y 4.3 muestran el ejemplo de los resultados posibles a obtener. La información que proporciona la figura 4.2 presenta resultados particulares del caso analizado; mientras que la figura 4.3, sirve para calcular, empleando la FUPS, la erosión en el mismo sitio, pero con cualquier otra variante de los factores K, SL, C y P .

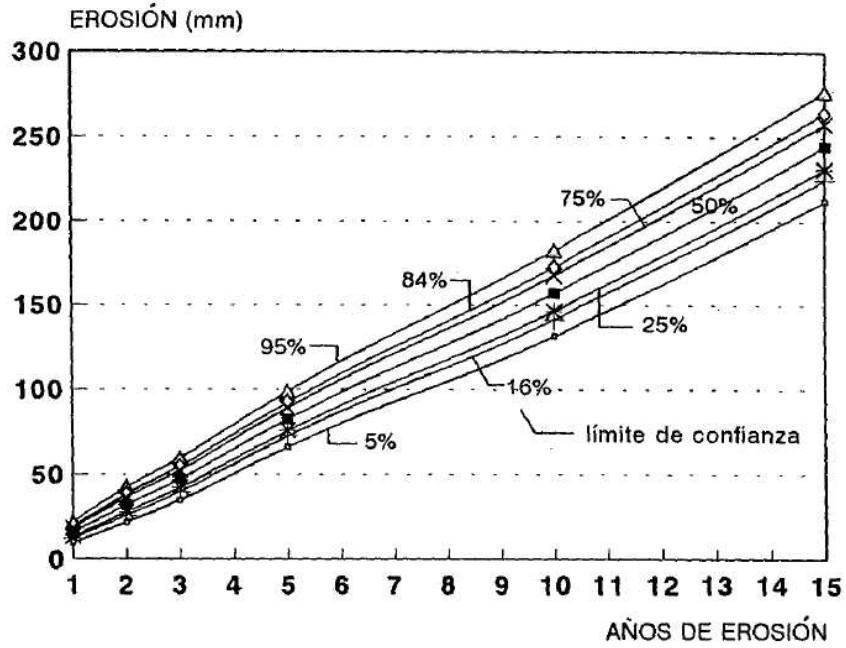


Figura 4.2 Erosión - Años.
 Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

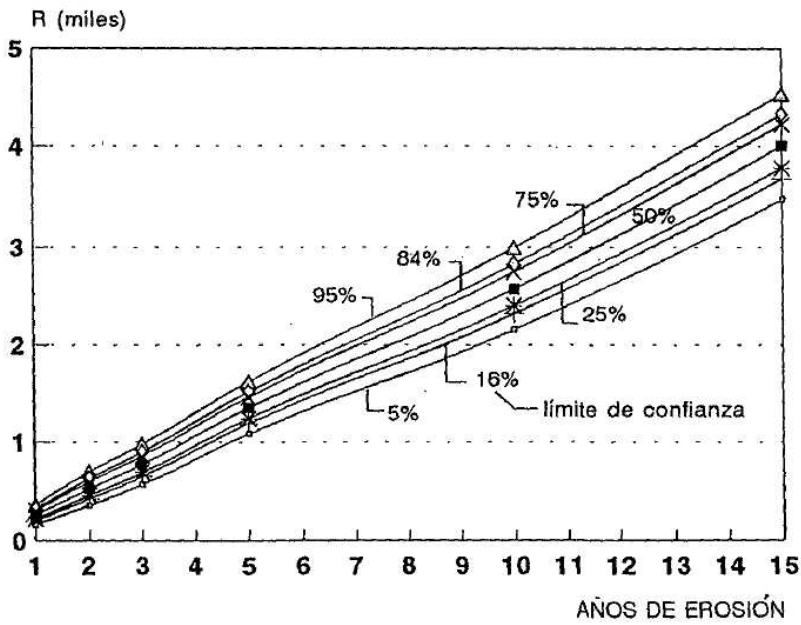


Figura 4.3 Índice de erosividad - Años.
 Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

El coeficiente de entrega de sedimentos (*CES*), proporciona información sobre el posible tránsito en la cuenca una vez erosionado. Este coeficiente está definido por la siguiente expresión:

$$CES = 100(AS/ET) \tag{4.9}$$

Siendo, *AS* el aporte de sedimentos de la cuenca en un cierto período, en ton_m/km² o equivalente y *ET* es la erosión total de la cuenca, en un período igual al de *AS*, en ton_m/km² o equivalente. *ET* = *A* de la FUPS.

Para valuar *CES*, existen diversos criterios, a continuación se presentan tres de ellos:

A. *Maner* propone:

$$\log CES = 1.9354 - 0.1419 \log A \tag{4.10}$$

Donde:

CES: En porcentaje (anual)

A: El área de la cuenca en km².

La *ASCE* propone la imagen 4.4:

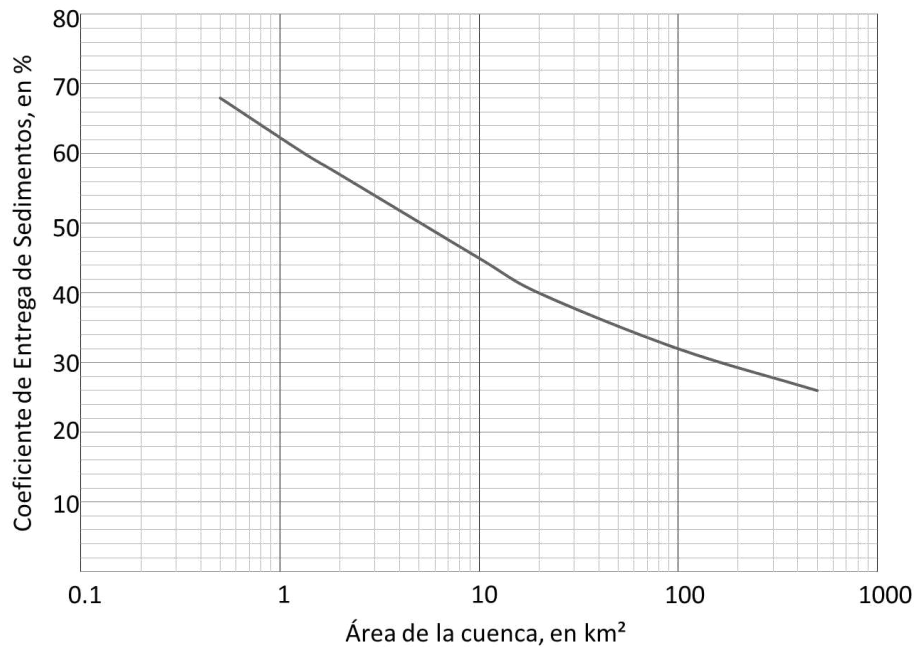


Figura 4.4 Gráfica para el cálculo de *CES* (*ASCE*).

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1]. Elaboración propia.

B. *Roehl* propone el uso de valores de la tabla 4.6, interpolando con la siguiente ecuación:

$$CES = CES1 * (A1/A)^{0.2} \tag{4.11}$$

Donde:

CES: Coeficiente que se desea calcular.

CES1: Coeficiente de la tabla 4.6.

A: Área de la cuenca en estudio (km²).

A1: Área de la tabla 4.6.

A1, en km²	CES1, en %
0.026	65.0
0.259	44.0
2.589	29.0
25.889	18.0
258.888	9.5
1553.329	5.0

Tabla 4.6 Valores para el cálculo de CES.

La cuantificación del material sólido erosionado, generalmente se hace con fines de investigación, y tiene utilidad principalmente en parcelas pequeñas.

La cuantificación del sedimento depositado en ellas es una de las mejores fuentes de información del aporte del material sólido. Sin embargo, hay que recordar que parte del sedimento.

Existen diversos trabajos donde se han intentado establecer límites permisibles de erosión. Para determinar la erosión permisible es necesario emplear la FUPS en su forma original, es decir debe aplicarse a pequeñas áreas, pues su cuantificación en cuencas podría ser engañosa ya que podrían existir pequeñas zonas con erosión acentuada, que estarían compensadas con una erosión más baja de grandes áreas.

4.3 Métodos para el control de la erosión

Para fines prácticos se dice que el suelo es un recurso no renovable, pues se requieren de cientos de años para su formación, por esto se entiende la necesidad de mitigar y controlar la erosión de suelos.

Conforme a las características de cada tipo de erosión, se considera conveniente dividir la presentación de los métodos de control:

a) *Conservación de suelos y reforestación.*

La erosión es un fenómeno que siempre ha configurado naturalmente la superficie terrestre, causado principalmente por la eliminación o cambio de la cobertura vegetal natural, el cual es causado por el hombre.

Las prácticas de conservación más comunes son:

- Rotación de cultivos: Se emplea en un mismo terreno con diferentes cultivos que preserven la fertilidad y aseguren un buen establecimiento vegetal.
- Cultivos en franjas: Se plantan fajas, o franjas, de diferentes cultivos o plantas. Las fajas se realizan en contorno y en algunos casos sirven para la protección de la erosión por viento. Su trabajo es aumentar la infiltración y retener el suelo removido.
- Pastizales: Este tipo de cobertura es eficiente en el control de la erosión, pero las condiciones climáticas y de suelo deben de ser favorables para el crecimiento rápido y estable del pasto. El sobrepastoreo es un factor importante en el incremento de la erosión.
- Cortinas de árboles: Se aplica en zonas no aptas para la agricultura y se emplea para proteger de la erosión por viento. En muchos casos se emplean “fajas de protección”, en el control de cárcavas o en suelos con pendientes pronunciadas. Su trabajo es retener el suelo y propiciar condiciones favorables para la cobertura natural.
- Reforestación: Es una medida muy efectiva, siempre y cuando se haya realizado correctamente y posteriormente se lleve un buen control. Se aplica en zonas de montaña, en pendientes fuertes y suelo pobre.

b) *Control de escurrimiento superficial que no es concentrado.*

El escurrimiento no concentrado puede controlarse empleando los siguientes procedimientos:

- Contorneo: Consiste en realizar trabajos agrícolas siguiendo las curvas de nivel del terreno, con lo que se logra una disminución de energía del agua.

- Intercepción con zanjas de filtración: Consiste en construir zanjas protegidas por vegetación a intervalos regulares en una pendiente. Se emplean en casos donde el suelo es profundo con buena permeabilidad.
- Intercepción con zanjas de desvío: Estas se emplean cuando se necesita proteger alguna zona de aguas abajo o si se requiere detener el avance de las cárcavas. Se construyen zanjas para recolectar y desviar escurrimientos, y son cubiertas por una capa vegetal para evitar el deterioro.
- Terrazas: Las laderas largas y con pendiente alta, se modifican para tener varias laderas cortas con pendientes bajas, y con esto se recoge y regula el escurrimiento superficial. El agua recolectada se puede llevar a una zona protegida en la cual no cause daños.

c) *Manejo de escurrimientos concentrados.*

El escurrimiento superficial concentrado produce la erosión más agresiva y evidente a simple vista, siendo un caso típico las cárcavas.

Para controlar dichos escurrimientos se pueden considerar 3 tipos básicos de protección:

- Represas: Son estructuras hidráulicas que disminuyen la energía del escurrimiento y favorece el depósito de sedimento, siendo el más común el material grueso.
- Control de cárcavas y barrancos: Se deben proteger las cabeceras para evitar su crecimiento hacia aguas arriba, y después el lecho de los cauces para evitar su profundización. Es conveniente la construcción de zanjas de intercepción antes de la cárcava o barranco, y poder descargar en otro sitio más protegido.
- Rectificación de cauces: Una vez que el escurrimiento superficial concentrado, se encuentra definido y permanente, puede existir erosión en las márgenes y en el fondo de los canales. Se protegen las márgenes del río y se disminuye la pendiente del fondo. Las represas (de madera, gaviones, mampostería, etc.) y el revestimiento de las márgenes, son las mejores alternativas para la rectificación de cauces.

Recientemente se ha empezado el uso de sustancias químicas, las cuales permiten proteger al suelo de la erosión. Dichas sustancias son polímeros y copolímeros que inducen procesos en el suelo que se traducen en la formación de agregados estables. Estos métodos son principalmente utilizados en taludes, canales, caminos y presas de tierra.

4.4 Modelos de simulación y ejemplos de aplicación

A partir de 1967, la investigación sobre el proceso de erosión incrementó significativamente. Esto originó una gran cantidad de propuestas teóricas, cuya aplicación requiere de modelación numérica. A continuación se presenta un resumen general de modelos por diferentes autores:

1. *Negev*. Toma en cuenta los subprocesos del fenómeno de erosión. Depende del modelo hidrológico de Stanford. Fue la primera aplicación de modelaje hidrológico en detalle para simular los diferentes aspectos del proceso de erosión.
2. *Lane y Shirley*. Es de tipo analítico y está basado en la mecánica de la erosión y en la hipótesis del flujo superficial cinemático. Calcula la erosión por tormenta en pendientes uniformes y también para pendientes no uniformes. Considera que la precipitación en exceso es uniforme y requiere de la estimación de algunos de los parámetros empleados.
3. *David y Beer*. Relaciona los subprocesos de la erosión. Al igual que el modelo *Negev*, éste depende del modelo hidrológico de Stanford. Calcula la erosión y aporte de sedimentos en cuencas. Se requieren de datos históricos para su calibración.
4. *Curtis*. Utiliza las relaciones de Meyer y Wischmeier para determinar la erosión. Se apoya en el modelo hidrológico cinemático que emplea un sistema de flujo superficial y segmentos de canales. Calcula, por tormenta, la erosión, el aporte sólido y su distribución, tanto en el tiempo como en el espacio. Dispone de relaciones que reflejan la interacción entre el salpicamiento y transporte causados por la lluvia y escurrimiento, respectivamente. Su aplicación es para cuencas urbanizadas, requiere calibración y el modelo no contempla la erosión de canales.
5. *Smith*. Se fundamenta en las relaciones de los procesos de erosión y sedimentación. Se apoya en el modelo de escurrimiento del tipo cinemático. Emplea sistemas de secciones de flujo superficial convergente, planos de flujo superficial y canales. Calcula la variación en el tiempo y espacio de la erosión y aporte de sedimentos. Se aplica en cuencas pequeñas, es un modelo del tipo distribuido y necesita calibración.

6. *Bruce et al.* Es un modelo similar al hidrograma unitario instantáneo, el cual considera relaciones no lineales, apoyándose en un esquema convolutivo de 2 etapas. Calcula la erosión y el aporte de sedimentos en el tiempo y espacio. Se puede aplicar en zonas complejas en cuanto al tamaño, forma y uso del suelo. El modelo es abstracto y difícil de usar y entender. Requiere datos históricos para su calibración.
7. *CSU*. Se basa en ecuaciones que ocupan los procesos de erosión y transporte en el flujo superficial y en los cauces. Se apoya en un modelo de flujo superficial cinemático, empleando un sistema de mallas y canales. Calcula la erosión y aporte de sedimento en el tiempo y espacio, además de la distribución de las partículas de sedimento. Es capaz de representar áreas grandes y complejas. La selección del tamaño de las mallas y la red de canales se deben de seleccionar con cuidado.
8. *ANSWERS*. Es un modelo distribuido que utiliza ecuaciones separadas para el salpicamiento y transporte en el flujo superficial y en los canales. Utiliza una malla rectangular y un sistema de canales para representar la cuenca. Permite una estimación de la erosión y aporte de sedimentos en el tiempo y espacio en eventos independientes. El modelo se adapta a los casos donde se tienen observaciones o mediciones que corresponden a mallas regulares. Se apoya en algunos parámetros de la FUPS. El modelo no considera la erosión en canales y es laborioso el suministro de datos. En algunas ocasiones es necesario distorsionar algunos parámetros para evitar errores en las estimaciones.
9. *CREAMS*. Este modelo emplea el factor EI , el volumen de escurrimiento, el gato pico y algunas relaciones de erosión en el cálculo de salpicamiento y escurrimiento superficial. Usa características de flujos superficiales, canales y cuencas. Calcula la erosión y el aporte de sedimentos, con su distribución. Las simulaciones no son costosas. No requiere calibración. No proporciona información durante una tormenta. Este modelo no es tan recomendado, como los modelos complejos ANSWERES Y CSU.

Ejemplo de aplicación:

Se tiene una cuenca de 57 km² cuyas principales características se muestran en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7. Calcular el aporte de sedimentos en el sitio "S" donde se piensa ubicar una presa. En dicha presa se ha contemplado reservar una capacidad de 1.5×10^6 m³ para azolves, que no debe ser sobrepasada en 50 años. Si el cálculo del aporte de sedimentos indicara que éste volumen es insuficiente, proponer las medidas necesarias en la cuenca, para tener bajo control la erosión. Suponer que la presa retiene todo el sedimento que llega.

Datos disponibles:

- Precipitación media anual $P=800$ mm.
- Desnivel máximo de cotas en la cuenca = 80 m.
- Área de suelo desnudo = 17 km².

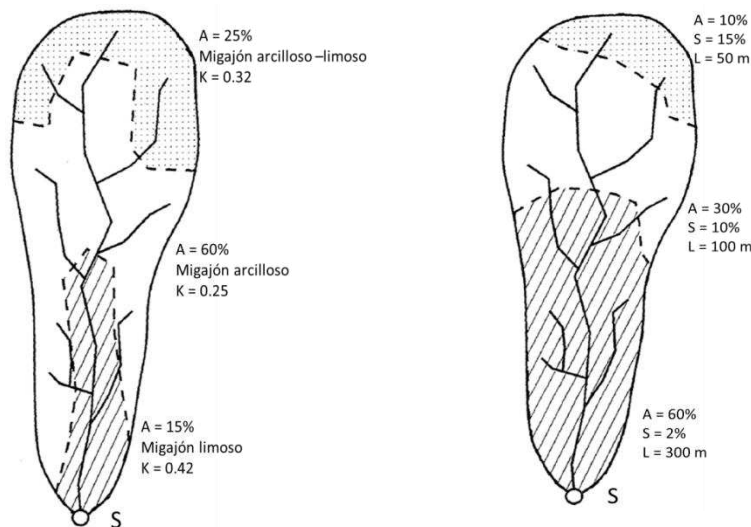


Figura 4.5 Valores de K (Lado izquierdo).

Figura 4.6 Valores de S y L (Lado derecho).

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

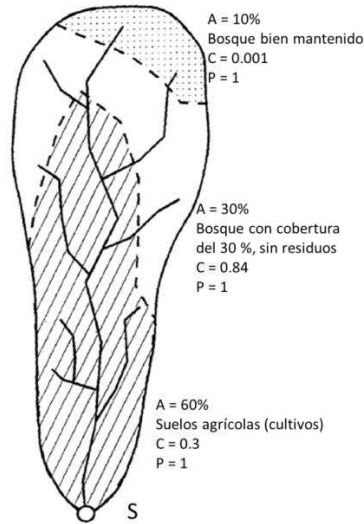


Figura 4.7 Uso de suelo.

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

Siendo A = Porcentaje del área total (AT).

$$AT = 57 \text{ km}^2.$$

Del análisis de precipitaciones se ha encontrado que la tormenta media anual es la indicada en la tabla 4.4.1, y se estima que 10 de dichas tormentas en un año, representan las condiciones medias anuales.

Tiempo (horas)	Precipitación acumulada (mm)
18:00	0.0
18:20	1.0
18:30	2.0
18:40	10.0
18:50	16.0
19:00	20.0
19:05	22.0
19:20	28.0
19:30	30.0

Tabla 4.7 Tormenta media anual.

Para dicha tormenta el volumen escurrido es:

$$V = 0.513 \times 10^6 \text{ m}^3$$

O en lámina

$$V = 0.009 \text{ m} = 9 \text{ mm}$$

Con un gasto pico de $71.25 \text{ m}^3/\text{s} = 4.5 \text{ mm/h}$ y 4 horas de duración de la avenida.

Del análisis de los escurrimientos, se determinó que el volumen promedio por avenida es de $513,000 \text{ m}^3$.

Solución:

I) Criterios empíricos

a) Utilizando la tabla 4.1

Si el área de la cuenca es de 57 km^2 , le corresponde un valor de $AS = 762 \text{ m}^3/\text{km}^2\text{-a}$, entonces el aporte anual es de:

$$AS = 57 (\text{km}^2) * 762 \text{ m}^3/\text{km}^2 - a = 43,434 \text{ m}^3$$

Por lo cual es de esperar que en 50 años se tengan $2.172 \times 10^6 \text{ m}^3$.

b) Con la ecuación 4.1

$$AS = 1,421.8(57)^{-0.229} = 563.3 \text{ m}^3/\text{km}^2 - a$$

En toda la cuenca: $AS = 57 * 563.3 = 32,108 \text{ m}^3/\text{a}$.

En 50 años serán: $1.605 \times 10^6 \text{ m}^3$.

c) Con la ecuación 4.2

De los datos planteados en el problema: $P = 800 \text{ mm}$, $H = 80\text{m}$ y

$$F = 17 * 100(57 - 17) = 42.5$$

$$AS = 0.292(800) + 0.474(80) - 0.118(42.5)(100) + 2.452$$

$$AS = 269 \text{ m}^3/\text{km}^2 - a$$

$$AS = 57 * 269 = 15,333 \text{ m}^3/\text{a}$$

En 50 años serán: $766,650 \text{ m}^3$.

II) Aplicación de la FUPS

a) Cálculo de R. Empleando los datos de la precipitación característica, se puede construir la siguiente tabla:

Tiempo horas	Precipitación acumulada, mm	Duración horas	Lámina mm	Intensidad mm/h
18:00	0.0	0.0	0	0
18:20	1.0	0.333	1	3
18:30	2.0	0.167	1	6
18:40	10.0	0.167	8	48
18:50	16.0	0.167	6	36
19:00	20.0	0.167	4	24
19:05	22.0	0.167	2	12
19:20	28.0	0.083	2	24
19:30	30.0	0.250	6	24
		1.500 h	30 mm	

La máxima precipitación en 30 minutos ocurre de las 18:30 a las 19:00 horas y es de 18 mm, por lo tanto $I_{30} = \frac{18mm}{30min} = 36mm/h$

Para aplicar la ecuación 4.5, se presentan los siguientes cálculos:

$$(1.213 + 0.890 * \log(3)) * (3 * 0.333) = 1.64$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(6)) * (6 * 0.167) = 1.91$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(48)) * (48 * 0.167) = 21.72$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(36)) * (36 * 0.167) = 15.62$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(24)) * (24 * 0.167) = 9.79$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(12)) * (12 * 0.167) = 4.36$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(24)) * (24 * 0.083) = 4.86$$

$$(1.213 + 0.890 * \log(24)) * (24 * 0.250) = 14.65$$

74.55

$$R = \frac{(74.55) * 36}{173.6} = 15.46 \text{ Elu}$$

En sistema métrico $R = 15.45 * 1.702 \text{ (N/h)} = 26.31 \text{ (N/h)}$

Para 10 tormentas, $R = 26.31 * 10 = 263.10 \text{ (N/h)}$

Empleando la ecuación 4.6, se tiene:

$$R_1 = 0.5(26.31) + 0.35(9)(4.5)^{\frac{1}{3}} = 13.6 + 5.2 = 18.36 \text{ (N/h)},$$

en 10 tormentas similares $R_1 = 183.6 \text{ (N/h)}$

b) Cálculo de K

De la tabla 4.2 y la figura 4.5, se pueden asignar los siguientes valores:

Ponderando el valor de K según las áreas:

$$K = 0.25(0.32) + 0.6(0.25) + 0.15(0.42) = 0.293$$

En sistema métrico, $K)0.293 * 0.1317()0.039 \text{ kg - kg - h/N - m}^3$

c) Determinación de SL

Empleando los datos de la figura 4.6 y aplicando la ecuación 4.7, se tiene:

$$SL = \left[\frac{300}{22.13} \right]^{-0.3} (0.065 + 0.045(2) + 0.0065(2)^2) = 0.40$$

$$SL = \left[\frac{100}{22.13} \right]^{-0.5} (0.065 + 0.045(10) + 0.0065(10)^2) = 2.48$$

$$SL = \left[\frac{50}{22.13} \right]^{-0.5} (0.065 + 0.045(15) + 0.0065(15)^2) = 3.31$$

Ponderando los valores de SL según el área en la cuenca, se tiene:

$$SL = 0.4(0.6) + 2.48(0.3) + 3.31(0.15) = 0.43$$

d) Determinación de C

Según los datos de uso y ponderando según las áreas:

$$C = 0.6(0.3) + (0.3)(0.84) + (0.1)(0.001) = 0.43$$

e) Determinación de P

Como en la cuenca no existen obras para el control de la erosión, entonces el valor de $P = 1$ para toda la cuenca. kg/m^2

f) Cálculo de la erosión

$$A = R K S L C P$$

Para el caso de $R = 263.1$

$$A = 263.1 * 0.039 * 1.48 * 0.43 * 1 = 6.53 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 6,530 \text{ ton/m}^2$$

Si la densidad aparente del material es de $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$

$$A = \frac{6,530}{1.6} = 4,081 \text{ m}^3/\text{km}^2$$

La erosión anual de la cuenca será:

$$A = 4,081 * 57 = 232,617 \text{ m}^3$$

En 50 años, $A = 232,617 * 50 = 11.63 \times 10^6 \text{ m}^3$ (resultado A)

Para el caso de $R = 183.6$

$$A = 183.6 * 0.039 * 1.48 * 0.43 * 1 = 4.56 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 4,560 \text{ ton/m}^2$$

Si la densidad aparente del material es de $\gamma = 1.6 \text{ ton/m}^3$

$$A = \frac{4,560}{1.6} = 2,850 \text{ m}^3/\text{km}^2$$

La erosión anual de la cuenca será:

$$A = 2,850 * 57 = 162,450 \text{ m}^3$$

En 50 años, $A = 162,450 * 50 = 8.122 \times 10^6 \text{ m}^3$ (resultado B)

Empleando la ecuación 4.8

$$Rw = 9.05((0.513 * 10^6)(71.25))^{0.56} = 155,551 \text{ N} - ha/h$$

$$A = 155,551 * 0.39 * 1.48 * 0.43 * 1 = 38,607 \text{ ton}$$

En 10 avenidas, $A = 38,607 * 10 = 386,070 \text{ ton}$

En 50 años, $A = 50 * 38,607 = 19.304 \times 10^6 \text{ ton}$

Empleando la densidad de 1.6 ton/m^3

$$A = \frac{9.304 \times 10^6}{1.6} = 12.065 \times 10^6 \text{ m}^3 \text{ (Resultado C)}$$

III) Cálculo del coeficiente de entrega de sedimentos

a) Utilizando la ecuación 4.10

$$\log CES = 1.9354 - 0.1419 \log(10 * 57) = 35.0\% = 0.35$$

b) Entrando en la imagen 4.2.3 con 57 km.

$$CES = 21\% = 0.21$$

c) Con la tabla 4.6, usando los valores más cercanos se tiene para $A1 = 25.889 \text{ km}^2$; $CES1 = 18$, aplicando la ecuación 4.11.

$$CES = 18(25.889/57)^{0.2} = 15.37\% = 0.1537$$

El promedio de los tres criterios es:

$$CES = 0.24 = 24\%$$

IV) Cálculo del aporte de sedimentos

De la parte I el promedio $AS = 1.529 \times 10^6 \text{ m}^3$

De la parte II, como $AS = CES * A$, para cada caso se tiene:

Con el resultado A. $AS = 2.791 \times 10^6 \text{ m}^3$

Con el resultado B. $AS = 1.949 \times 10^6 \text{ m}^3$

Con el resultado C. $AS = 2.896 \times 10^6 \text{ m}^3$

En promedio $AS = 2.545 \times 10^6 \text{ m}^3$

a) Factor SL

A través del empleo de terrazas, se propone que $S = 2\%$ y $L = 100 \text{ m.}$, entonces:

$$SL = (100/22.13)^{0.3}(0.065 + (0.045(2) + 0.0065(2)^2)) = 0.285$$

Para toda la cuenca se tendrá:

$$SL = 0.4(0.6) + 0.285(0.3) + 3.3(0.15) = 0.822$$

b) Factor P

Debido a las terrazas, se propone:

$$P = 0.3$$

Ponderando según las áreas, se tiene:

$$P = 0.1(1) + 0.3(0.3) + 0.6(1) = 0.79$$

c) Cálculo del aporte de sedimento

$$A = 263.1 * 0.039 * 0.822 * 0.43 * 0.79 = 2.87 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 2.87 \times 10^3 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{2.87 \times 10^3}{1.6} = 1,794 \text{ m}^3/\text{km}^2$$

$$A = 1,794 * 57 = 102,258 \text{ m}^3$$

En 50 años, $A = 102,258 * 50 = 5.113 \times 10^6 \text{ m}^3$

Como CES=0.24

El aporte anual se estima en:

$$AS = 0.24 * 5112 \times 10^6 \text{ m}^3 = 1.227 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Este valor ya es aceptable, pues no rebasa el límite de capacidad de $1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ reservada en el embalse. Nótese que solamente con trabajos en el 30% del área total, se logra controlar el aporte de sedimento dentro de los límites especificados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] GRACIA S. J., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 17 PÉRDIDA DE SUELO EN CUENCAS, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

UNIDAD 5

Transporte de sedimentos

OBJETIVO

En esta unidad, el alumno conocerá los procesos del transporte de sedimento en los ríos naturales. Distinguirá los principales métodos de cálculo y será capaz de seleccionar el mejor para un río en particular.

CONTENIDO

En esta unidad se define lo relativo a sedimentos transportados distinguiéndose entre el material de fondo del cauce y el material denominado de lavado; se definirán las principales expresiones para el cálculo del transporte de los sedimentos indicándose las principales formas de hacerlo; asimismo, se mencionan en este capítulo los datos necesarios para poder cuantificar el transporte de sedimentos y se estudiara con detalle el arrastre en la capa de fondo.

5.1 Definición y conceptos

Sedimento: Todas las partículas de suelo y roca de una cuenca que son arrastradas y transportadas por una corriente de agua.

El sedimento se puede diferenciar en dos grupos:

- ◆ El del fondo
- ◆ El de lavado

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material. Un río puede transportar tanto material de lavado como éste reciba, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente.

Se clasifica como material de lavado todo material fino que no se encuentra en el material del fondo. Los diámetros del material del fondo no se conocen con precisión, debido a la variedad que puede presentar, pero se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, de tal forma que el transporte de lavado es el formado por las partículas menores que dicho diámetro.

El transporte de lavado siempre está presente en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo. Einstein asignó un espesor, al material de fondo, igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada.

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen:

$$g_x = \gamma_s q_x \quad (5.1)$$

Donde:

g_x : Peso $kg\ f/s * m$ o $N/s * m$

q_x : Volumen $m^3/s * m$

El volumen obtenido es el que ocupan las partículas sólidas sin dejar huecos entre ellas.

El volumen real que ocuparía el material transportado al depositarse es:

$$V_x = \frac{q_x b \Delta t}{(1-n)} = \frac{g_x b \Delta t}{\gamma_s (1-n)} = \frac{Q_x \Delta t}{(1-n)} = \frac{G_x \Delta t}{\gamma_s (1-n)} \quad (5.2)$$

Donde:

q_x, g_x : Transporte unitario de sedimentos expresado en volumen o en peso, respectivamente.

Q_x, G_x : Transporte unitario de sedimentos expresado en volumen o en peso, respectivamente.

Δt : Intervalo de tiempo.

V_x : Volumen real ocupado por los sedimentos que pasan por una sección, en el intervalo de tiempo Δt , una vez que ellos se han depositado.

n : Porosidad del material depositado.

b : Ancho del fondo del cauce.

Tomando en cuenta las siguientes expresiones de relación de vacíos y la porosidad:

$$e = \frac{n}{1 - n} \qquad n = \frac{e}{1 + e}$$

La ecuación 5.2, se puede describir de la siguiente manera:

$$V_x = q_x b \Delta t (1 - e) = \frac{g_x b \Delta t}{\gamma_s} (1 - e) = Q_x \Delta t (1 - e) = \frac{G_x \Delta t}{\gamma_s} (1 - e) \qquad (5.3)$$

En ocasiones se trabaja con el peso sumergido de las partículas, el transporte unitario de partículas en peso sumergido se expresa con g'_x . Sus relaciones son las siguientes:

$$g'_x = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} g_x = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} g_x = \frac{S_s - 1}{S_s} g_x \qquad (5.4)$$

$$g'_x = (\gamma_s - \gamma) q_x = (\rho_s - \rho) g q_x \qquad (5.5)$$

Donde:

γ_s, γ : Peso específico de las partículas y del agua respectivamente, en kgf/m³ o N/m³.

ρ_s, ρ : Densidad de las partículas y del agua respectivamente, en kg/m³.

g : Aceleración de la gravedad, en m/s².

S_s : Densidad relativa de las partículas, adimensional.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho} \tag{5.6}$$

Para poder obtener el gasto de sedimentos en la capa de fondo, se recomienda utilizar como ancho efectivo = $0.8b$, ya que en dicho lugar el transporte de fondo ocurre.

$$G_x = 0.8 b g_x \tag{5.7}$$

$$Q_x = 0.8 b q_x \tag{5.8}$$

En el caso del cálculo del transporte del fondo en suspensión, se considera que ocurre en todo el ancho de la sección, por lo que se trabaja con el ancho de la superficie libre B o el ancho medio B_m .

$$B_m = \frac{b + B}{2} \tag{5.9}$$

Para facilitar el cálculo del transporte de sedimentos, comprender claramente los datos que se requieren para su cuantificación y agrupar convenientemente los criterios y fórmulas de transporte, se propone distinguir las seis clases siguientes de transporte:

Forma de transporte	Kgf/s*m N/s*m	Kgf/s N/s	m³/s*m	m³/s
a) Arrastre en la capa de fondo	g_B	G_B	q_B	Q_B
b) Transporte de fondo en suspensión	g_{BS}	G_{BS}	q_{BS}	Q_{BS}
c) Transporte de fondo	g_{BT}	G_{BT}	q_{BT}	Q_{BT}
d) Transporte de lavado	g_L	G_L	q_L	Q_L
e) Transporte en suspensión	g_S	G_S	q_S	Q_S
f) Transporte total	g_T	G_T	q_T	Q_T

Tabla 5.1 Forma de transporte y notación.

El transporte total está formado por las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean lavado.

El transporte total se expresa con las siguientes ecuaciones:

$$g_T = g_L + g_{BT} \tag{5.10}$$

$$g_T = g_L + g_{BS} + g_B \tag{5.11}$$

$$g_r = g_L + g_{BT} \tag{5.12}$$

$$g_T = g_S + g_B \tag{5.13}$$

Las siguientes expresiones también forman parte del transporte de fondo, y pueden ayudar a la determinación del transporte total.

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \tag{5.14}$$

$$g_S = g_{BS} + g_L \tag{5.15}$$

La figura 5.1 muestra las distintas formas de transporte de sedimentos:

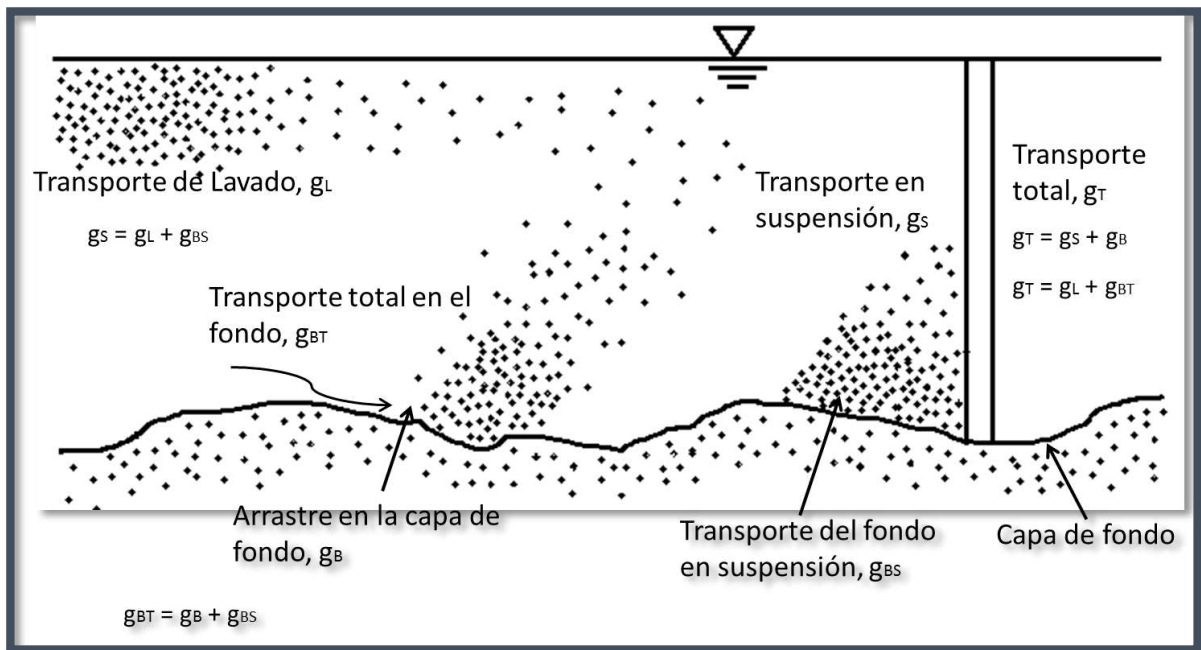


Figura 5.1 Diferentes formas de transporte de sedimentos.
 Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Referencia bibliográfica [1].

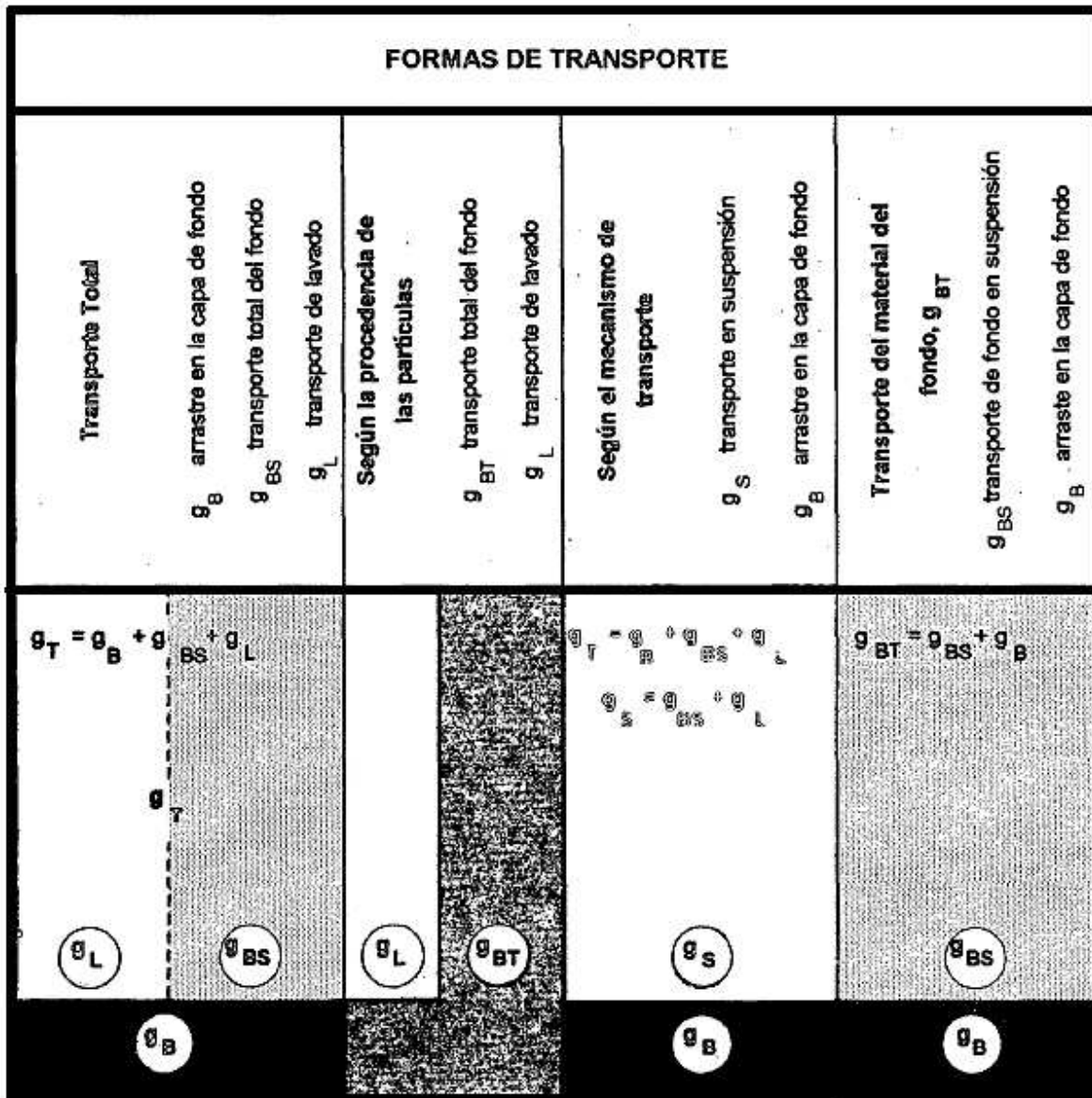


Figura 5.2 Formas de transporte.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Referencia bibliográfica [1].

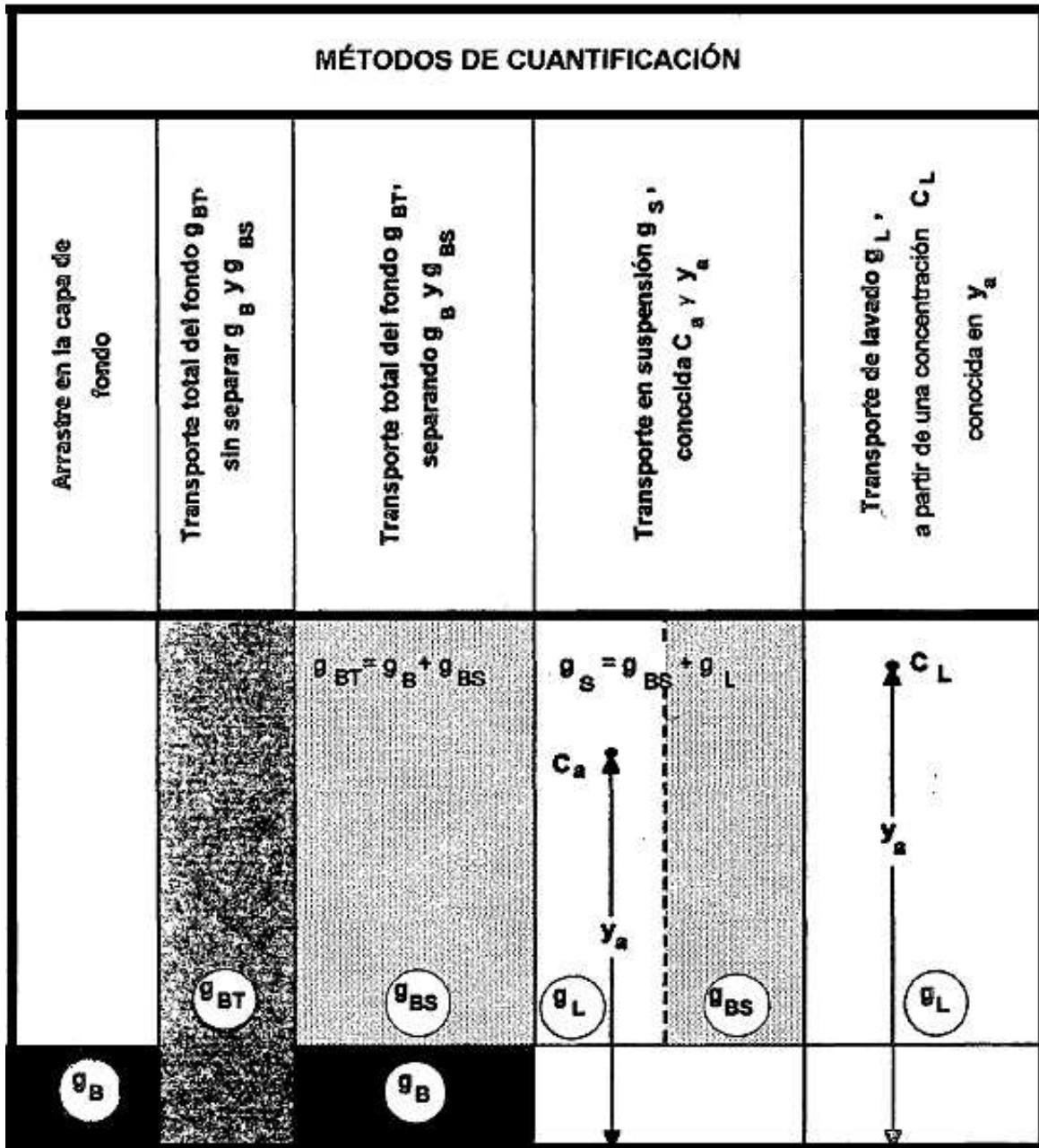


Figura 5.3 Métodos de cuantificación.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Referencia bibliográfica [1].

5.2 Cuantificación del transporte de sedimentos

Existe una gran cantidad de métodos para cuantificar el transporte de sedimentos. Los más completos son aquellos con los que se obtiene el transporte total. Sin embargo, no en todos los problemas reales es necesario cuantificar el transporte total. La tabla 5.2 tiene

como contenido algunos problemas o estudios y su transporte requerido para resolverlos, como apoyo adicional, se pueden ver las figuras 5.2 y 5.3.

Problema o Estudio	Transporte a cuantificar
Tiempo de llenado de una pequeña presa derivadora	g_B
Tiempo de llenado de una presa derivadora	$g_B \circ g_{BT}$
Tiempo de llenado de una gran presa	g_T
Erosión aguas debajo de grandes presas	g_{BT}
Estabilidad de cauces y rectificaciones	$g_B \circ g_{BT}$
Derivaciones en ríos hacia canales de riego	g_{BS}
Derivaciones en ríos hacia plantas de tratamiento	g_{BS} y g_L
Obras de defensa contra inundaciones:	
-Bordos de protección	g_{BT}
-Desvíos temporales	g_{BS} y g_L
-Cauces de alivio	g_{BS}
Bombeo directo de un río	g_{BS} o C_{BS}
Tanques de sedimentación	g_B o g_{BT}
Desvíos para acuicultura en lagunas costeras o estanques	g_{BS} o g_L
Entubamiento de arroyos en su paso por centros urbanos	g_{BT}
Diseño de canales sin arrastre	$g_B = 0$ (condición crítica de arrastre)
Estudios de erosión y sedimentación de tramos de ríos	g_B o g_{BT}

Tabla 5.2 Transporte por cuantificar según el problema o estudio.

Los problemas mencionados en la tabla 5.2 se pueden resolver mediante métodos que son presentados en la sección 5.3 de esta guía de docente. Para poder aplicar dichos métodos, se necesitan conocer los siguientes datos:

1. Curva granulométrica del material del fondo. Los más usuales son el diámetro medio D_m y el D_{50} .
2. Peso específico o densidad de las partículas del fondo.
3. Sección transversal del cauce. Se obtiene el radio hidráulico, perímetro mojado y área hidráulica correspondiente a una elevación de la superficie del agua.
4. Gasto líquido que escurre por el cauce para la elevación calculada en el punto 3. En la mayoría de los casos, se trabaja con el tirante medio de la sección, para secciones muy anchas, es igual al radio hidráulico. Una sección se considera muy ancha cuando $B/d \geq 40$.
5. Elevación de la superficie del agua donde se desea conocer el transporte de sedimentos. Se calcula la velocidad medio del flujo y el gasto que escurre por el cauce.
6. Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce, en el tramo de estudio.
7. Temperatura del agua, viscosidad cinemática del agua y su peso específico.

Con los datos anteriores, se deben obtener los siguientes parámetros:

8. Velocidad media de la corriente y el gasto, conforme a la elevación del agua.
9. Velocidad media crítica de la corriente que inicia al arrastre de sedimentos. El gasto crítico, el tirante crítico y el esfuerzo cortante crítico.
10. Velocidad de caída de las partículas.
11. Rugosidad en el cauce. Total y la asociada a las partículas y ondulaciones.

Para el caso del transporte de lavado o en suspensión, se deben calcular los siguientes datos:

12. Concentración del material transportado en suspensión en un punto dado, sabiendo su profundidad o altura sobre el fondo, la concentración media del material transportado en suspensión, generalmente desde la superficie hasta una cierta profundidad.
13. Propiedades físicas de las partículas del material en suspensión.

A continuación, se indican las variables más utilizadas, así como los parámetros y relaciones de mayor interés. Estos pueden ayudar al cálculo que cada método para cuantificación de transporte de sedimentos puede tener en sus ecuaciones:

Densidad relativa de las partículas dentro del agua

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} = S_s - 1 \quad (5.16)$$

γ_s, γ : Peso específico de las partículas y del agua respectivamente. En kgf/m^3 o N/m^3 . $\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3 = 9,810 \text{ N/m}^3$.

ρ_s, ρ : Densidad de las partículas y del agua respectivamente. En $\text{kgf}^*\text{s}^2/\text{m}^4$ o kg/m^3 .

S_s : Densidad relativa de las partículas, adimensional. Ec. 5.6

Esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo kgf/m^2 o N/m^2 .

$$\tau_o = \gamma RS = \rho gRS \quad (5.17)$$

S : Pendiente hidráulica del escurrimiento.

R : Radio hidráulico del escurrimiento, en m.

Para el caso en que la sección es muy ancha y se cumple $B \geq 40d$, se dice que el radio hidráulico es casi igual al tirante; por lo tanto:

$$\tau_o = \gamma dS = \rho g dS \quad (5.18)$$

Ya que,

$$R \approx d$$

d : Tirante o profundidad de la corriente, en m.

B : Ancho de la superficie libre de la corriente, en m.

Velocidad al cortante del flujo m/s

$$U_* = \left(\frac{\tau_o}{\rho}\right)^{1/2} = \sqrt{gRS} = \sqrt{gdS} \quad (5.19)$$

g : Aceleración debida a la gravedad, en m^2/s .

Velocidad de caída de las partículas m/s.

$$\omega = F_1(g\Delta D)^{0.5} \quad (5.20)$$

Siendo,

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} - \left(\frac{36 \nu^2}{g \Delta D^3} \right)^{0.5} \quad (5.21)$$

D : Diámetro de la partícula, en m.

ν : Viscosidad cinemática del agua, en m²/s.

Número de Yalin, adimensional.

$$D_* = D \left(\frac{g \Delta}{\nu^2} \right)^{1/3} = D \left[\frac{(\gamma_s - \gamma) g}{\gamma \nu^2} \right]^{1/3} = D \left[\frac{(\rho_s - \rho) g}{\rho \nu^2} \right]^{1/3} \quad (5.22)$$

Número de Reynolds, adimensional.

$$R = \frac{V L}{\nu} \quad (5.23)$$

V : Velocidad, puede ser ω , U , U_*

L : Longitud, puede ser d , R , D

Número de Reynolds asociado a U_{*c} y D , adimensional.

$$R_* = \frac{U_{*c} D}{\nu} = \frac{D \sqrt{g R_c S}}{\nu} \quad (5.24)$$

U_{*c} : Velocidad al cortante crítica.

Número de Shields en función de τ_o , adimensional.

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D} = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) D} = \frac{R S}{\Delta D} = \frac{R S}{(S_s - 1) D} \quad (5.25)$$

5.3 Métodos para cuantificar el arrastre en la capa de fondo

Para evaluar el arrastre dentro de la capa de fondo existen varios métodos los cuáles se presentan a continuación, se recuerda que el espesor aproximado es igual a dos veces el diámetro de las partículas.

- ◆ DuBoys (1879) y Straub (1935)
- ◆ Schoklitsch (1914, 1950)
- ◆ Shields (1936)
- ◆ Meyer-Peter y Müller (1948)
- ◆ Kalinske (1947)
- ◆ Levi (1948)
- ◆ Einstein (1942)
- ◆ Einstein-Brown (1950)
- ◆ Sato, Kikkawa y Ashida (1958)
- ◆ Rottner (1959)
- ◆ Garde y Albertson (1961)
- ◆ Frijlink (1962)
- ◆ Yalin (1963)
- ◆ Pernecker y Vollmer (1965)
- ◆ Inglis y Lacey (1968)
- ◆ Bogardi (1974)

De la lista anterior, los 7 primeros métodos fueron obtenidos y presentados antes de que se estableciera el concepto de capa de fondo por el científico Albert Einstein.

A pesar de los numerosos intentos y modelos por establecer un modelo de transporte universal que se pueda aplicar a todos los casos, hasta ahora no existe ninguno, pues todos han sido derivados para condiciones particulares.

En la tabla 5.3 se presentan los modelos de transporte según las consideraciones anteriores. Los modelos se encuentran agrupados según el tipo de transporte que determinan y las bases mecánicas sobre las cuales se fundamentan.

Tipo de estimadores	Tipo de transporte estimado	
	Transporte por el fondo	Transporte total de material del fondo
Tipo DuBoys, basado en esfuerzos cortantes	Meyer-Peter y Müller, 1948	Engelund y Hansen, 1967
	Frijlink, 1962	Ackers y White, 1973
	Yalin, 1963	Smart y Jaeggi, 1983
	Parker, 1990	Pacheco-Ceballos, 1989
Tipo Schoklitsch, basado en caudales	Cheng, 2002	
	Mizuyama y Shimohigashi, 1985	---
Tipo Einstein, basado en estadística	Bathurst et al., 1987	
	Einstein y Brown, 1950	---
Número de Froude, densímetro de las partículas	Sato, Kikkawa y Ashida, 1958	
	Aguirre-Pe et al., 2000	Karim, 1998

Tabla 5.3 Modelos estimadores del transporte de sedimento del fondo, clasificados según el tipo de transporte que determinan y las bases mecánicas sobre las que lo hacen.

Einstein en 1950, realizó una fórmula adimensional, del transporte de sedimento, que hasta ese momento era expresado en unidades de volumen por unidad de tiempo y de ancho (q_s).

$$\Phi^* = \frac{q_s}{D_{50}[g\Delta D_{50}]^{1/2}} \tag{5.26}$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio del sedimento.

Δ : Peso específico relativo sumergido.

g : Aceleración de la gravedad.

En 1948 Meyer-Peter y Müller formularon ecuaciones, tipo DuBoys, que se basan en la relación de esfuerzos cortantes de la siguiente manera:

$$\Phi^* = 8(\lambda\tau^* - \tau_c^*)^{3/2} \tag{5.27}$$

Donde:

λ : Parámetro numérico en función de las condiciones de flujo y de sedimento.

τ^* : Parámetro de Shields.

τ_c^* : Representa el valor crítico del parámetro de Shields para la iniciación del movimiento de las partículas. $\tau_c^* = 0.0047$.

El arrastre de fondo es basado en el concepto de inicio de movimiento de las partículas de sedimento estudiado por Shields en 1936.

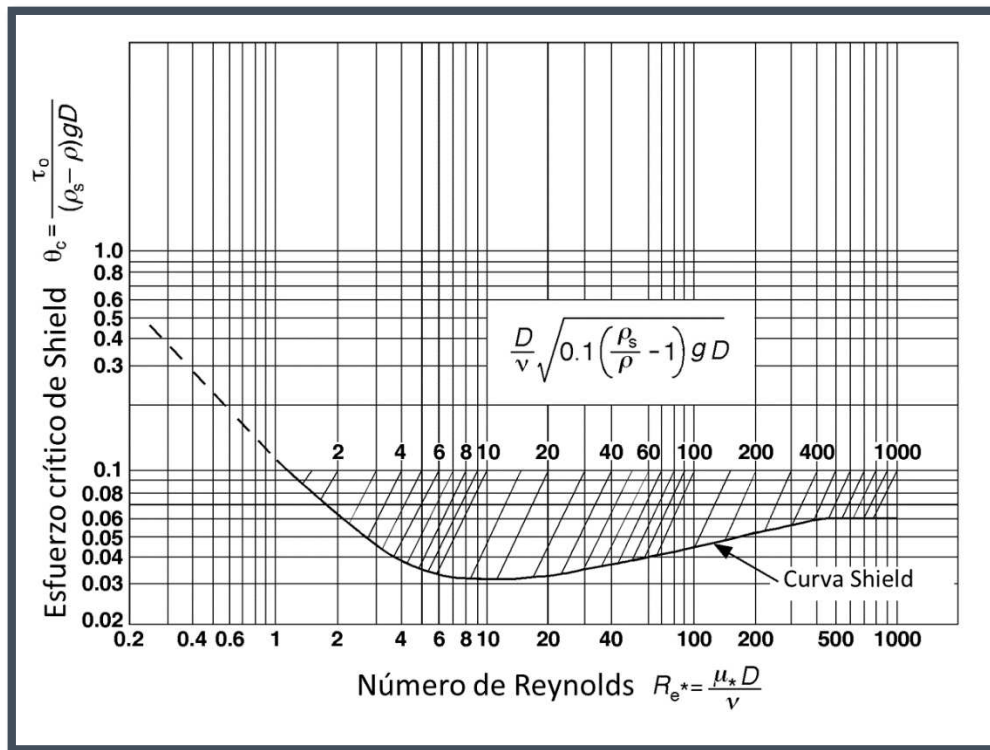


Figura 5.4 Diagrama de Shields.

Fuente: Keen, T.R., Todd Holland, K. Referencia bibliográfica [3].

Sato, Kikkawa y Ashida, en 1958, definieron al transporte de fondo en términos de diferencial de cortantes y diámetro medio.

$$\Phi^* = \left(\frac{1}{40n} \right) \tau_0 u_* f \left(\frac{\tau_c}{\tau_0} \right) \frac{1}{\gamma_s \sqrt{g \Delta D_{50}^3}} \quad \text{Si } n \leq 0.025 \quad (5.28)$$

$$\Phi^* = \tau_0 u_* f \left(\frac{\tau_c}{\tau_0} \right) \frac{1}{\gamma_s \sqrt{g \Delta D_{50}^3}} \quad \text{Si } n > 0.025 \quad (5.29)$$

Donde:

n : Coeficiente de rugosidad de Manning en forma adimensional.

u_* : Velocidad de corte.

τ_0 : Definición en ec. 5.17

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] MAZA A. J. A., GARCÍA F. M., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 10 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

[2] MACHADO D., AGUIRRE-PE J., MONCADA A., OLIVERO M., “OPTIMIZACIÓN DEL USO DE MODELOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN CANALES Y RÍOS MEDIANTE ANÁLISIS COMPARATIVO”, REVISTA CIENCIA E INGENIERÍA. VOL 28, DIC-MAR 2007.

[3] KEEN, T. R., TODD HOLLAND, K. “THE COASTAL DYNAMICS OF HETEROGENEOUS SEDIMENTARY ENVIRONMENTS: NUMERICAL MODELING OF NEARSHORE HYDRODYNAMICS AND SEDIMENT TRANSPORT”, NAVAL RESEARCH LABORATORY OF THE UNITED STATES OF AMERICA.

UNIDAD 6

Azolvamiento de embalses

OBJETIVO

El alumno podrá definir el fenómeno de la sedimentación en embalses, de manera que al término de esta unidad esté en posibilidad de dar solución adecuada para el control del azolve en el vaso.

CONTENIDO

Esta unidad incluye la descripción del fenómeno de sedimentación en embalses, pasando por la manera en que aquél se sedimenta, revisando la eficiencia que se tiene de atrape del mismo. Asimismo se incluye el estudio de corriente de densidad para finalmente revisar las diferentes maneras de controlar el sedimento en los embalses.

6.1 Descripción del fenómeno

Cuando se presenta un obstáculo en un río, el efecto que produce es un estancamiento, por lo cual el sedimento transportado se comporta como se muestra en la figura 6.1: Al entrar la corriente al embalse, el material grueso se deposita según la disminución de la velocidad del agua por efecto de la ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando una acumulación de sedimento grueso denominado delta.

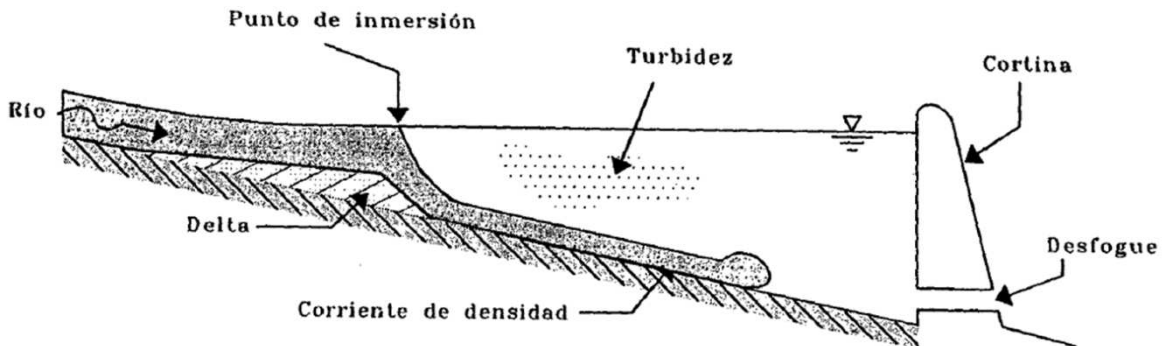


Figura 6.1 Esquema general del comportamiento del sedimento dentro de un embalse.

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

El mecanismo de sedimentación depende de factores como la estratificación de temperaturas, forma, dimensiones y características especiales del embalse, operación, características fisicoquímicas del sedimento y las características de la avenida de ingreso, entre otros.

En los grandes embalses, la formación del delta tiene efecto hacia aguas arriba del río y en el volumen que ocupa dentro del vaso. Un problema con el remanso, son las inundaciones en áreas circundantes que antes de la formación del delta no tenían este problema.

Cuando la presa no es lo suficientemente grande y sus derrames o extracciones son muy frecuentes, es probable que el delta ocupe gran parte del vaso, por lo tanto el sedimento grueso constituye la principal pérdida de capacidad, puesto que el material fino no es retenido pues continúa su transporte hacia aguas abajo.

El material que se deposita en el fondo del embalse, con el paso del tiempo, llega a tener un nivel de compactación. Esto provoca dos problemas importantes, uno es el cambio de volumen depositado a través del tiempo, que repercute en la cantidad de agua almacenada, y dos la dificultad de remover sedimento con una compactación mayor.

El conocimiento de las corrientes de densidad, no se ha podido estudiar con profundidad, ya que los resultados en laboratorio no concuerdan con los hechos reales; dicho concepto es importante, ya que permite aliviar el problema de sedimentación, pues al conocer su comportamiento se podría extraer del embalse antes de que el material que transporta llegue a una sedimentación.

En el caso de que no se forme la corriente de densidad, el problema principal no es la cantidad depositada, sino la afectación de la calidad del agua. Dicho problema produce alteraciones en la flora y la fauna, y en muchas ocasiones la población que llega a usar esta agua como fuente de agua potable, también se ve afectada.

6.2 Distribución del sedimento

Uno de los problemas más importantes de la sedimentación es el determinar la ubicación de asentamiento del sedimento dentro del embalse, así como su evolución a través del tiempo. Determinar la ubicación del sedimento permite definir las zonas del vaso que presentarán disminución de capacidad, y por lo tanto permite prever la magnitud del daño ocasionado.

La distribución del material sólido en un embalse depende del tipo de sedimento, características del vaso, políticas de operación y características de las avenidas. En embalses con pendientes bajas, el depósito ocurre en la entrada del vaso, por otro lado, cuando la pendiente es fuerte, el depósito ocurre cerca de la cortina.

Los principales criterios para determinar la ubicación del sedimento en un embalse son de tipo empírico, y los más comunes son:

- Área-reducción
- Área-incremento
- Trigonométrico

Método área-reducción

Fue desarrollado por W. M. Borland y C. R. Miller en 1960, basado en mediciones obtenidas en 30 embalses cuya capacidad variaba entre 1.36 y 38,547 Hm³.

El procedimiento es como sigue:

1. El embalse es clasificado en uno de los 4 tipos propuestos en el método. Esto se hace graficando en papel logarítmico la curva elevaciones – capacidades del embalse. Se obtiene la pendiente de la recta y su recíproco se denomina con la letra M. Dicho valor permite clasificar el embalse según la tabla 6.1.

Tipo de embalse	Nombre descriptivo	Valor de M
I	De lago	3.5 – 4.5
II	Planicie de inundación, Pie de montaña	2.5 – 3.5
III	De colina	1.5 – 2.5
IV	De cañada	1.0 – 1.5

Tabla 6.1 Clasificación de embalses

Existen casos en los que el tipo de operación del vaso puede cambiar su clasificación.

2. Cálculo de la elevación del piso del embalse.

Para determinar la elevación del piso del embalse, que es la elevación que lo caracteriza según la figura 6.2, se puede emplear la forma de cálculo de la tabla 6.2 procediendo de la siguiente forma:

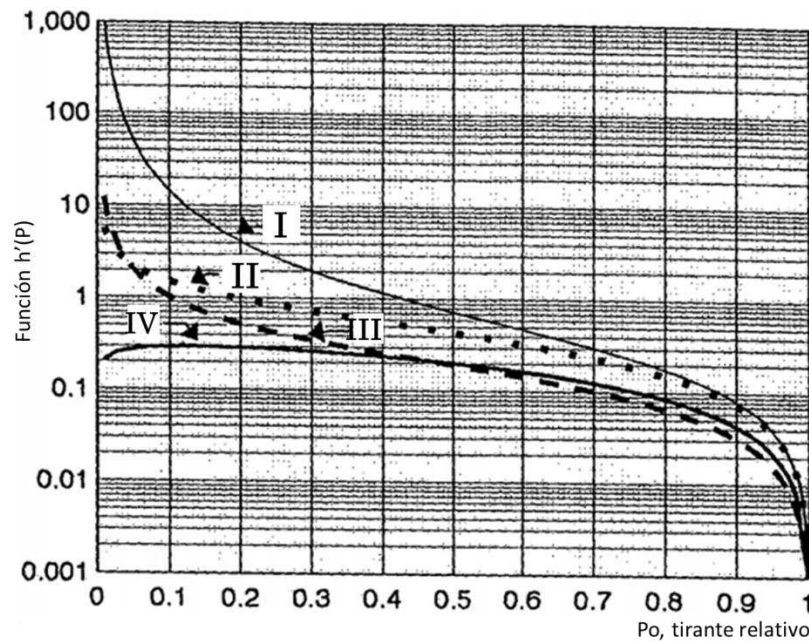


Figura 6.2 Función $h'(P)$ y tirantes relativos P_o .
Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

Elev (m)	Prof (m)	P (m/m)	Capac (m ³)	S-C (m ³)	Área (m ²)	H*A (m ³)	h'(P) (m ³ /m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 6.2 Forma de cálculo para determinar la elevación del piso de un embalse.

$H = NAMO - Elev. \text{ M}{\acute{a}}nima$

$S = Volumen \text{ de } sedimentos$

$C = Capacidad \text{ del } vaso \text{ a } una \text{ cierta } elevaci3n$

Columna 1. Se eligen varias elevaciones del nivel de agua dentro del vaso (m).

Columna 2. Se calculan las profundidades, restando cada una de las elevaciones de la columna 1 de la elevaci3n m{in}ima del vaso.

Columna 3. Las profundidades relativas (P) se obtienen dividiendo cada uno de los valores de la columna 2 entre H.

Columna 4. Capacidad del vaso (C) para cada elevaci3n de la columna 1.

Columna 5. Diferencias (S-C) entre el volumen total de sedimentos (S) que entrar{a} al vaso con el per{io}do en estudio y los valores de la columna 4.

Columna 6. {A}reas del vaso para las elevaciones de la columna 1.

Columna 7. Producto H*A. Es decir, H por la columna 6.

Columna 8. Valores de h'(P) calculado como:

$$h'(P) = \frac{S - C}{H * A} = \frac{Columna \ 5}{Columna \ 7} \tag{6.1}$$

Se grafican las columnas 3 y 8 en la imagen 6.2.1. El punto donde la curva corte a la correspondiente de su tipo de embalse, indicar{a} el valor de P_o correspondiente al piso del embalse. Dicho valor permite calcular el valor de Y_o , siendo:

$$Y_o = P_o H \tag{6.2}$$

Por lo tanto la elevación del nuevo fondo será:

$$Elev(Y) = Elev.mínima + Y_o \tag{6.3}$$

3. Cálculo de la distribución de sedimentos en el vaso. Empleando la fórmula de cálculo de la tabla 6.3.

1er tanteo (K₁)

Elev (m)	Prof (m)	Área orig. (m ²)	Capac orig. (m ³)	P (m ³)	Área rel. (a) (m ²)	Área (m ²)	Vol (m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7a)	(8a)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Σ = _____

K₁ = _____

2do tanteo (K₂)

RESULTADOS

Área (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen acum. (m ³)	Áreas (m ²)	Volúmenes (m ³)
(7b)	(8b)	(9)	(10)	(11)
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-

Σ = _____

K₂ = _____

Tabla 6.3 Cálculo de la distribución de sedimentos (Área-Reducción)

Columna 1. Seleccionar las elevaciones que se desean analizar, abarcando toda la altura de la cortina y que una de ellas sea correspondiente al nivel (Y_o) que alcanzarán los sedimentos.

Columna 2. Obtener las profundidades de cada elevación de la columna 1, como la diferencia de dicha columna y la cota mínima del embalse.

Columnas 3 y 4. Se obtienen de los datos correspondientes las áreas y capacidades para las elevaciones de la columna 1.

Columna 5. Calcular los tirantes relativos P, dividiendo la columna 2 entre H.

Columna 6. A partir de los valores de la columna 5, el tipo de embalse y la figura 6.3 se obtienen las áreas relativas (a).

Columna 7. Primero se calcula el valor de la constante de proporcionalidad (K_1), que sirve para transformar áreas relativas (columna 6) en áreas reales.

La constante se calcula como cociente del área real del vaso, a la elevación del piso, entre el área relativa a tal elevación. La columna 7 se forma multiplicando K_1 por los valores de la columna 6.

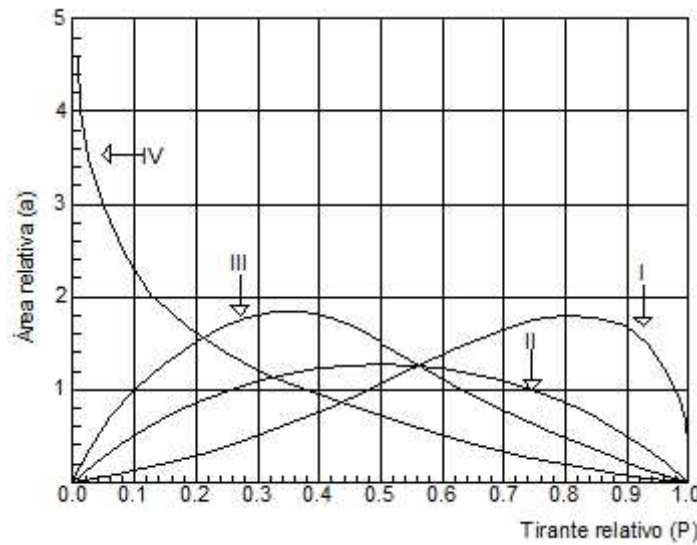


Figura 6.3 Relación entre tirantes relativos P y áreas relativas (a).

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

Si se requiere una mayor aproximación, se puede emplear la siguiente ecuación:

$$a = CP^m(1 - P)^n \tag{6.4}$$

Los valores de las constantes se muestran en la tabla 6.3.

Tipo de embalse	C	m	n
I	5.047	1.85	0.36
II	2.487	0.57	0.41
III	16.967	-1.15	2.32
IV	1.486	-0.25	1.34

Tabla 6.3 Coeficientes para el cálculo de áreas relativas.

Columna 8. Se calculan los volúmenes de sedimento con la fórmula:

$$V = \frac{(A_1 + A_2)D}{2} \quad (6.5)$$

Donde:

A_1 y A_2 : Son las áreas de sedimento correspondientes a las elevaciones inicial y final de cada incremento entre elevaciones.

D : Incremento de elevación, calculado como la diferencia entre los valores respectivos de la columna 2.

En caso de que la suma de la columna 8 no coincida, o no sea suficientemente parecido, al valor de volumen de sedimentos que se acumula en el vaso, se calcula una K_2 como sigue:

$$K_2 = K_1 \left(\frac{S}{S_1} \right) \quad (6.6)$$

Donde:

S : Volumen de sedimentos que se acumulará en el vaso.

S_1 : Suma de la columna 8.

Ya que se tiene el valor de K_2 se repite el cálculo de las columnas 7 y 8. Este procedimiento se sigue hasta que los volúmenes S y S_1 sean semejantes.

Columna 9. Esta columna se integra con el volumen acumulado de la columna 8 del último tanteo.

Columna 10. Es la diferencia entre las columnas 3 y 7 del último tanteo.

Columna 11. Es la diferencia entre las columnas 9 y 4.

4. Se trazan las nuevas curvas elevaciones-áreas y elevaciones-volúmenes.

Método área-incremento

Fue desarrollado por Eugene A. Cristóforo en 1953, su ecuación básica es:

$$S = A_o(H - Y_o) + V_o \quad (6.7)$$

Donde:

S : Volumen total del sedimento que será depositado y distribuido en el vaso, en m^3 .

A_o : Factor de corrección del área, el cual corresponde al área original del embalse a la nueva elevación del vaso, en m^2 .

H : Profundidad máxima del embalse, en m. Es la diferencia de elevaciones entre la original del fondo del vaso y el nivel de aguas normales.

Y_o : Profundidad alcanzada por los sedimentos S , en m.

V_o : Volumen de sedimentos depositados bajo la elevación Y_o , en m.

Éste método consiste en simular la pérdida de área, y por consiguiente de capacidad, según la elevación de los niveles del agua en el vaso en una cantidad fija, y por medio de tanteos se igualan el volumen perdido con el volumen aportado de sedimentos.

Para este método se requieren los siguientes datos:

- a) Elevaciones del punto más bajo del embalse y del nivel de agua a capacidad normal, en m,
- b) Volumen de sedimentos que serán depositados en el vaso, durante cierto número de años, en m³.
- c) Curvas Elevaciones-Área y Elevaciones-Volúmenes originales del vaso.

El procedimiento es como sigue:

1. Suponer el valor de Y_o , obtener las curvas elevaciones – áreas – capacidades, A_o y V_o . Sustituir en la ecuación 6.7 y se obtiene el valor de S , el cual debe coincidir con el volumen de sedimentos que será depositado, de no ser así, se propone otro valor de Y_o y se repite el cálculo hasta que dichos valores sean semejantes.

Los valores finales de Y_o , A_o y V_o servirán para realizar los siguientes cálculos.

2. Se debe llenar la tabla 6.4 como sigue:

Elev (m)	Prof (m)	Área del vaso (m ³)	Capacidad del vaso (m ³)	Ao (m ²)	V (m ³)	Áreas (m ²)	Cap. (m ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 6.4 Método área-incremento

Columna 1. Se proponen las elevaciones que se desean estudiar, en m. Se recomienda que sean 10, cubriendo toda la altura de la presa.

Columna 2. Se obtienen las profundidades de cada elevación de la columna 1, como la diferencia entre cada elevación del agua y la cota mínima del vaso.

Columna 3. Se obtienen las áreas correspondientes a las elevaciones seleccionadas.

Columna 4. Se obtienen las capacidades del vaso en las elevaciones seleccionadas.

Columna 5. Factor de corrección de áreas. Para las elevaciones superiores a la dada por Y_o , se tomará el valor de A_o del paso 1 y para las elevaciones menores se tomarán los valores correspondientes de la columna 3.

Columna 6. Factores de corrección de volúmenes para las elevaciones superiores a la dada por el valor Y_o . Para obtener dichos factores se utiliza la fórmula siguiente:

$$V = A_o(h - Y_o) + V_o \quad (6.8)$$

Donde:

Y_o , A_o y V_o : Son valores conocidos.

h : Los valores de la columna 2.

Cuando se tienen valores menores a la elevación dada por Y_o se toman los valores correspondientes de la columna 4.

Columna 7. Áreas nuevas. Resultan de la diferencia de las columnas 3 y 5.

Columna 8. Capacidades nuevas. Resultan de la diferencia de las columnas 4 y 6.

3. Se grafican las columnas 7 y 8, con los valores originales para determinar las variaciones por el efecto del depósito.

Método trigonométrico

En este método se reparte proporcionalmente el sedimento dentro del embalse, siendo su procedimiento de la siguiente forma:

- Dada la curva elevaciones – capacidades iniciales del vaso (ver figura 6.4), se trazan rectas de la elevación máxima a diferentes puntos de la curva elevaciones – capacidades (OA, OB, OC, ...)
- Con la capacidad del embalse después de un cierto período en que haya ocurrido la sedimentación (Oa).
- Se calcula $R=Oa/OA$.
- Se multiplican OA, OB, OC, ... por R, y se obtienen Oa, Ob, Oc, ...
- Uniendo a, b, c, ..., etc. se obtiene la nueva curva elevaciones – capacidades.

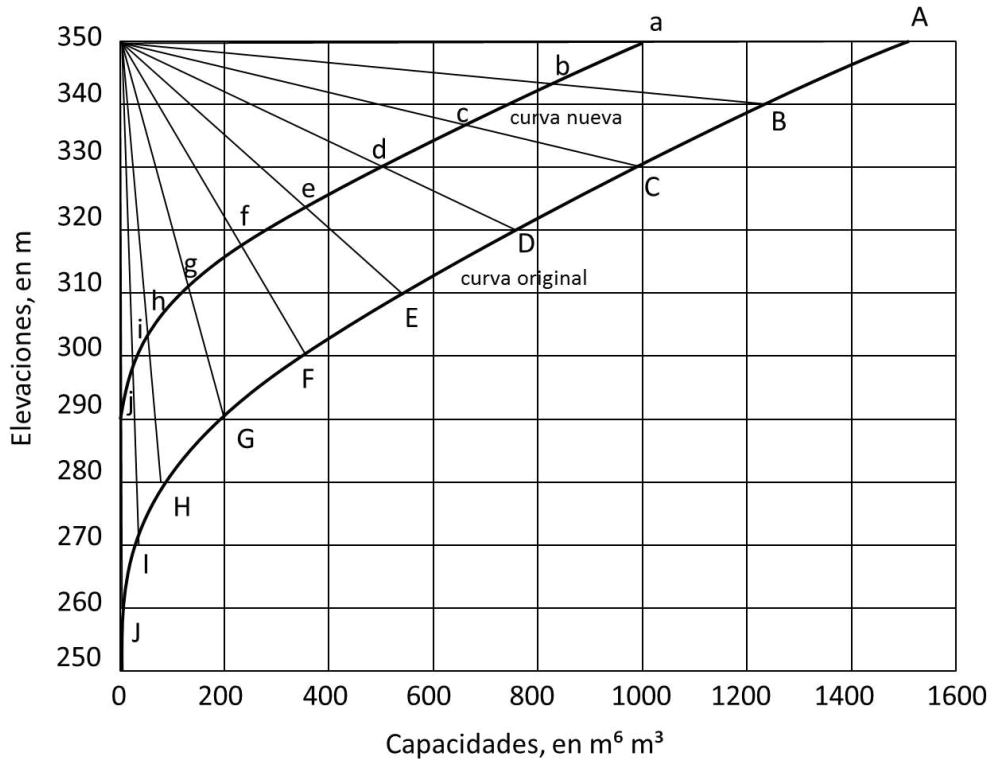


Figura 6.4 Método trigonométrico.

Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

6.3 Eficiencia de atrape y compactación de sedimentos

La eficiencia de retención o atrape de sedimentos es determinado por el cociente entre la cantidad de sedimentos depositados y la cantidad total de material que es transportado hasta el embalse.

Existen diferentes métodos empíricos para el cálculo de retención de sedimentos, tales como los de Brune, Brown, Churchill y Karaushev, de ellos el más común es el primero.

En la literatura no existen evidencias claras de los beneficios de dichos procedimientos, aunque sí están bien identificados los principales factores, que son los siguientes:

- a) Características del sedimento: Velocidad de caída de las partículas, forma y viscosidad de la mezcla agua-sedimento.
- b) Tiempo de permanencia de los escurrimientos dentro del vaso: Esto depende principalmente de la capacidad del vaso y de la magnitud de las extracciones.
- c) Tipos de obras de toma: El tamaño y la ubicación de las obras de toma, tiene influencia preponderante en la posible extracción del material sólido, pues en

algunos casos extraen importantes cantidades de sedimento en suspensión, sobre todo cuando son profundas.

- d) Otros: La forma del vaso, la política de operación del embalse, su antigüedad y la posible formación de corrientes de densidad.

6.3.1 Criterio de C. B. Brown

Determina la eficiencia de atrape de un embalse, en función del área de la cuenca, la capacidad total del embalse y las características del escurrimiento y del tipo de sedimento. La capacidad de un embalse para atrapar y retener sedimentos es conocido como *eficiencia de atrape*.

La ecuación es:

$$ER = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + K(2.1 * 10^3) \left(\frac{C}{A} \right)} \right] \quad (6.9)$$

Donde:

ER: Eficiencia de atrape en porcentaje

C: Capacidad total del embalse (10^6 m^3)

A: Área de la cuenca, en km^2

K: Coeficiente, que puede tomar los siguientes valores: 0.046 para la envolvente inferior, 0.10 para la de diseño y 1.0 para la curva envolvente superior.

Se sugiere utilizar la envolvente superior cuando se tiene alguna de las siguientes características:

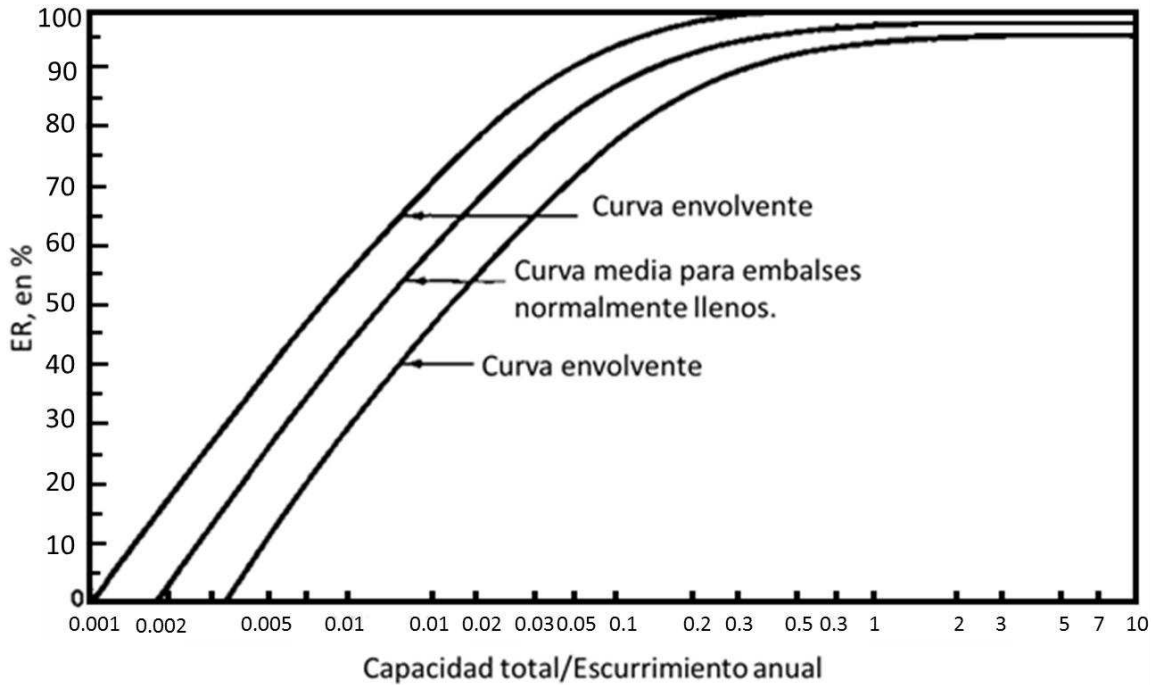


Figura 6.5 Curva de retención de G. M. Brune.

Fuente: Página de internet, referencia [1].

A lo largo de un embalse, existen partes donde el fenómeno de compactación se presenta en el sedimento depositado, el cual disminuye el volumen depositado después de cierto tiempo. Esto depende del tipo de sedimento, y del secado y humedecimiento alternado del material, principalmente. Los materiales gruesos, como lo son la grava y arena, se compactan en corto tiempo, en cambio los materiales finos, como las arcillas, requieren de períodos muy largos para consolidarse.

6.3.3 *Criterio de Miller*

Permite calcular la compactación del sedimento en el transcurso del tiempo, con la siguiente ecuación:

$$WN = W_o + 0.4343K \left[\left(\frac{N}{N - 1} \right) \ln(N) - 1 \right] \tag{6.10}$$

Donde:

WN : Peso específico de los sedimentos después de N años de compactación, en kg/m^3 .

W_o : Peso específico inicial, es decir, al final del primer año. (Ver tabla 6.3.1, en kg/m^3).

K : Factor de compactación que depende del tipo de operación del vaso y del tamaño del sedimento. (Ver tabla 6.3.1).

Operación del embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	Wo	K	Wo	K	Wo	K
Embalse con sedimento siempre sumergido	1450	0	1050	91	344	256
Embalse con descensos normales o moderados	1450	0	1240	29	848	134
Embalses normalmente vacíos	1450	0	1320	0	1250	0

Tabla 6.5 Pesos específicos iniciales del sedimento (Criterio de Miller).

Cuando se tienen diferentes materiales, W_o y K se obtienen calculando el promedio pesado de cada parámetro, según el tipo de material.

6.3.4 Criterio de Lane Koelzer

Éste método calcula la compactación del sedimento después de un cierto número de años. Su ecuación es:

$$WT = W_1X_1 + (W_2 + K_2 \log T)X_2 + (W_3 + K_3 \log T)X_3 \quad (6.11)$$

Donde:

WT : Peso específico del sedimento después de “ T ” años, en kg/m^3 .

W_1, W_2, W_3 : Pesos específicos iniciales, para arena y materiales gruesos (1), limo (2) y arcilla (3), en kg/m^3 . (Ver tabla 6.6)

K_1, K_2, K_3 : Constantes de compactación (Ver tabla 6.6)

X_1, X_2, X_3 : Porcentajes de cada material.

T : Número total de años de compactación.

Operación del embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	W1	K1	W2	K2	W3	K3
Sedimentos siempre sumergidos	1490	0	1040	91.3	480	256
Embalse moderadamente vacío	1490	0	1185	43.2	737	171.4
Embalse considerablemente vacío	1490	0	1265	16.0	961	96.1
Embalse normalmente vacío	1490	0	1314	0	1249	0

Tabla 6.6 Pesos específicos iniciales del sedimento (Criterio de Lane y Koelzer).

6.4 Corrientes de densidad

En una corriente de un embalse, es posible que el sedimento fino ($\phi < 0.02mm$) forme una corriente de densidad, que viaja a través del embalse y condiciona el depósito de sedimento.

A continuación se presenta un procedimiento de cálculo para determinar la posible formación de una corriente de densidad y su tránsito a través del vaso. Se basa en resultados experimentales de laboratorio y en un prototipo, río Balsas, para realizar las pruebas. El fenómeno es bidimensional. En las secciones transversales del cauce original, predomina el ancho sobre el tirante, y es posible asemejar la sección transversal a una rectangular.

La evolución de una corriente de densidad producida por una avenida, se resume de la siguiente forma:

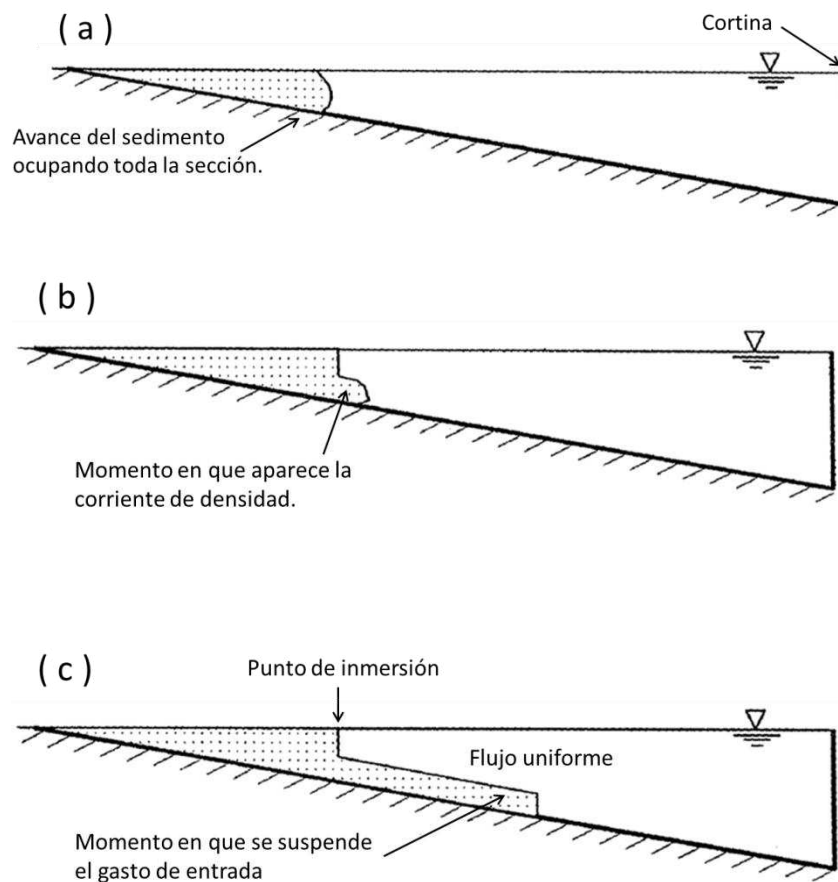
FASE 1: Al entrar el río al embalse, se forma una zona denominada de inmersión o estancamiento, realmente es una zona de control donde se originan las corrientes de densidad. En esta zona el sedimento ocupa toda la sección transversal y avanza así dentro del vaso hasta un cierto punto denominado de inmersión.

FASE 2: Donde se produce un flujo de sedimento por la parte baja y se forma una corriente de densidad. La cual viaja por el fondo del embalse, hasta que se suspende el gasto de entrada.

FASE 3: Entonces, la corriente se frenará paulatinamente hasta detenerse o llegar a la cortina.

La descripción anterior tiene muchas variantes, entre las que destacan las siguientes:

- a) En algunos casos sólo se presenta la fase 1, pues las corrientes de densidad no se alcanzan a formar.
- b) La estratificación de temperaturas en el vaso, causan una densidad mayor en el agua embalsada que en la entrada del río, las corrientes de densidad viajan por la superficie del vaso o zona intermedia.
- c) Si la pendiente del fondo es muy baja, al suspenderse el gasto de entrada, la corriente de densidad se frena repentinamente.
- d) Existen casos donde la fase 3 no se presenta debido a que la corriente llega a la cortina y se produce una corriente de densidad que viaja en sentido contrario, es decir, hacia aguas arriba.



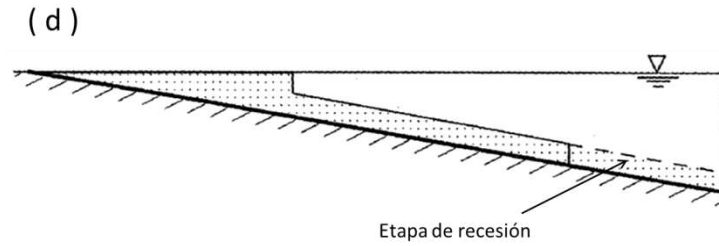


Figura 6.6 Evolución del material en suspensión incisos a, b, c y d.
Fuente: Gracia S. J., Referencia bibliográfica [1].

Procedimiento para el cálculo de las fases señaladas anteriormente:

Zona de Inmersión

Para calcular el tirante en el punto de inmersión se puede emplear la ecuación propuesta por Singh y Shah:

$$Y = 0.185 + 1.3 \left(\frac{q^2}{g'} \right)^{1/3} \quad (6.12)$$

Donde:

Y: Tirante en el punto de inmersión, en m.

q: Gasto unitario de entrada, en m³/s-m.

g': g(W2-W)/W2, gravedad densimétrica, en m/s².

g: Aceleración de la gravedad, en m/s².

W, W2: Pesos específicos de la mezcla agua – sedimento entrante (W2) y del agua embalsada (W), en kg/m³.

W2 = W + Cs(1 – W/Ws), Ws: Peso específico del sedimento

Cs: Concentración del material sólido, ambos en kg/m³.

El tiempo en que se forma el punto de inmersión está dado por:

$$TC = \frac{Y^2 b}{2QS_0} \quad (6.13)$$

Donde:

Tc : Tiempo en que se forma la zona de inmersión, en s.

b : Ancho promedio del cauce, en m.

Q : Gasto promedio de entrada, en m^3/s .

So : Pendiente del fondo, en m/m.

La longitud de la zona de inmersión:

$$L = \sqrt{\frac{2Q}{bSo}} \sqrt{Tc} \quad (6.14)$$

Depende del tiempo que dura la avenida (Ta) sea mayor que el tiempo en que se forma el punto de inmersión (Tc), la posible formación de la corriente de densidad.

Los cálculos anteriores son válidos para régimen de escurrimiento lento, lo cual es común en embalses reales. En caso de presentarse un salto hidráulico, es necesario incluir un factor de mezclado (M) en las formulaciones anteriores.

Régimen establecido de las corrientes de densidad

Las siguientes ecuaciones definen el tirante y la velocidad de la corriente de densidad:

$$y = \left[\frac{2Q^2}{C^2 b^2 \frac{W2 - W}{W2} So} \right]^{1/3} \quad (6.15)$$

$$V = C \left[\frac{W2 - W}{W2} \frac{y}{2} So \right]^{1/2} \quad (6.16)$$

Donde:

C : Coeficiente de Chezy, en $m^{1/2}/s$.

y : Tirante de la corriente de densidad, en m.

V : Velocidad promedio, en m/s.

Conocida la velocidad y el tiempo que dura la avenida, es posible determinar el avance de la corriente.

Etapa de recesión

En caso de que la corriente no llegue hasta la cortina al terminar la avenida, se calcula la fase de recesión, es decir, la disminución de la velocidad y la concentración de la corriente. Las siguientes ecuaciones se emplean para esto:

$$C_{i+1}\Delta X_{i+1} = PC_i \sum_0^i \Delta X_i - C_{i+1} \sum_0^i \Delta X_i \tag{6.17}$$

$$\Delta X_{i+1} = C \left(\frac{y_{i+1}}{2}\right)^{1/2} \left[\frac{C_{i+1} \left(1 - \frac{W}{WS}\right)}{W + C_{i+1} \left(1 - \frac{W}{WS}\right)} \right]^{1/2} So^{1/2} \Delta t \tag{6.18}$$

Donde:

i e $i + 1$: Indican el instante.

$C_{i,i+1}$: Concentraciones promedio, en gr/lit.

$\Delta X_{i,i+1}$: Incremento en el avance, en m. $L_{i+1} - L_i = \Delta X_{i+1}$

$P = 0.8$: Factor de decaimiento.

Para poder aplicar las fórmulas anteriores se toman en cuenta los siguientes aspectos:

- a) $\Sigma \Delta X_i$ es la distancia recorrida desde el momento en que empieza la avenida.
- b) Se considera C_i la concentración de entrada para poder realizar cálculo a partir del momento en que se suspende el gasto.
- c) C , es el factor de Chezy.
- d) El cálculo se termina cuando la corriente de densidad llega a la cortina o cuando la velocidad y concentración son muy bajas.

El cálculo de las tres fases permite realizar el tránsito del sedimento a través del vaso. Con lo cual se determina desde la formación de la corriente de densidad hasta su eventual llegada a la cortina, además es posible conocer el tirante promedio y las concentraciones en el tránsito.

Éste procedimiento permite tener una idea rápida del comportamiento de las corrientes, con lo que se puede juzgar la bondad de los métodos empíricos tanto en la determinación de la ubicación del sedimento, como en el cambio de la eficiencia de atrape.

La estratificación de temperaturas en el vaso

Uno de los factores más importantes para la formación de corrientes de densidad, es la estratificación de temperaturas del agua en el vaso.

Las corrientes viajan por zona intermedia o superficie del vaso, cuando la estratificación es muy acentuada y la carga de sedimento es baja ($< 3 \text{ gr/lt}$). En este caso el recorrido no es muy grande, pero produce turbidez al sedimentarse el material.

Algunas conclusiones adicionales respecto a la estratificación de temperaturas, son las siguientes:

- a) Concentraciones mayores a 3 gr/lt , producen corrientes de fondo, independientemente de la estratificación de temperaturas.
- b) La principal estratificación de temperaturas es la que ocurre en la cola del vaso y no la que está cerca de la cortina.
- c) Las corrientes de densidad intermedias penetran donde la densidad del agua embalsada es similar a la del agua entrante.
- d) Existen casos donde se presentan corriente de fondo e intermedias al mismo tiempo.

El fenómeno de corrientes de densidad presenta aspectos no claros que limitan su aplicación a casos prácticos, a pesar de la gran cantidad de trabajos que se han realizado enfocados a este tema.

6.5 Control de azolve en vasos

Existen diversas alternativas para evitar la sedimentación de un embalse, sin embargo se señala que la solución no es solamente del uso una técnica, sino de la combinación de varias de acuerdo al problema en particular.

Soluciones indirectas

El mejor procedimiento para evitar la pérdida de capacidad en los embalses es la prevención de la erosión de los suelos de las cuencas. Esto implica el atenuar el problema de sedimentación en embalses e impedir que se pierda el suelo normalmente útil para fines agrícolas y forestales.

Soluciones de diseño

Las soluciones de diseño no sólo se aplican a proyectos nuevos, sino que también se puede utilizar en casos de embalses en operación. Las principales sugerencias son las siguientes:

- a) Selección adecuada del sitio para ubicar al embalse.
El sitio de selección debe de tener un aporte de sedimentos bajo. Es una solución no muy viable, ya que estos lugares, en su mayoría, ya han sido utilizados.

- b) Determinar adecuadamente la capacidad reservada para azolves.

Los trabajos realizados con problema de sedimentación de embalses, tienen como finalidad realizar el cálculo con la mayor aproximación posible, la ubicación más probable dentro del embalse y definir la capacidad que se reserva para este fin. En caso extremo, esto implica la construcción de una presa con gran cantidad para almacenar azolve.

- c) Reducir la capacidad de retención de azolve.

Se trata de que el sedimento que entra al embalse, no tenga tiempo suficiente para depositarse, esto se puede lograr con la construcción de una presa por etapas.

El estudiar las corrientes de densidad desde el punto de vista de aplicación en campo, puede ayudar a extraer los sedimentos del vaso antes de que se depositen.

Por ello, son necesarias las siguientes condiciones:

- a. Que la corriente se forme y logre llegar hasta la cortina o la obra de desfogue.
 - b. Que la obra de desfogue sea capaz de extraer una parte de la corriente de densidad.
 - c. Que la concentración de la corriente sea lo suficientemente alta para que su extracción sea conveniente.
- d) Intercepción del sedimento antes del embalse.
- Cuando el sedimento grueso es el principal problema dentro del embalse, es posible diseñar pequeñas represas aguas arriba del vaso, permitiendo la sedimentación del material.

Soluciones directas

Son las que hacen remoción del sedimento depositado dentro del vaso.

- a) Dragado

Este procedimiento es costoso, pero el continuo incremento de la demanda de agua y el decremento de sitios para ubicar nuevos embalses, probablemente harán que este tipo de soluciones deje de ser antieconómico.

- b) Lavado

Este procedimiento consiste en arrastrar el material depositado en el embalse, haciendo descender el nivel del agua hasta vaciarlo. Con ello se produce arrastre del material debido a la fuerza tractiva del agua.

Este procedimiento, que ha mostrado ser eficiente en muchos casos, implica necesariamente que el vaso no sea grande, que exista una toma profunda de gran capacidad y que sea posible “desperdiciar” una cantidad importante de agua para efectuar el lavado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] GRACIA S. J., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 18 SEDIMENTACIÓN EN EMBALSES, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

REFERENCIAS - PÁGINAS DE INTERNET

[1] [HTTP://WON.SDSU.EDU/PROTECTED92/FIRST PROJECT REPORT 080229 SPANISH.HTML](http://won.sdsu.edu/protected92/first_project_report_080229_spanish.html)

UNIDAD 7

Obras de protección y control de la erosión

OBJETIVO

El alumno podrá aprender acerca de las obras de defensa en márgenes de río y erosión total, de igual manera para obras de protección contra inundaciones, de manera que al término de esta unidad esté en posibilidad de dar solución adecuada para cualquier situación de las que se presentarán.

CONTENIDO

Esta unidad incluye la descripción del fenómeno de erosión y como se puede evitar o reducir su desarrollo, así como sus ventajas y desventajas de cada una de las soluciones que se presentarán. Asimismo se incluye el listado de obras que se pueden construir para reducir inundaciones causadas por el desbordamiento de ríos.

En forma general, todos los ríos sufren desplazamientos en sus márgenes, en especial los que están conformados por material aluvial. Esos desplazamientos ocurren en las curvas o meandros de los cauces. La margen exterior o cóncava está sujeta a un proceso de erosión, mientras que la parte interior o convexa a uno de sedimentación. Cuando se requiere que esos desplazamientos sean controlados para evitar que el río afecte vías de comunicación, canales de riego o poblaciones, se necesita construir obras de que fijen las márgenes en forma permanente. Lo anterior se logra mediante la construcción de espigones, muros marginales y diques marginales.

Por otro lado, a medida que alguna población va creciendo y desarrollándose, los daños que podría producir una inundación de cualesquier tipo serían mucho mayores que los beneficios de contar con un excesivo volumen de agua. Cuando ocurre algún fenómeno de inundación, es necesario controlar los escurrimientos o al menos avisar con oportunidad a los habitantes que se vean afectados por dicho evento. Lo anterior se logra mediante acciones estructurales y acciones no estructurales.

7.1 Obras de defensa en márgenes de ríos

El fenómeno de erosión y depósito se debe a la fuerza centrífuga generada dentro de ellas produciendo una sobre elevación del nivel de agua en la margen exterior.

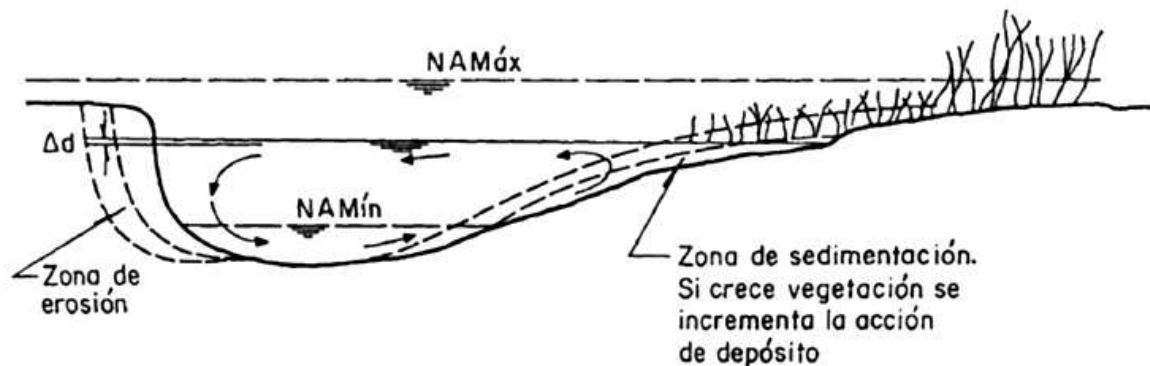


Figura 7.1 Erosión y sedimentación en curvas.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Manual de Ingeniería de Ríos: Capítulo 14 Estabilización y rectificación de ríos, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

La sobre elevación genera una corriente de retorno por debajo en el fondo hacia la orilla interior. La suma de la corriente normal del río más la corriente de retorno transversal forman una corriente helicoidal en las curvas, por lo tanto las partículas de la superficie se desplazan hacia aguas abajo y lentamente hacia la margen interior.

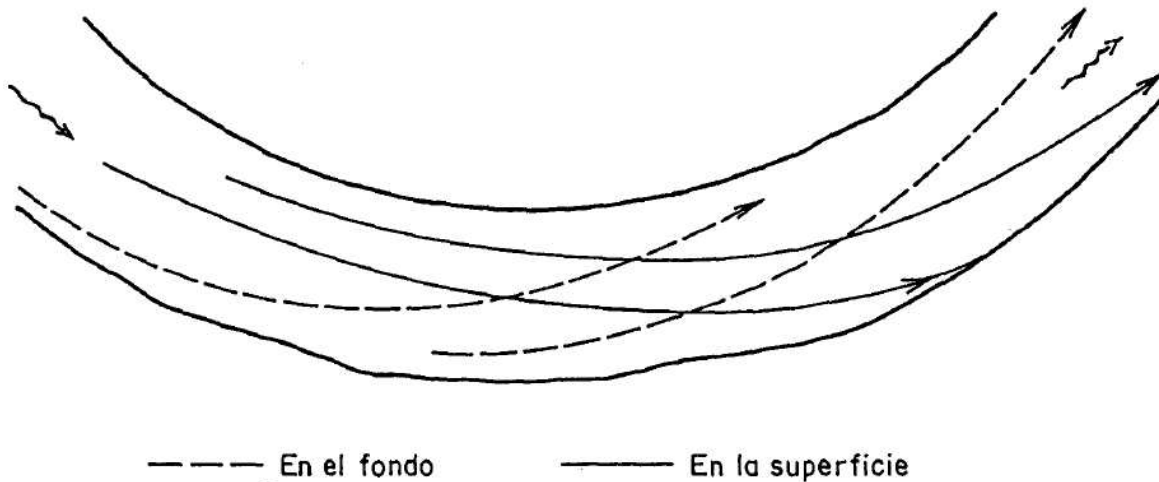


Figura 7.2 Esquema de la curva de un río, con dos trayectorias de partículas localizadas en el fondo y en la superficie del agua.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Manual de Ingeniería de Ríos: Capítulo 14 Estabilización y rectificación de ríos, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

El arrastre de partículas en el fondo genera una erosión en el exterior de la curva y un depósito en interior de la misma.

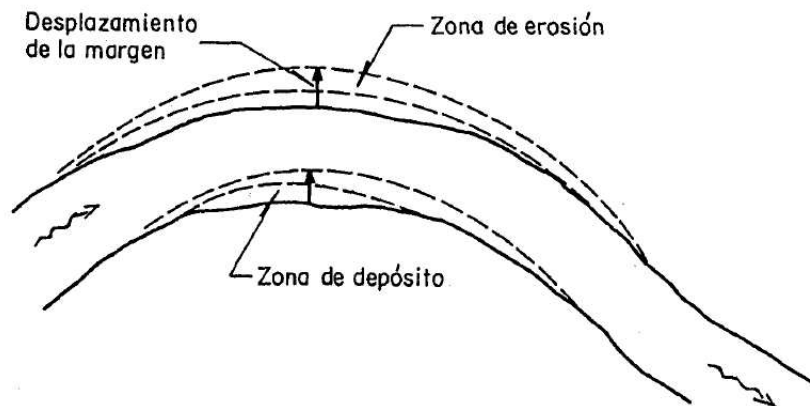


Figura 7.3 Desplazamientos laterales de un cauce.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Manual de Ingeniería de Ríos: Capítulo 14 Estabilización y rectificación de ríos, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

En las curvas, las secciones transversales tienen una profundidad mayor cerca de la orilla exterior, y disminuye hacia el interior. Debido a la existencia de profundidades grandes cerca de la margen exterior de las curvas, ahí se tienen mayores velocidades, lo que facilita la remoción y transporte de las partículas de orilla, lo cual en consecuencia afecta la erosión de la margen.

Durante el proceso erosivo, el flujo remueve y arrastra las partículas del pie y zona baja del talud de la orilla, por lo tanto éste se hace vertical. Cuando la margen está formada principalmente por material no cohesivo como arenas y gravas, el talud falla antes de ser vertical. La falla se produce por deslizamiento o por fracturamiento, con lo que algunos bloques caen dentro de la corriente.

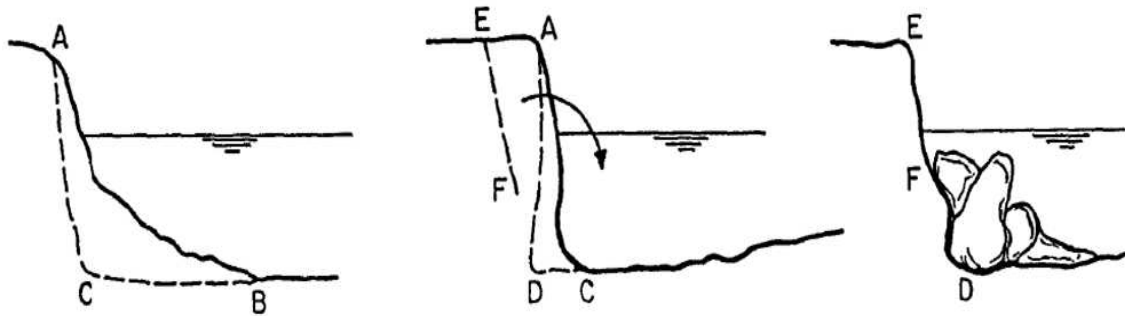


Figura 7.4 Una posible forma de falla y erosión de la margen.

Fuente: Maza A. J. A., García F. M., Manual de Ingeniería de Ríos: Capítulo 14 Estabilización y rectificación de ríos, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

El colapso o falla de un tramo de margen de río se puede deber a las cavidades formadas por el material cohesivo. Después de la falla, disminuye la pendiente del talud y ésta se mantiene así mientras la corriente arrastra todo el material fallado y el ciclo erosivo vuelve a repetirse.

Las obras de protección contra erosión más comunes en las márgenes de los ríos, sobre todo las exteriores de las curvas, son:

ESPIGONES

Estructura no lineal construida con bloques pétreos de grandes dimensiones o de elementos prefabricados en los márgenes de ríos o en la costa del mar. Se disponen los bloques de tal modo que aumente el flujo del agua en varias direcciones, aumente el oleaje o impida la decantación de arena. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o estar empotrados una cierta longitud dentro de la margen.

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Son sencillos de construir • Su construcción es fácil de supervisar • Su conservación es sencilla cuando se utilizan materiales pétreos, gaviones o tabla-estacados debidamente empotrados. • El costo de conservación disminuye con el tiempo, aunque puede ser alto cuando se utilizan materiales pétreos. • La falla de un espigón no hace peligrar a los demás. Se ha observado que aun cuando se produzca 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducen el ancho del cauce, cuando ambos márgenes se protegen con espigones. Sin embargo, téngase en cuenta que en ríos navegables el reducir el ancho el cauce puede representar una ventaja y una necesidad. • Producen pérdidas adicionales de energía. • No son económicos en curvas que tiene reducido radio de curvatura. • No protegen toda la orilla, ya que las zonas entre ellos pueden erosionarse antes de alcanzar un estado de equilibrio.

Tabla 7.1 Espigones - ventajas y desventajas.

Los datos necesarios para el diseño de espigones son:

- a. La topografía y batimetría del río en la zona por proteger.
- b. Secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas.
- c. Características hidráulicas de la corriente.
- d. Granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce.
- e. Materiales de construcción disponibles.

Los aspectos que se deben de tener en cuando en cuanto al diseño para protección con espigones son los siguientes:

- a. Localización en planta.
- b. Longitud de los espigones.
- c. Forma de los espigones en planta.
- d. Separación entre espigones.
- e. Pendiente longitudinal y elevación de la cresta de los espigones.
- f. Ángulo de orientación de cada espigón, con respecto al flujo.
- g. Permeabilidad de los espigones.
- h. Materiales de construcción.
- i. Erosión al pie del espigón en el extremo dentro de la corriente.

RECUBRIMIENTOS MARGINALES

Son protecciones directamente sobre la orilla, de materiales natural o artificial que no pueda ser arrastrado por la corriente. Para ello, normalmente se perfila la orilla con un talud que permita la colocación fácil y segura del material de protección. Entre este último material y el que forma la margen usualmente se coloca un filtro, ya sea artificial, como puede ser geotextil o natural con materiales pétreos formando una o varias capas con elementos cuyo tamaño decrece de afuera hacia la margen. El objeto del filtro es evitar que las partículas finas de la orilla salgan a través de los huecos que puede tener la capa exterior o coraza, que es diseñada para resistir las altas velocidades.

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Fijan la orilla protegida en forma definitiva, lo que no ocurre con los espigones, ya que la margen entre espigones puede sufrir algún grado de erosión. • No reducen el área hidráulica 	<ul style="list-style-type: none"> • Son más difíciles de construir cuando requiere filtros. • Su procedimiento constructivo es más delicado y complejo, sobre todo cuando el río lleva agua todo el año y el tirante o la profundidad del flujo es grande aún en estiaje. • Requieren de mantenimiento cuidadoso, ya que la falla de una parte de la estructura se propaga hacia los lados y puede dañar un gran tramo de la protección. • Son más costosos que los espigones.

Tabla 7.2 Recubrimientos marginales - ventajas y desventajas

Los recubrimientos marginales pueden ser:

- *Permeables*: Cuando permiten el paso libre del agua y reducen la velocidad para evitar la erosión al no poder arrastrar el material del margen.
- *Semi-permeables*: Cubren la margen y evitan el contacto directo de la corriente con el material que la forma, aunque no evita que el agua fluya entre sus huecos, perpendicularmente a la protección.
- *Impermeables*: Evitan completamente el contacto entre el material de la orilla y el agua.

Las características que se toman en cuenta en el diseño de un recubrimiento marginal son los siguientes:

1. Localización en planta
2. Talud de la protección
3. Dimensionamiento de los recubrimientos
4. Materiales de construcción
5. Protección contra la erosión local
6. Altura de los recubrimientos

DIQUES MARGINALES

Son estructuras más costosas, ya que constan de todos los elementos de un revestimiento marginal y además se requiere de un cuerpo o apoyo a esa protección. Cuando un dique es necesario no puede ser sustituido por un recubrimiento marginal. La principal diferencia entre los espigones y los diques marginales consiste en que los espigones interfieren con las líneas de flujo mientras que los diques se colocan y diseñan para lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras.

7.2 Obras de defensa contra erosión total

Para fines prácticos se dice que el suelo es un recurso no renovable, pues se requieren de cientos de años para su formación, por esto se entiende la necesidad de mitigar y controlar la erosión de suelos.

Conforme a las características de cada tipo de erosión, se considera conveniente dividir la presentación de los métodos de control:

a) Conservación de suelos y reforestación.

La erosión es un fenómeno que siempre ha configurado naturalmente la superficie terrestre, causado principalmente por la eliminación o cambio de la cobertura vegetal natural, el cual es causado por el hombre.

Las prácticas de conservación más comunes son:

- Rotación de cultivos: Se emplea en un mismo terreno con diferentes cultivos que preserven la fertilidad y aseguren un buen establecimiento vegetal.
- Cultivos en franjas: Se plantan fajas, o franjas, de diferentes cultivos o plantas. Las fajas se realizan en contorno y en algunos casos sirven para la protección de la erosión por viento. Su trabajo es aumentar la infiltración y retener el suelo removido.

- Pastizales: Este tipo de cobertura es eficiente en el control de la erosión, pero las condiciones climáticas y de suelo deben de ser favorables para el crecimiento rápido y estable del pasto. El sobrepastoreo es un factor importante en el incremento de la erosión.
- Cortinas de árboles: Se aplica en zonas no aptas para la agricultura y se emplea para proteger de la erosión por viento. En muchos casos se emplean “fajas de protección”, en el control de cárcavas o en suelos con pendientes pronunciadas. Su trabajo es retener el suelo y propiciar condiciones favorables para la cobertura natural.
- Reforestación: Es una medida muy efectiva, siempre y cuando se haya realizado correctamente y posteriormente se lleve un buen control. Se aplica en zonas de montaña, en pendientes fuertes y suelo pobre.

b) Control de escurrimiento superficial que no es concentrado.

El escurrimiento no concentrado puede controlarse empleando los siguientes procedimientos:

- Contorneo: Consiste en realizar trabajos agrícolas siguiendo las curvas de nivel del terreno, con lo que se logra una disminución de energía del agua.
- Intercepción con zanjas de filtración: Consiste en construir zanjas protegidas por vegetación a intervalos regulares en una pendiente. Se emplean e casos donde el suelo es profundo con buena permeabilidad.
- Intercepción con zanjas de desvío: Estas se emplean cuando se necesita proteger alguna zona de aguas abajo o si se requiere detener el avance de las cárcavas. Se construyen zanjas para recolectar y desviar escurrimientos, y son cubiertas por una capa vegetal para evitar el deterioro.
- Terrazas: Las laderas largas y con pendiente alta, se modifican para tener varias laderas cortas con pendientes bajas, y con esto se recoge y regula el escurrimiento superficial. El agua recolectada se puede llevar a una zona protegida en la cual no cause daños.

c) *Manejo de escurrimientos concentrados.*

El escurrimiento superficial concentrado produce la erosión más agresiva y evidente a simple vista, siendo un caso típico las cárcavas.

Para controlar dichos escurrimientos se pueden considerar 3 tipos básicos de protección:

- Represas: Son estructuras hidráulicas que disminuyen la energía del escurrimiento y favorece el depósito de sedimento, siendo el más común el material grueso.
- Control de cárcavas y barrancos: Se deben proteger las cabeceras para evitar su crecimiento hacia aguas arriba, y después el lecho de los cauces para evitar su profundización. Es conveniente la construcción de zanjas de intercepción antes de la cárcava o barranco, y poder descargar en otro sitio más protegido.
- Rectificación de cauces: Una vez que el escurrimiento superficial concentrado, se encuentra definido y permanente, puede existir erosión en las márgenes y en el fondo de los canales. Se protegen las márgenes del río y se disminuye la pendiente del fondo. Las represas (de madera, gaviones, mampostería, etc.) y el revestimiento de las márgenes, son las mejores alternativas para la rectificación de cauces.

Recientemente se ha empezado el uso de sustancias químicas, las cuales permiten proteger al suelo de la erosión. Dichas sustancias son polímeros y copolímeros que inducen procesos en el suelo que se traducen en la formación de agregados estables. Estos métodos son principalmente utilizados en taludes, canales, caminos y presas de tierra.

7.3 Obras de protección contra inundaciones

Las inundaciones se producen cuando una zona terrestre queda momentáneamente cubierta por agua. Esto se debe al almacenamiento de agua de lluvia en zonas donde el drenaje no es suficiente, también debido a las mareas de tormenta o mareas de viento o al desbordamiento de ríos y arroyos.

Las primeras civilizaciones se desarrollaron donde además de contar con planicies para agricultura, se podía tener el agua fácilmente, dicho ocurrió a lo largo de los ríos Tigris, Éufrates y Nilo. Los asentamientos humanos cercanos a los ríos contaban con el beneficio del agua necesaria para su subsistencia, pero también corrían el riesgo de sufrir inundaciones con los beneficios y daños que ocasionaban.

Las acciones estructurales para evitar o reducir las inundaciones consisten en la construcción de obras que interfieren directamente con el agua de lluvia o con la que escurre por los ríos, para impedir su paso, confinarla, encauzarla, almacenarla o modificar su velocidad de desplazamiento y caudales.

Las obras que pueden ser construidas para reducir inundaciones causadas por el desbordamiento de los ríos son:

- a. *Bordos perimetrales*: Un bordo es un terraplén de arcilla construido para proteger las casas, tierras agrícolas y vidas humanas contra la acción de una creciente o un remanso. En este caso, son la solución de control más económica que se puede construir y no alteran los niveles de escurrimiento.
- b. *Bordos longitudinales*: Se construyen a lo largo de las márgenes de un río con el objetivo de confinar el agua para proteger varias ciudades y pueblos, así como también grandes extensiones de terrenos con producción ganadera y agrícola.
- c. *Muros longitudinales*: Es una frontera vertical colocada en sustitución de un tramo de bordo. Su operación y diseño es similar a la de los bordos longitudinales. Un muro de concreto ayuda a contener lateralmente el escurrimiento de arroyos y ríos en las zonas bajas.
- d. *Desvíos permanentes*: Se forman con cauces de alivio y canales de alivio. Desvía el agua de un río y la conduce hacia el mar, laguna u otro cauce. El agua desviada no retorna a la corriente, por lo que se reduce un volumen importante de agua al hidrograma del río en la sección de desvío.
- e. *Desvíos temporales*: Se realizan cuando a los lados del cauce por proteger existen zonas bajas o lagunas que se puedan inundar por un tiempo mientras dura la avenida.
- f. *Corte de meandros*: Para reducir los desbordamientos en una longitud limitada de un río se aumenta la capacidad hidráulica del cauce principal, mediante la rectificación de un tramo del río. El aumento de capacidad se obtiene únicamente en el tramo rectificado y en el tramo inmediato aguas arriba de él.
- g. *Presas de almacenamiento*: Consta de un dique principal o cortina construida en el río para cerrar el paso del agua y almacenarla. Para lograrlo se requiere de diques secundarios que eviten la salida del agua en los puertos y no escurra hacia otras cuencas.
- h. *Presas rompe-picos*: Están formadas por una cortina de poca altura, una obra de excedencias y una de desagüe. Esta última está formada por orificios o tuberías cortas, cuyo nivel inferior coincide con el fondo del cauce del río; estas estructuras son poco eficientes como estructuras evacuadoras.

- i. *Presas para retener azolves*: Son pequeños diques interpuestos a la corriente colocados en torrentes y arroyos. Pueden llegar a tener una altura desde los 2 m hasta 35 m.
- j. *Remoción de la vegetación*: En los escurrimientos naturales, la rugosidad se incrementa debido a la presencia de obstáculos como lo pueden ser rocas o vegetación.
- k. *Dragado del cauce principal y demolición de obstáculos*: El dragado se aplica cuando la capacidad de transporte de sólidos es reducida aguas arriba de la zona dragada. Los dragados considera la ampliación del área hidráulica de secciones rocosas o con materiales más resistentes a la erosión, que en época de avenidas se convierten en un obstáculo al paso del agua.
- l. *Reforestación de la cuenca*: La vegetación de una cuenca tiene influencia sobre la acción de la lluvia y la magnitud de los futuros escurrimientos superficiales.
- m. *Canalización o entubamiento de un cauce*: Canalizar y recubrir un cauce o entubarlo con un conducto subterráneo son soluciones técnicamente factibles cuando se tienen niveles bajos del agua en los arroyos o ríos que pasen cerca de una zona urbana.

Las obras antes mencionadas se pueden agrupar como sigue:

- a. *De regulación*. Reducen el gasto máximo de la avenida y el volumen. Dentro de esta clasificación están:
 - a. *Presas de almacenamiento*
 - b. *Presas rompe-picos*
- b. *De desvío*. Permiten extraer el cauce un cierto volumen del hidrograma. Dentro de esta clasificación está:
 - a. *Desvíos permanentes*
 - b. *Desvíos temporales*
- c. *De mejoramiento hidráulico*. Son aquellas que incrementan la capacidad de conducción de los cauces principal o de avenidas. Dentro de esta clasificación están:
 - a. *Corte de meandros y rectificaciones*
 - b. *Dragado del cauce principal*
 - c. *Remoción de la vegetación*
 - d. *Canalizaciones y entubamientos*
 - e. *Reforestación de la cuenca y las presas para retener azolves*
- d. *De contención*. Forman una frontera que limita las zonas que serán inundadas. Dentro de esta clasificación están:
 - a. *Bordos perimetrales*

- b. *Bordos longitudinales*
- c. *Muros longitudinales*

Las causas de las inundaciones son diferentes, a continuación se presentan algunas de ellas:

- Suelos poco permeables
- Terrenos con poca o nula pendiente
- Terrenos confinados en forma natural
- Terrenos confinados artificialmente con terraplenes de caminos, ferrocarriles, canales y bordos longitudinales
- Drenaje natural azolvado o destruido
- Lluvia en exceso, mayor a la capacidad de drenaje local
- Incrementos en la elevación del nivel freático

Las acciones no estructurales o indirectas para el control de inundaciones están relacionadas con estudios hidrológicos e hidráulicos. No incluyen la construcción de obras.

Entre las acciones no estructurales se consideran las siguientes:

- a. Diseño, construcción y operación de sistemas de alarma, con base en estaciones hidrométricas y climatológicas; cuando existen, se incluyen los radares meteorológicos. Todos ellos cuentan con medios de comunicación para transmitir sus datos a un puesto central de registro, de preferencia en forma automática.
- b. Elaboración o adquisición y manejo de modelos matemáticos, tanto hidrológicos como hidráulicos, que deberán ser validados con observaciones previas.
- c. Zonificación de toda la cuenca al delimitar áreas en función de la frecuencia y duración de las inundaciones, o del periodo de retorno de las avenidas, o de las lluvias locales, que las inundan.
- d. Elaboración e implantación de sistemas de seguros en función del valor de los bienes y de su ubicación en la zonificación señalada en el punto anterior.
- e. Elaboración de normas para el uso del suelo, al tener en cuenta la zonificación indicada en el punto c, y su aplicación rigurosa. Incluye las medidas de difusión a la población para lograr su convencimiento, colaboración y respeto a esas normas.
- f. Inspección y conservación periódica de las obras (acciones estructurales) construidas aguas arriba y en cada zona en particular, con énfasis en los mecanismos de desagüe como compuertas, malacates, bombas hidráulicas, motores, generadores eléctricos para emergencia, etc. Este punto incluye también a todos los bordos perimetrales y longitudinales.

- g. Planear y diseñar las acciones estructurales.
- h. Estudiar y conocer cómo escurre el agua desbordada y la debida a lluvias locales intensas, para garantizar su libre desplazamiento que le permita retornar al río una vez que desciendan los niveles del agua en él.
- i. Planear y diseñar los puentes y vados requeridos para permitir el libre flujo del agua indicado en el punto anterior. Esto incluye el conocimiento de todos los obstáculos que conviene remover, y de las canalizaciones, dragados o movimientos de tierra que deben llevarse a cabo para el propósito señalado.
- j. Establecer los medios y acciones de difusión a la población, para dar a conocer las normas y procedimientos que sean aplicados, las obras que se planean y que serán construidas, y lo que deben hacer al ser pronosticada o presentarse una inundación. Con ello se debe lograr su colaboración, participación y respecto a todas las normas, procedimientos, avisos y alarmas, debido al convencimiento del beneficio que logran en su seguridad personal y de sus bienes materiales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] MAZA A. J. A., GARCÍA F. M., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 14 ESTABILIZACIÓN Y RECTIFICACIÓN DE RÍOS, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.

[2] MAZA A. J. A., FRANCO V., MANUAL DE INGENIERÍA DE RÍOS: CAPÍTULO 15 OBRAS DE PROTECCIÓN PARA CONTROL DE INUNDACIONES, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, MÉXICO D.F.