

11  
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

-----  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ARAGON

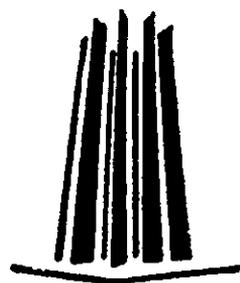
FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO HIDROLOGICO  
DE PRESAS DERIVADORAS, PARA RIEGO

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :  
**LEOPOLDO CORTES HUERTA**

ASESOR: ING. LUIS P. VIGUERAS MUÑOZ



MEXICO.

259621

1998.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ARAGÓN DE  
MÉXICO

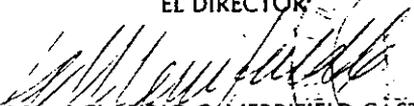
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

LEOPOLDO CORTÉS HUERTA  
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 17 de octubre del año en curso, relativa la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO HIDROLÓGICO DE PRESAS DERIVADORAS PARA RIEGO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México., 30 de octubre de 1997  
EL DIRECTOR

  
M ER I CLAUDI O C. MERRIFIELD CASTRO

  
c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

  
CCMC/AIR/IIa.

---

## Dedicatorias

**A Dios:**

**Por haberme permitido llegar a esta etapa de mi vida.**

**A mis padres:**

**Refugio Cortés Sanchez.**

**Maria Xochitl Huerta Garcia.**

**Gracias por todo el apoyo incondicional que me han brindado desde siempre.**

**A mis hermanos:**

**Que siempre he tenido su apoyo.**

**A mis profesores:**

**Por su aguda comprensión, la cual me ha ayudado a tener una mejor preparación.**

**A mi profesor:**

**Ingeniero Luis Pomposo Viguera Muñoz, gracias por el apoyo para realizar este trabajo.**

**A mis amigos:**

**Por todos los momentos que hemos compartido, los cuales serán muy difíciles de olvidar**

**A mis familiares:**

**Porque se que siempre he contado y contare con ellos.**

---



## Introducción

La insuficiencia en los volúmenes disponibles para riego se reconoce universalmente y, es una verdad incontrastable que mientras no sea posible utilizar en riego, en escala comercial las aguas marinas, siempre habrá una escasez permanente de agua para riego. Si esta verdad es evidente aun para países que se consideran pródigamente dotados, con mayor razón lo es para países como el nuestro.

Dentro de los distritos de riego, no debe esperarse un positivo progreso de la agricultura si el funcionamiento de las obras de riego no es eficaz, por más avanzadas que sean las técnicas agrícolas aplicadas, pues la irregularidad en el servicio de riego, la inoportunidad del mismo o la carencia del agua pueden ocasionar los más serios fracasos. El agua es el factor básico en una agricultura de riego y todos los demás factores que intervienen en la producción deben armonizarse alrededor de este, ya que muchas actividades agrícolas pueden ampliarse a voluntad, no así los recursos del agua que son prácticamente fijos y limitados. En resumen el progreso de la agricultura y el éxito de la aplicación de técnicas agrícolas avanzadas en los distritos de riego, Se encuentran condicionadas a que las obras de riego funcionen con la mayor perfección y eficiencias posibles.



En este trabajo, se hace una explicación de los distintos tipos de obras de derivación y se describen las partes de una presa de derivación, así como su funcionamiento. Continúa con una descripción de los estudios y datos que se requieren en un diseño de presa derivadora: los estudios preliminares y los definitivos. Desde el capítulo tres hasta el capítulo siete, se explican los estudios hidrológicos que se deben realizar. En el capítulo tercero se habla sobre el régimen de la corriente, los tipos de régimen y la forma de determinar los volúmenes de agua que pasan por el río ó arroyo en un determinado lapso de tiempo.

El capítulo cuarto se refiere a la avenida máxima de proyecto, habla sobre la determinación de la magnitud de la avenida por los métodos de las curvas envolventes, la sección y la pendiente y también por el método racional americano. En el capítulo quinto se habla sobre las curvas tirante . gastos, de la corriente al igual que las curvas elevaciones - capacidades y elevaciones - áreas Además, se muestra la forma de obtener sus ecuaciones respectivas.

En el capítulo sexto se determina la capacidad de la obra de toma obteniendo los coeficientes y las demandas de riego para los cultivos que se pretende regar. El capítulo séptimo trata lo referente a el remanso, azolves y acarreo, es de gran importancia el remanso que se presenta con la cortina interpuesta en la corriente, ya que con este se puede determinar la superficie de tierras que será afectado y, con las estructuras para azolve y acarreo se garantiza el buen funcionamiento de la obra de derivación. En el capítulo octavo se dan algunas recomendaciones y conclusiones referentes a los objetivos del presente trabajo.



# 1

## Antecedentes

### 1.1 NECESIDAD DE APROVECHAR LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES

México es un país con una gran extensión de zonas áridas, y de la que sólo se libra una faja en la costa del Golfo de México y una zona pequeña en la del pacífico.

Ante este problema y considerando la restringida superficie del país que puede dedicarse a la producción agrícola, en zonas húmedas donde la disponibilidad de agua es permanente resulta ser benéfico para los operadores del vital líquido saber con anticipación cual volumen será el que este disponible con cierto grado de confiabilidad para el ciclo de planeación. Además que cultivos y que superficie de cada uno de ellos permite obtener los mayores beneficios. Asimismo, es importante definir reglas de operación que le permitirán llegar a una planeación adecuada de la operación del distrito de riego.

Dentro de los distritos de riego, no debe esperarse un positivo progreso de la agricultura si el funcionamiento de las obras de riego no es eficaz, pues la irregularidad en el servicio de riego, la inoportunidad del mismo o la carencia de agua pueden ocasionar los más serios fracasos. El agua es el factor básico en una agricultura de riego y todos los demás factores que intervienen en la producción deben armonizarse alrededor de este. La



planeación de la operación en los distritos de riego y el manejo de sistemas de riego son tareas que los operadores deben llevar a cabo de como se utilizara el agua disponible, dada cierta demanda de este recurso por parte de los usuarios. Es decir, la planeación de la operación del distrito de riego es un balance entre los volúmenes de agua que se estimen disponibles y los volúmenes necesarios para satisfacer las demandas de los cultivos que establezcan los usuarios del distrito.

Se definen como obras hidráulicas de derivación aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se pueden conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o por bombeo.

Generalmente se piensa en una captación por derivación, cuando el caudal normal que se pretende aprovechar es igual o mayor que el necesario para satisfacer la demanda de algún problema en cuestión y es claro que se adoptara una obra de almacenamiento cuando el gasto de la corriente sea menor que el gasto requerido.

Las fuentes de abastecimiento que se aprovechan para construir este tipo de obras son principalmente; arroyos, ríos, lagunas y manantiales. En algunas ocasiones se combina la captación de los escurrimientos superficiales con la de las aguas subálveas y por ello algunas obras, como la galería filtrante, pueden quedar incluidas en las obras de derivación.

## 1.2 TIPOS DE OBRAS DE DERIVACIÓN

De acuerdo con lo anterior y considerando las características, tanto de la fuente del aprovechamiento como de la obra, básicamente se tienen los siguientes tipos de obras de derivación.

-  Tomas directas.
-  Barrajes simples.



- ☞ Presas de derivación.
- ☞ Cajas en manantiales.
- ☞ Galerías filtrantes.
- ☞ Diques subterráneos.
- ☞ Plantas de bombeo.

### **Toma directa**

Representa una de las soluciones más simplistas para efectuar una derivación y se adopta como la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado.

En estos casos no es necesario elevar el nivel del agua de la fuente para encausarla hacia el sitio deseado, ya que se busca contar en forma natural, con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten un funcionamiento hidráulico correcto.

El tirante necesario puede tenerse en alguna poza que haga las veces de presa derivadora natural localizada en un lugar firme. Esencialmente consta de un canal abierto que comunica a la fuente directamente, con el conducto que llevará el agua a su destino, y de una estructura en la que se instalan rejillas y compuertas para el control del paso del agua.

Especialmente se construyen en lagos y ríos. Este tipo de obra no cuenta con ningún dispositivo para evitar el azolvamiento de la estructura y lo que se procura, es captar las aguas a un nivel lo más alto que sea posible del fondo del cauce.

### **Barrajes**

Son quizá la forma más rudimentaria de las obras derivadoras utilizados en ríos y arroyos. La idea que se persigue con ellos, es construir una pantalla que obstaculice el



paso de la corriente, obligándola a formar un tirante mayor que el normal, para desviar parte del agua y encauzarla a un canal localizado en una de las márgenes del río. Los barrajes se construyen transversalmente a la corriente y se forman con tablaestacados, ramas de arboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo río.

Generalmente se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud ya que se tiene la necesidad de un constante acondicionamiento, porque son fácilmente deteriorados por la corriente, especialmente en época de crecientes, por lo que se aconseja su construcción después de la temporada de lluvias. Este tipo de obra ya permite un desarenamiento natural y la construcción del canal de riego a un nivel más alto, que el logrado con la toma directa.

### **Presas de derivación**

Son estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. Consecuentemente mediante este tipo de obra se controla el paso de la corriente, se eleva el tirante del agua para encauzarla hacia la obra de toma y el gasto de derivación, es controlado con esta última estructura.

### **Manantiales**

Para captar el agua de los manantiales se construyen diques y cajas de concreto o de mampostería dispuestos en forma tal, que se logre reunir en un sitio convenientemente elegido, la aportación de cada venero para facilitar y controlar la derivación.

### **Galería filtrante**

Se emplea para captar el agua subterránea de los ríos y en algunos casos se combina con la construcción de las presas derivadoras o de las tomas directas para mejorar el



aprovechamiento de la corriente. Consisten fundamentalmente en uno o varios conductos perforados y sin juntar, dispuestos en forma conveniente a un nivel inferior del fondo natural del cauce, a fin de recolectar y conducir las filtraciones a un depósito también subterráneo del cual se extrae el gasto recolectado.

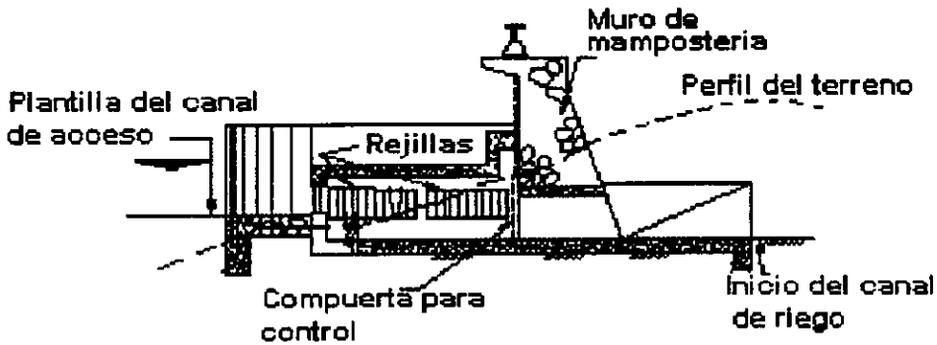
### **Diques subterráneos**

Son pantallas que se interponen bajo el fondo del cauce de los ríos, para cortar las filtraciones del agua entre los acarrees y propiciar el afloramiento de las corrientes subálveas una vez que estas hayan sido convenientemente definidas.

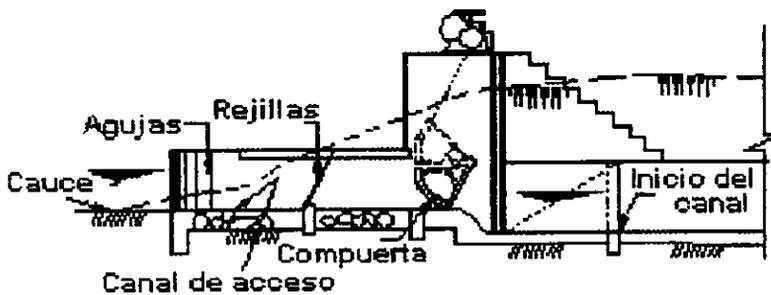
Se forman de diferentes materiales, como concretos, arcilla compacta, lechadas de cemento y bentonita. En algunos casos el dentellón de un dique vertedor se prolonga lo suficiente para hacer la función de pantalla subterránea.

### **Plantas de bombeo**

Cuando se ha definido la necesidad de bombear el agua para llevarla a un sitio convenientemente elegido, las estructuras ya mencionadas se complementan con una planta de bombeo formando así lo que se puede llamar un sistema de derivación con bombeo.



① Toma directa

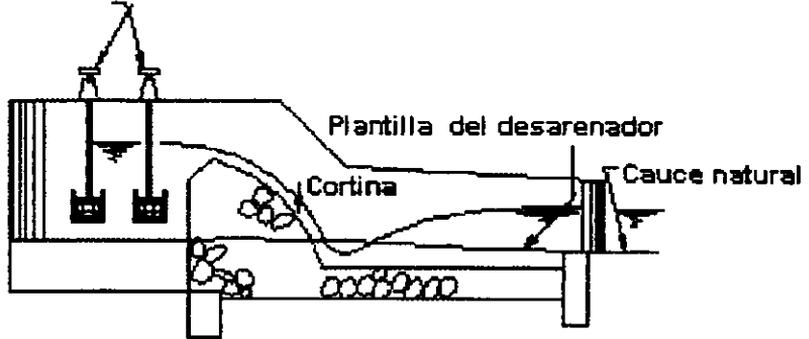


② Toma directa

figura 1.1.A.- Esquemas típicos de obras de derivación



Compuertas de toma

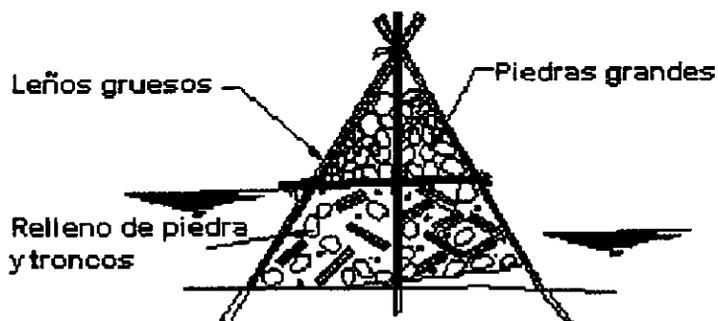


③ Presa derivadora

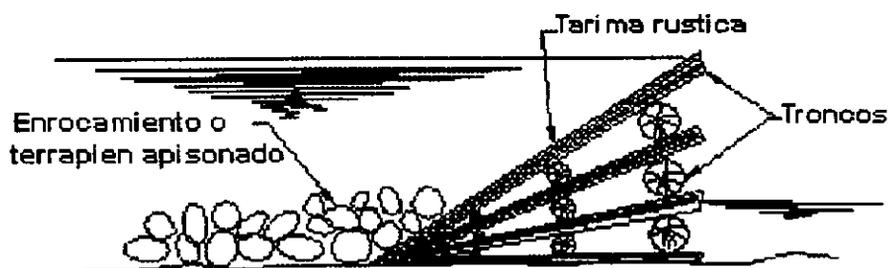


④ Barrajes

figura 1.1.B.- Esquemas típicos de obras de derivación

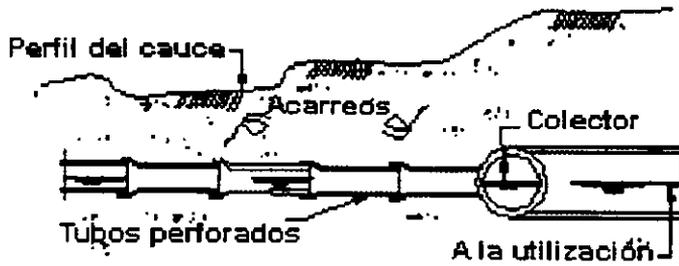


⑤ Barrajes

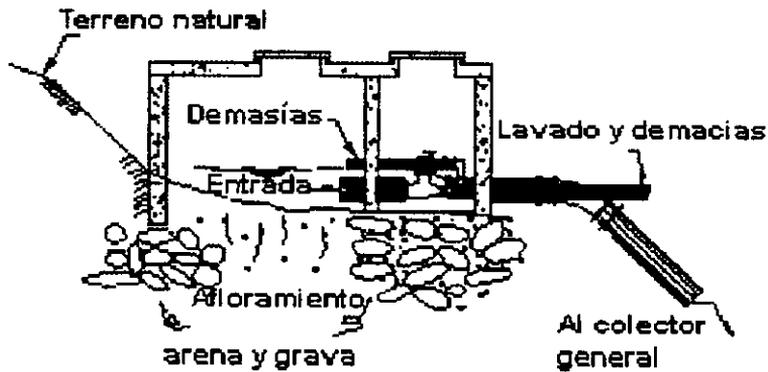


⑥ Barrajes

figura 1.1.C.- Esquemas típicos de obras de derivación

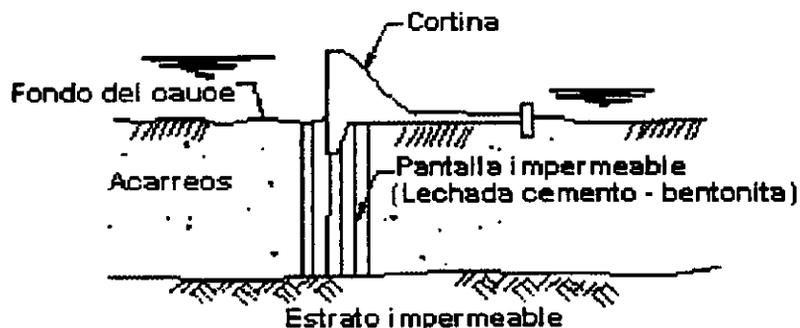


### 7) Galería filtrante

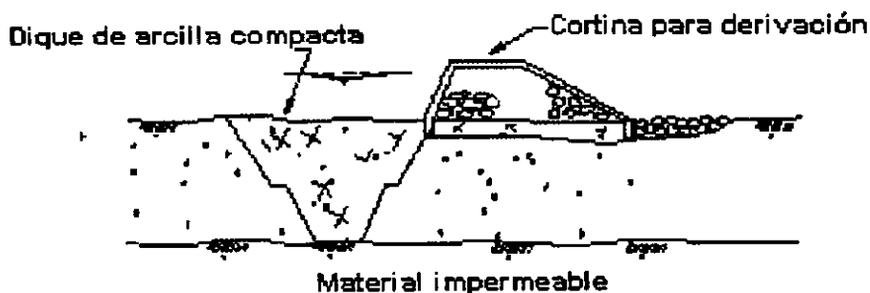


### 8) Caja en manantial

figura 1.1.D.- Esquemas típicos de obras de derivación



9 Dique subterráneo



10 Dique subterráneo

figura 1.1.E.- Esquemas típicos de obras de derivación



El tipo de presa que se analizará son las permanentes (presas derivadoras). En la obra de toma se considerarán los conceptos siguientes:

- Como no es una presa de almacenamiento, frecuentemente será rebasada por su parte superior, por lo que debe de contar con una zona vertedora, más ó menos grande, que permita el paso de todas las avenidas que se puedan presentar.
  
- La toma debe combinarse con una obra de limpieza o desarenador que permita conservar todo el río limpio de azolves, de arenas, gravas y cantos rodados o por lo menos mantener un canal en condiciones de uso para que el agua que se pretende utilizar llegue a la toma en condiciones favorables.

Debe tenerse en cuenta que en el pequeño vaso que se forma, no hay capacidad para azolves, ni para almacenamiento y que las aguas transportan una gran cantidad de acarreos, que tenderán a rellenarlo, por lo que debe diseñarse un buen desarenador, para que la presa trabaje eficientemente.

### 1.3 PARTES CONQUE DEBERÁ CONTAR UN PROYECTO DE PRESA

- I. un dique derivador (fig. 1.2), suficientemente impermeable que sobreeleve el nivel del agua
  
- = Una parte del dique deberá prepararse para que sobre el pasen las avenidas que se calculen, será la zona vertedora. Este vertedor será tan largo como se requiera, con su cresta vertedora horizontal y estará saturada a una elevación adecuada para que el agua alcance antes el nivel conveniente para la derivación.
  
- = El resto de la cortina será no vertedora.

- 2 Un canal desarenador suficiente y adecuado para mantener limpio un canal que permita llegar el agua del río a la toma.
- 3 Una toma que pueda utilizarse para extraer el agua que se requiera.

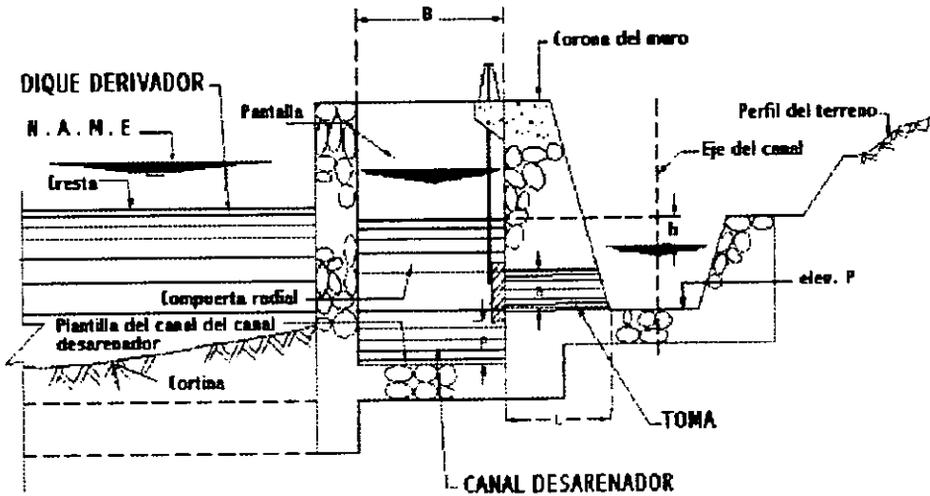


fig. 1.2 Partes de que consta una presa derivadora

El río es la fuente que se utilizara, la presa derivadora es la captación y generalmente el agua derivada será conducida al sitio de su utilización o aprovechamiento.

Debido a que no se tiene un vaso regulador, a la presa llegará todo el caudal que conduzca el río casi sin modificar el gasto.



- 1º. Si el agua es mucha, pasará la mayor parte sobre la presa, aunque al mismo tiempo puede hacerse la derivación.
- 2º. Si en un momento dado, el agua conducida por el río tiene el mismo gasto necesario o programado en la toma, se derivará todo el volumen. La capacidad de la toma debe ser tan amplia como se requiera, y la altura del vertedor la necesaria para lograr la derivación que se proyecta. Mas alta, encarece la obra. Más baja no se deriva completo.
- 3º. Si el volumen del agua es menor que el necesario, se derivará todo por el canal y el nivel del vertedor no será alcanzado por el líquido.

Es por esta razón que se dimensionará la toma para el segundo caso.

Se considera que la presa debe situarse a modo de que su eje quede perpendicular a los filamentos del agua en el río. Un esviamiento notable puede producir erosiones en la cimentación y encarece el costo de la presa. Debe localizarse el eje de la obra de preferencia en un tramo recto del río y a modo de poder aprovechar en favor de la toma, la tendencia de este a cargarse hacia un lado del lecho.

Una presa derivadora puede ser una obra de cabeza de un aprovechamiento o auxiliar de un sistema.

- ⇒ Será de cabeza, si se utiliza como obra de captación y distribución del agua para su aprovechamiento,
- ⇒ Auxiliar puede ser en dos formas:
  - Captando las aguas de una corriente y alimentando total y parcialmente un almacenamiento construido en algún río próximo o en algún vaso lateral.



- Recibiendo las aguas de una presa de almacenamiento construida sobre el mismo río y aguas arriba de la derivadora, para conducir las y distribuir las al lugar de su utilización.

#### **1.4 REQUISITOS INDISPENSABLES QUE DEBE SATISFACER LA DERIVACIÓN**

los requisitos mínimos con que debe cumplir una obra de derivación son:

- Si ha de dominarse por gravedad el sitio de utilización de las aguas, la presa debe estar localizada aguas arriba de ese sitio y tener una elevación adecuada para el fin perseguido.
- Que esté lo más próximo posible al sitio. La presa será más alta a medida que el lecho baya teniendo menor altura, por lo que será necesario estimar que es más adecuado: canal de conducción corto y cortina muy alta o canal de conducción más largo y cortina de menor altura.
- Que la boquilla para la construcción de la presa tenga topografía adecuada para situar la obra y que geológicamente sea favorable para ello.

Para efectuar el proyecto de una presa derivadora, se debe contar con estudios previos como podrían ser: estudios hidrológicos, geológicos, etc. Un río puede conducir desde un gasto muy pequeño o un gasto muy grande dependiendo de las épocas de lluvias y de secas.

En las épocas de estiaje el nivel del agua es muy bajo, para utilizar el agua que conduce, en esas épocas que es cuando se requiere para el riego de terrenos situados en los márgenes de la corriente, es necesario sacar el agua del río lo cual se logra



interponiendo un muro o un dique que sobeeleva el agua en la parte anterior a él, tan alto como se requiera para derivar el caudal solicitado por una o por ambas márgenes.

En algunas épocas el gasto del río va a ser muy fuerte y como la presa no tiene capacidad para almacenar agua, la derivadora debe construirse de tal forma que permita automáticamente el paso de las aguas excedentes, hacia adelante por lo que generalmente lo más conveniente y económico, es construir una parte de la cortina como vertedora.

La capacidad que se da al vertedor, dependerá de la avenida máxima que pueda presentarse. La longitud de la cresta y el valor de la carga que se le puede dar al manto vertiente serán las necesarias para aprovechar lo mejor posible las características de la boquilla y dar paso con seguridad a la avenida calculada. El perfil que se considere para la sección vertedora, dependerá de la carga estimada.

---

# Indice

INTRODUCCIÓN . . . . .	1
<b>1 ANTECEDENTES</b>	
1.1 Necesidad de aprovechar los escurrimientos superficiales . . . . .	1
1.2 Tipos de obras de derivación . . . . .	2
1.3 Partes con que deberá contar un proyecto de presa . . . . .	11
1.4 Requisitos indispensables que debe satisfacer la derivación . . . . .	14
<b>2 ESTUDIOS Y DATOS REQUERIDOS EN UN PROYECTO DE PRESA DERIVADORA</b>	
2.1 Estudios y datos para un proyecto . . . . .	17
2.2 Estudios preliminares . . . . .	18
2.2.1 Visitas de inspección . . . . .	18
2.2.2 Estudios socioeconómicos . . . . .	21
2.2.3 Estudios técnicos . . . . .	22
2.2.4 Anteproyecto y conclusiones . . . . .	23
2.3 Estudios definitivos . . . . .	23
2.3.1 Estudios topográficos . . . . .	24
2.3.2 Estudios hidrológicos . . . . .	29
2.3.3 Estudios geológicos . . . . .	31
2.3.4 Estudios agrológicos . . . . .	34
2.3.5 Estudio de mecánica de suelos . . . . .	36
2.3.6 Estudio de aspecto constructivo . . . . .	44

---

### **3 RÉGIMEN DE LA CORRIENTE**

<b>3.1</b>	<b>Régimen de la corriente</b>	<b>49</b>
<b>3.2</b>	<b>Clasificación de las corrientes</b>	<b>51</b>
<b>3.3</b>	<b>Determinación de escurrimientos</b>	<b>54</b>
<b>3.4</b>	<b>Deducción indirecta de los escurrimientos</b>	<b>54</b>
<b>3.4.1</b>	<b>Precipitación media anual de la cuenca</b>	<b>55</b>
<b>3.4.2</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento de la cuenca</b>	<b>58</b>
<b>3.4.3</b>	<b>Determinación del coeficiente de escurrimiento</b>	<b>59</b>
<b>3.4.4</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento anual</b>	<b>59</b>
<b>3.4.5</b>	<b>Determinación de los escurrimientos mensuales</b>	<b>66</b>
<b>3.4.6</b>	<b>Estimación de las aportaciones</b>	<b>70</b>
<b>3.5</b>	<b>Método directo</b>	<b>73</b>

### **4 AVENIDA MÁXIMA DE PROYECTO**

<b>4.1</b>	<b>Magnitud de la avenida</b>	<b>77</b>
<b>4.2</b>	<b>Avenida de diseño</b>	<b>80</b>
<b>4.3</b>	<b>Método de las curvas envolventes</b>	<b>82</b>
<b>4.3.1</b>	<b>Envolvente local</b>	<b>88</b>
<b>4.4</b>	<b>Método de la sección y la pendiente</b>	<b>95</b>
<b>4.4.1</b>	<b>Trabajos de campo</b>	<b>95</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Trabajos de gabinete</b>	<b>99</b>
<b>4.5</b>	<b>Método racional americano</b>	<b>105</b>
<b>4.5.1</b>	<b>Procedimiento de aplicación</b>	<b>105</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Obtención de la intensidad de lluvia</b>	<b>107</b>
<b>4.5.3</b>	<b>Elección del periodo de retorno</b>	<b>107</b>
<b>4.6</b>	<b>Gasto máximo del proyecto y características hidráulicas del vertedor (en el vaso de un pequeño almacenamiento)</b>	<b>118</b>

---

## **5 CURVA TIRANTE - GASTOS, DE LA CORRIENTE**

<b>5.1</b>	<b>Características de los almacenamientos</b> . . . . .	<b>121</b>
<b>5.2</b>	<b>Determinación del volumen útil y del NAMO</b> . . . . .	<b>123</b>
<b>5.3</b>	<b>Curvas elevaciones - gastos</b> . . . . .	<b>126</b>
<b>5.4</b>	<b>Determinación aproximada de las alturas de levantamiento de la boquilla y el vaso de almacenamiento</b> . . . . .	<b>127</b>
<b>5.4.1</b>	<b>Gráfica capacidades alturas</b> . . . . .	<b>127</b>
<b>5.4.2</b>	<b>Alturas de levantamiento</b> . . . . .	<b>128</b>
<b>5.4.3</b>	<b>Levantamiento del vaso de almacenamiento</b> . . . . .	<b>130</b>
<b>5.5</b>	<b>Gráficas elevaciones - áreas - capacidades</b> . . . . .	<b>131</b>
<b>5.5.1</b>	<b>Cuadro de cálculo de la gráfica de elevaciones - áreas - capacidades</b> . . . . .	<b>131</b>
<b>5.6</b>	<b>Obtención de ecuaciones de las curvas elevaciones gastos, elevaciones - áreas y elevaciones - capacidades</b> . . . . .	<b>135</b>

## **6 CAPACIDAD DE LA OBRA DE TOMA: COEFICIENTES Y DEMANDAS DE RIEGO**

<b>6.1</b>	<b>Gasto mínimo requerido</b> . . . . .	<b>145</b>
<b>6.2</b>	<b>Coefficiente de riego</b> . . . . .	<b>147</b>
<b>6.3</b>	<b>Cálculo del uso consuntivo mediante el método de Blaney - Criddle modificado</b> . . . . .	<b>148</b>
<b>6.4</b>	<b>Ejemplo de aplicación</b> . . . . .	<b>174</b>
<b>6.4.1</b>	<b>Capacidad de la toma</b> . . . . .	<b>174</b>
<b>6.4.2</b>	<b>Resumen de datos</b> . . . . .	<b>174</b>
<b>6.4.3</b>	<b>Resumen de demandas de riego</b> . . . . .	<b>175</b>
<b>6.4.4</b>	<b>Resumen de alternativas</b> . . . . .	<b>178</b>
<b>6.4.5</b>	<b>Capacidad de la toma</b> . . . . .	<b>182</b>
<b>6.5</b>	<b>Capacidad de la toma, aprovechando corrientes intermitentes</b> . . . . .	<b>183</b>
<b>6.5.1</b>	<b>Volumen aprovechable de avenidas</b> . . . . .	<b>186</b>

---

6.5.2 Duración de la avenida ( $T_b$ ) . . . . .	187
6.6 Capacidad de derivación para alimentar un vaso de almacenamiento . . . . .	189
6.7 Capacidad de derivación aguas abajo de una presa de almacenamiento . . . . .	190
<b>7 REMANSO, AZOLVES Y ACARREOS</b>	
7.1 Poder destructivo de la creciente . . . . .	193
7.2 Capacidad de azolves y acarreos . . . . .	194
7.2.1 Estructura de limpla . . . . .	194
7.2.2 Funcionamiento del canal desarenador . . . . .	199
7.3 Diseño del canal desarenador . . . . .	199
7.4 Remanso . . . . .	207
7.4.1 Curvas de remanso . . . . .	209
7.4.2 Cálculo de las curvas de remanso . . . . .	209
<b>8 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES</b>	
8.1 Recomendaciones . . . . .	219
8.2 Conclusiones . . . . .	220
<b>BIBLIOGRAFIA . . . . .</b>	<b>225</b>

---



## 2

# Estudios y datos requeridos en un proyecto de presa derivadora

## 2.1 ESTUDIOS Y DATOS PARA UN PROYECTO

Para llegar a la realización de las obras de riego en general, es necesario efectuar un estudio de carácter social, económico y técnico con los cuales se conocen y obtienen toda clase de datos para la mejor planeación del proyecto. Cada uno de estos estudios tienen y adquieren mayor importancia según su área de influencia dentro de la planeación del aprovechamiento, atendiendo a las circunstancias de éste.

En las obras hidráulicas para el desarrollo rural, por ejemplo el aspecto socioeconómico es muy importante tomando en cuenta la finalidad, que se persigue con estas obras, esto es, contribuir al mejoramiento de las condiciones de vida del sector agropecuario más necesitado de nuestro país.

Esta serie de estudios pueden clasificarse en dos grupos, atendiendo a la etapa en que se efectúan y lo que comprenden cada uno de ellos son: estudios preliminares y estudios definitivos.



## 2.2 ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios preliminares se inician cuando se ha sentido o conocido la necesidad de construcción de un proyecto. Esta necesidad puede deberse a lo siguiente.

- a) Solicitudes de personas o grupos del sector campesino dirigido a las autoridades y a las dependencias correspondientes.
- b) Relación e información de los sitios detectados en reconocimientos aéreos, terrestres, o de gabinete por iniciativa de la propia institución encargada de realizar estas obras.

Los estudios preliminares se realizan tanto en el campo como en el gabinete y básicamente comprenden:

- ☞ Visitas de inspección.
- ☞ Estudios socioeconómicos.
- ☞ Estudios técnicos.
- ☞ Anteproyecto y conclusiones.

Con estos estudios se consigue conocer la factibilidad económica y constructiva de un proyecto y conducen a un anteproyecto con su respectivo antepresupuesto, con lo cual se pueden hacer evaluaciones y comparaciones para tomar alguna decisión, además de que se determina si deben efectuarse a continuación los estudios definitivos.

### 2.2.1 Visitas de inspección.

El primer paso que se realiza es efectuar un reconocimiento al lugar del proyecto, este consiste esencialmente en una inspección ocular del sitio por personal con experiencia y práctica en estos menesteres. Se hace además una recopilación de datos que ayuden a



tener una idea global del proyecto y que posteriormente servirán de base para la formulación de anteproyectos.

El personal que efectúe este primer paso, deben tener capacidad y pericia al respecto, de tal manera que sabrán visualizar el problema y tomar de inmediato, en ciertos casos, alguna decisión sobre la factibilidad constructiva del aprovechamiento y ordenar la continuación o suspensión de los demás estudios.

Es aconsejable que el ingeniero responsable de una inspección de este tipo, sea asesorado por personas conocedoras de la región y técnicos cuya especialidad interviene en la etapa de estudio detallado del proyecto, tales como: economistas, sociólogos, etc. Los datos que se deben recabar para un aprovechamiento por derivación, son semejantes para los varios tipos de derivaciones que existen y en general se recomienda que sean los siguientes:

- I. ANTECEDENTES.
  - A. Nombre del sitio.
  - B. Municipio.
  - C. Obra solicitada.
  - D. Solicitantes.
  - E. Fecha y autoridad a quien se le hizo la solicitud.
  - F. Oficios de trámites anteriores.
  - G. Fecha de la visita de inspección.
- II. VIAS DE ACCESO AL SITIO DONDE SE SOLICITA LA OBRA.
  - A. Kilómetros de Carretera número.
  - B. Kilómetros de camino de terracería.
  - C. Kilómetros de brecha
- III. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.
  - A. Número de jefes de familia.
  - B. Número de ejidatarios.
  - C. Número de pequeños propietarios.
  - D. Número de comuneros, colonos, etc.
  - E. Número y nombres de los ejidos, colonias, comunidades, etc.
    1. Datos de la resolución presidencial para cada ejido, colonia, comunidad, etc.
    2. Número de ejidatarios, colonos, etc.
    3. Superficie total dotada.
    4. Superficie agrícola.
    5. Superficie agostadero



6. Superficie cerril.
  - F. Actividades de tipo económico en la comunidad.  
Contribución a la ocupación total por:
    1. Agricultura.
    2. Ganadería.
    3. Minería.
    4. Silvicultura.
    5. Artesanías.
    6. Otras.
    7. Actividades de tipo económico fuera de la comunidad:
    8. Contribución a la actividad total por:
      9. Actividad.
      10. Actividad.
      11. Actividad.
  - G. Servicios con que cuenta la comunidad:
    1. Educación.
    2. Energía eléctrica.
    3. Agua potable.
    4. Otros (Almacenes conasupo, seguro social, teléfonos, telégrafos, etc).
  - H. Si existe algún tipo de concentración en la propiedad de la tierra, de ganado, de poder político o comercial.
  - I. Observaciones acerca del nivel de vida (se deberá explicar los ingresos promedios, tipo de habitación, vestido, alimentación, salubridad, etc).
  - J. Disposición de los integrantes de la comunidad respecto a la probable construcción de la obra.
  - K. Limitaciones de tipo social para la construcción de la obra. (se deberá explicar acerca de los conflictos que pudieran generar la oposición de grupos que se sientan afectados, conflictos en la tenencia de la tierra, etc)
  - L. ¿ Cuales serán los grupos (ejidatarios, pequeños propietarios, colonos, etc.) que se beneficiaran directamente con la realización de la obra? Y ¿ de cuantos jefes de familia se compone cada grupo?
- IV. FUENTE DE ABASTECIMIENTO.
- A. Cuenca.
    1. Aspectos topográficos (área, forma de la cuenca, pendientes, alturas predominantes, configuración general).
    2. Aspectos geológicos.
    3. Aspectos de vegetación: (cobertura en %: tipos de vegetación natural y cultivada; disturbación; regeneración, erosión (tipo y grado); azolves.
    4. Aspectos hidrológicos.
  - B. Boquilla.
    1. Aspectos topográficos.
    2. Aspectos geológicos.
  - C. Que limitaciones de tipo técnico existen para la construcción de la presa derivadora.
- V. ZONA DE RIEGO



- A. Aspectos topográficos.
  - B. Aspectos agrológicos y agronómicos.
    - 1. Suelos (formación, color, textura, profundidad, drenaje, erosionabilidad).
    - 2. Uso actual: Agricultura (cultivos principales, superficie, rendimientos, prácticas agrícolas, problemas principales); Ganadería (pastos: superficie, tipo, capacidad de agostadero; razas de ganado, prácticas, problemas principales); otras actividades (por ejemplo: recolección, leña, fibras, pesca, etc.)
  - C. Aspectos climatológicos.
  - D. Que limitaciones de tipo técnico se tienen para la construcción de la zona de riego.
- VI. DATOS DE GABINETE PARA PRESA DERIBADORA
- A. Nombre de la corriente tributaria.
  - B. Subcuenta y cuenca.
  - C. Aprovechamiento que pueden ser afectados.
  - D. Área aproximada de la cuenca.
  - E. Precipitación media anual.
  - F. Período en que se presentan los gastos menores.
  - G. Gasto mínimo en estiaje.
  - H. Período en que se presentan los gastos mayores.
  - I. Gasto máximo.
  - J. Gasto medio que se presenta durante la mayor parte del año.
  - K. Avenida máxima probable.
  - L. Área probable de zona de riego.
  - M. Aplicación de los riegos.
    - a) de audlio.
    - b) completo.
    - c) ciclos.
  - N. Descripción de las características principales de las obras a realizarse: cortina verledora: materiales, dimensiones, taludes, etc.
  - O. Estimación de volúmenes de obra.
  - P. Estimación del costo de las obras.
  - Q. Conclusión final (favorable, posible o desfavorable)
- VII. OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.
- VIII. JERARQUIZACIÓN DE ESTUDIOS PROPUESTOS.
- IX. ANEXOS.

### 2.2.2 Estudios socioeconómicos.

Con estos estudios se conoce el alcance de la producción agropecuaria y consecuentemente se contribuye al mejoramiento socioeconómico de la comunidad rural a quien se destinan, además de asegurar el máximo aprovechamiento de la inversión a que da lugar la futura obra de riego. Además, se investigan y determinan ciertos factores que



permiten definir algunas cuestiones que plantea el proyecto, tales como: el tipo de obras adecuadas desde este punto de vista, la manera más conveniente para recuperar la inversión, la forma de solucionar los problemas económicos postconstructivos, sobre todo en lo que se refiere a la operación y conservación de la obra, lo cual influirá de manera decisiva en el éxito del aprovechamiento.

Por lo anterior, es claro comprender la importancia de estos estudios tanto en su etapa preliminar como en la definitiva.

### **2.2.3 Estudios técnicos.**

Los estudios técnicos preliminares comprenden principalmente la obtención de una serie de datos que son básicos e indispensables para la formulación de un anteproyecto, mediante los cuales se determinaran las características generales y más notables del proyecto definitivo.

Por la índole de los datos recabados dichos estudios se clasifican como sigue:

Topográficos.

Geológicos.

Hidrológicos.

Agrológicos.

De mecánica de suelos.

Varios de los datos determinados en esta etapa, son obtenidos con procedimientos poco aproximados pero suficientes para el caso; otros empleando y recurriendo a métodos mas precisos, de tal manera que se pueden considerar como definitivos para el diseño del proyecto.



### **2.2.4 Anteproyecto y conclusiones.**

Al elaborar en el gabinete varios anteproyectos en base a los datos obtenidos del campo; se estará en posibilidad de discutir las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, desde los puntos de vista de funcionamiento, eficiencia, costo, problemas de carácter constructivo, etc., y una vez echo esto, se contará con elementos de juicio suficientes para tomar preferencia hacia alguna alternativa.

Basándose en todos los estudios preliminares, en las conclusiones se deberá señalar la conveniencia o inconveniencia del aprovechamiento, las características de la obra hidráulica; así como las recomendaciones que se juzguen necesarias para la buena planeación de la obra de riego.

Si el diagnóstico es favorable para la realización del proyecto, generalmente se continua de inmediato los estudios definitivos; en otras ocasiones se difiere el sistema de riego por cuestiones económicas y algunas veces por motivos de carácter legal; como por ejemplo los relativos a tenencia de la tierra, etc. se recomienda la suspensión temporal de los estudios en tanto no se solucionen los problemas de esa u otra índole que pudieran afectar la realización de la obra.

### **2.3 ESTUDIOS DEFINITIVOS.**

Estudios técnicos.

- ☞ Topográficos.
- ☞ Hidrológicos.
- ☞ Geológicos.
- ☞ Agrológicos.
- ☞ de mecánica de suelos.
- ☞ de aspecto constructivo.



### 2.3.1 Estudios topográficos:

Los estudios topográficos que deberán llevarse a cabo y que estarán destinados a la planeación y desarrollo del proyecto, son los siguientes:

#### **Localización del sitio para la derivación.**

Tratándose de una derivación por gravedad, la elevación topográfica del sitio con relación al principio de los canales de la zona de riego deberá ser tal que el desnivel que se tenga sea suficiente como para absorber la pendiente del canal de conducción y las pérdidas de carga que se puedan tener a lo largo de ella debido a estructuras de cruce, como son: sifones, puentes canal, etc. en el caso de derivar el agua hacia una planta de bombeo, lo cual sucede cuando la fuente de abastecimiento está a una elevación inferior a la de la superficie que se va a regar; esta condición se considerará al fijar la elevación de la descarga de bombas.

Cuando la altura entre un río y el sitio de utilización del agua, es moderada y ante la alternativa de ubicar la obra derivadora cerca o junto a la zona de riego, se puede pensar en varias soluciones, por ejemplo las siguientes:

- Planta de bombeo con toma directa cerca o junto a la zona de riego.
- Presa derivadora de mucha altura en el mismo sitio que la planta de bombeo.
- Presa derivadora de poca altura localizada en un lugar distante localizado
- Aguas arriba con canal muerto largo y estructuras de cruce necesarias.

La solución que se adopte se basará en un estudio de los costos de los tipos de derivación factibles en el cual, además de la inversión inicial en cada caso se deberá considerar la operación y conservación de los sistemas, así como los conceptos de amortización y recuperación del capital.



En general el tramo del río en donde se ubique la derivación deberá ser recto con cauce definido, sin peligro de derrumbes y pendiente más o menos uniforme.

Lo recomendable tratándose de una presa derivadora es que las laderas del cauce sean lo suficientemente altas para evitar inundaciones de los terrenos ribereños aguas arriba de la presa, debido al remanso que se presenta con el funcionamiento de la obra; si esto no es posible se deberá prever la construcción de diques o muros de protección aguas arriba de la cortina.

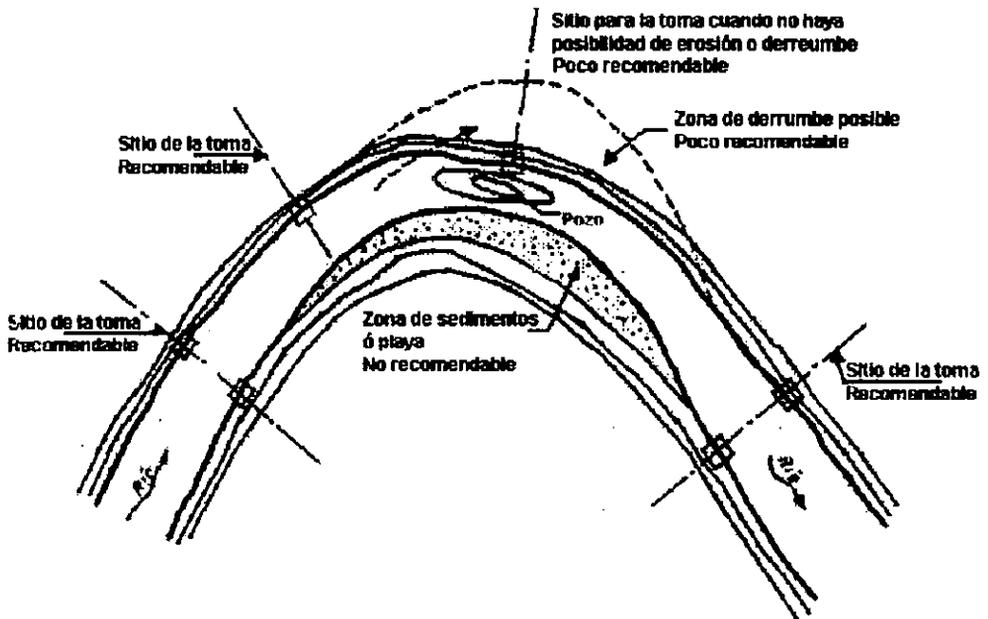


figura 2.1 Localización recomendable de la toma directa en curvas

Cuando la fuente de aprovechamiento es uno o varios manantiales, la localización de la obra esta prácticamente definida y se deberá tener bastante cuidado en no ahogar a los



veneros al efectuarse la recolección de los mismos, ya que la carga hidrostática que se origina con las estructuras puede invertir la dirección del afloramiento o el curso del venero.

### **Cuenca hidrográfica de captación.**

El levantamiento topográfico de una cuenca de captación generalmente se hace para determinar su área y la forma de concentración de los escurrimientos, con el fin de utilizar estos datos en problemas hidrológicos

Los datos que se deberán conocer son:

- Área y forma de la cuenca, pendiente predominante, configuración general.
- Corrientes principales.
- Cobertura en %: tipo de vegetación, área cultivada, erosión, etc.
- Geología predominante en las zonas de la cuenca.
- Obras hidráulicas construidas y en proyecto aguas arriba y abajo de la futura obra de riego; vías de comunicación y poblaciones principales.

Los anteriores datos se emplean en la solución de los problemas hidrológicos que plantea una derivación, tales como, determinación del coeficiente de escurrimiento, gasto de la avenida máxima probable, etc.

### **Planos topográficos del sitio de derivación.**

Para proyectar serán necesarios los siguientes datos topográficos.

- Plano de la topografía del tramo del río elegido para la derivación, como mínimo de 200 metros, en el cual se indiquen los ejes propuestos para la misma y se señalen los



bancos de nivel y los puntos de apoyo de la topografía levantada. Este plano se dibujara a escala 1:200.

- Perfil propuesto para la obra y de otras secciones del cauce localizadas en el mismo tramo del río, a escalas convenientes.
- Perfil longitudinal del cauce del río, en un tramo de un kilometro, con el objeto de conocer con mayor aproximación la pendiente geométrica del cauce. Se sugiere contar con el perfil por el eje y de ambas márgenes del fondo del cauce.

Estos datos sirven para referenciar los estudios geológicos a que haya lugar, de acuerdo con la magnitud y tipo de obra que se pretende construir; percatar al proyectista de las condiciones físicas del sitio donde se ubicaran las estructuras a fin de seleccionar el mejor lugar para el diseño, de acuerdo con las condiciones existentes y la obra que se tenga en mente por ser la más adecuada al caso. además de que muchos de estos datos, se emplean en otros estudios como, en el hidrológico al determinar la avenida máxima. Estos datos topográficos son indispensables para referenciar la construcción de la obra.

#### **Datos relativos a la zona de riego.**

Con el objeto de cuantificar el área agrícola beneficiada con el riego, ya sea creando nuevas superficies o mejorando el servicio a sistemas existentes; así como planear la red de canales, caminos, drenes y apoyar el estudio agrológico de dicha zona, los datos topográficos que se deben tener son:

- Plano topográfico en donde se indiquen los caminos, poblaciones, arroyos, etc.
- Plano catastral; señalando el tipo de tenencia de la tierra existente: en el pequeño vaso que se forme eventualmente por la captación, en la conducción muerta y en la zona de riego.



- Topografía que cubra la zona de riego, y que permita determinar la longitud aproximada del canal principal, canales secundarios y drenes.
  
- Liga topográfica en planta y nivel para estimar el desnivel entre la zona de riego y el sitio de captación.
  
- El levantamiento de la zona de riego se puede dividir en dos partes:
  - 1.- Control de apoyo del levantamiento.
  - 2.- Configuración del terreno y levantamiento del detalle.

### **Control para apoyo del levantamiento**

El control para apoyo del levantamiento topográfico de la zona regable estará dividido en control horizontal y control vertical.

#### **Control horizontal**

En superficies pequeñas el control consistirá en una poligonal cerrada, que se correrá cerca del perímetro del terreno. Para áreas mayores, de mediana extensión, el control consistirá en una poligonal o sistema de poligonales corridas con tránsito y cinta, usando el método de medición directa de ángulos. Las poligonales se llevarán de tal modo que las estaciones de control queden localizadas en los sitios más ventajosos para el levantamiento de detalle.

La tolerancia lineal será de 1:5000 y la angular de:  $T = 2a\sqrt{n}$ .



### **Control vertical**

Esta consistirá en una serie de bancos de nivel convenientemente distribuidos sobre el terreno y que sirvan como puntos de partida o de cierre de poligonales o para situar en elevación los puntos de apoyo que se utilizarán para efectuar la configuración del terreno. Los puntos de control vertical se establecerán por medio de nivelaciones directas, precisamente en las estaciones de control horizontal previamente monumentadas..

### **Configuración del terreno**

Para la configuración de la zona regable se seguirán estos dos puntos; Establecimiento de puntos de control y apoyo y, configuración del terreno y levantamiento de detalle. El área de la zona de riego levantada deberá ser mayor que el área posible por beneficiarse.

Se completara el levantamiento con toda clase de información que pueda servir para la planeación de la zona de riego: longitud aproximada de canales; sitios de cruce para puentes canales, rápidas o sifones y magnitud aproximada de ellos; cultivos principales, etc.

#### **2.3.2 Estudios hidrológicos.**

El estudio hidrológico para una obra de derivación tiene por objeto determinar dentro de los límites económicos la capacidad que resulte más adecuada de acuerdo con las características hidrológicas de las corrientes por aprovechar y la disponibilidad de tierras. También permite fijar las características de las obras de toma y de excedencias.

Teniendo como base los resultados del estudio hidrológico para el aprovechamiento de la derivadora, se procede a efectuar el diseño de la cortina y sus estructuras de toma y



excedencias, previamente elegido el tipo de presa más adecuado de acuerdo con las características geológicas y topográficas de la boquilla.

De lo expuesto anteriormente se deduce la importancia que tienen los estudios hidrológicos al ser la base para un futuro aprovechamiento.

El estudio hidrológico a que da lugar el proyecto de una presa de derivación comprende el análisis y determinación de los siguientes conceptos:

- Régimen de la corriente.
- Avenida máxima de proyecto.
- Curva tirantes gastos de la corriente.
- Capacidad de la obra de toma. Coeficiente de riego, demandas de riego.
- Azolves, acarreo, poder destructivo de las crecientes.
- Remanso

Desde el punto de vista de la construcción de pequeñas obras hidráulicas para riego, abrevadero y uso doméstico, es importante conocer dos aspectos fundamentales, específicamente relacionados con el escurrimiento superficial y que son:

1. Que cantidad de agua de escurrimiento se puede almacenar para su posterior utilización en el uso doméstico, abrevadero y riego de cultivos.

Los estudios hidrológicos para pequeñas obras hidráulicas (como en el caso de una presa derivadora o un pequeño almacenamiento) comprenden la estimación de los volúmenes de agua escurridos y aprovechables que se originan a partir de la lluvia que cae en una cuenca de captación y la estimación de los volúmenes de agua que demandan, los usos domésticos, pecuarios y el riego de cultivos.



El balance de los volúmenes aprovechables y de demanda, incluyendo aquellos volúmenes de agua que se pierden por evaporación en los vasos de almacenamiento conduce al conocimiento de la cantidad de agua que es conveniente almacenar o derivar mediante una captación, para satisfacer las necesidades humanas, pecuarias y agrícolas.

2. - De que magnitud será la avenida máxima que se puede esperar, después de una tormenta y para la cual se deben proyectar las obras.

En este aspecto de los estudios hidrológicos, mediante el análisis de las tormentas cuando se cuenta con información pluviométrica, es posible estimar las avenidas que originan dichas tormentas al ocurrir en una cuenca de captación, o bien, cuando no se cuenta con datos pluviométricos, se puede inferir la magnitud de las avenidas a partir de la observación del fenómeno en la región y el área de la cuenca de captación.

En este capítulo únicamente se mencionan los conceptos que se deben analizar para el proyecto de una presa derivadora. El estudio más detallado de la secuencia de cálculo que se sigue para definir la capacidad de derivación y la superficie de riego correspondiente, así como, las comprobaciones y simplificaciones que conviene efectuar a fin de acortar su desarrollo y las consideraciones que desde el punto de vista hay que hacer para determinar el aprovechamiento más conveniente, se describe en los capítulos siguientes

### **2.3.3 Estudios geológicos.**

La geología es un aspecto muy importante en la construcción de cualquier presa. Una geología buena, nos proporciona la cimentación segura para una presa duradera y con pocos problemas estructurales. Sin embargo muchas veces es indispensable cimentarla en algún material no muy firme y con filtraciones de cierta importancia.



Se podrán hacer presas seguras sobre rocas resistentes, no intemperizables ni solubles; pero también se pueden obtener presas seguras si se cimenta con las precauciones debidas, sobre materiales intermedios, si estos son capaces de soportar las cargas que se le transmiten aun estando bajo condiciones de humedad permanente, cuando se les hace trabajar de un modo adecuado y se protegen de los efectos de la erosión.

El estudio geológico en el proyecto de las obras hidráulicas en general siempre es necesario, pero el detalle y rigurosidad de estos dependerá del tipo de obra y de la magnitud de la misma. En el caso de las obras de derivación, la rigurosidad del estudio geológico queda definido en la etapa de estudios preliminares y principalmente con las visitas de inspección que se efectúan, mediante la observación ocular de los sitios probables para la construcción.

Para el estudio geológico del sitio donde se desplantará la presa, se harán exploraciones en pozos a cielo abierto o perforaciones profundas con maquina rotatoria, que permitan obtener corazones para conocer la roca que vaya atravesando. Se distribuirán las exploraciones en las laderas y en el lecho del río, para poder obtener datos suficientes para conocer la geología de la boquilla. Los resultados de las exploraciones debidamente estudiados, se vaciarán en un perfil de la boquilla, que será el obtenido en los levantamientos topográficos.

Es necesario efectuar pruebas de permeabilidad que permitan conocer el peligro que tiene la obra de perder mucha agua por filtración o de que se produzca una falla por tubificación de la cimentación.

Hay terrenos muy fracturados, en los que es posible corregir la permeabilidad por inyectado de concreto y otros que a pesar de tener fracturamiento y perdida por filtración, no son factibles de inyectado con los procedimientos comunes. Hay otros terrenos, como los granulares, que no son inyectables, como gravas y arenas, que sólo serán cubiertos con la estructura que se proyecta procurando darle a la obra un largo paso de filtración para



que el agua que se filtre por el terreno lo haga a una velocidad tan lenta, que no sea capaz de arrastrar las partículas finas del lecho. En estos terrenos las presas deben tener poca altura.

En los materiales del lecho de los ríos que puedan quedar in situ, deben efectuarse pruebas granulométricas y de filtración para obtener datos que requiere el proyectista. Un geólogo experimentado puede dar un buen diagnóstico del sitio a la luz de los datos de la geología superficial del río y de la región y fundamentalmente de las exploraciones que se efectúan.

Generalmente siempre es factible un tipo de obra derivadora para determinada clase de terreno, pero por razones económicas es recomendable tratar de localizar un sitio donde se tenga en el lecho material firme y resistente, así como laderas y cauces no erosionables ni deslavables. En general el informe geológico que deberá conocer el proyectista de la obra deberá contener los siguientes datos:

- Corte geológico de los sitios propuestos para localizar la derivación según los ejes probables.
- Descripción de los materiales en los sitios seleccionados, principalmente los predominantes en cauces y laderas. Espesor de los estratos y estimación de la capacidad de carga de los materiales, etc.
- Granulometría y contaminación de los acarreos en donde se apoyaran las estructuras, a fin de estimar un coeficiente adecuado de filtración.

Como el criterio más empleado para el estudio de la filtración en estas estructuras, es el del investigador E. W. Lane, la tabla siguiente contiene los



coeficientes de filtración adecuados para los materiales estudiados y que servirán de base en la fórmula para analizar el paso de filtración.

CRITERIO DE LANE	
material	valores de " c "
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena tamaño medio	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa incluyendo cantos	3.0
Boleos con canto y grava	2.5
Arcilla blanda	3.0
Arcilla de consistencia media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

→ Conclusiones y recomendaciones del ingeniero geólogo encargado del estudio.

### 2.3.4 Estudios agrológicos.

Llevando acabo estos estudios, se obtienen y conocen una serie de datos relativos a los suelos, desde el punto de vista agrológico, para lograr el máximo rendimiento con el riego.

Los datos Agrológicos que se requieren son semejantes a los que origina cualquier otro aprovechamiento para riego y el detalle de los mismos dependerá de la magnitud de la obra y de la capacidad agrológica del área agrícola, pues en ocasiones la bondad de los terrenos salta a la vista y en estos casos el estudio agrológico no es tan minucioso. Estos



trabajos son realizados por agrónomos y a continuación se anotan unos datos Agrológicos necesarios:

- ⇒ Clasificación agrológica de los terrenos.
- ⇒ Plano de suelos.
- ⇒ Superficie de riego factible de beneficiar.
- ⇒ Tipo de cultivos recomendables.
- ⇒ Tipo de riego recomendable, sus características
- ⇒ Calidad del agua.
- ⇒ Coeficiente de riego.
- ⇒ Avalúo de los terrenos agrícolas.
- ⇒ Lotificación recomendada.
- ⇒ Drenaje necesario.
- ⇒ Fertilización adecuada.
- ⇒ Cultivos recomendados.
- ⇒ Atributos positivos y negativos que influyen en la fertilización del suelo.

#### **Definiciones de las clases agrícolas de suelo para riego (clase 1 - 6)**

**Clase 1.-** Son suelos con ninguna o pocas limitaciones para la irrigación, son productivos y con un mínimo de manejo pueden producir cosechas de altos rendimientos en la mayor parte de los cultivos adaptados climáticamente.

**Clase 2.-** Son suelos que tienen ligeras a moderadas limitaciones para fines de riego, son moderadamente productivos y requieren un mejor manejo para obtener cosechas con altos rendimientos de los cultivos adaptados climáticamente.

**Clase 3.-** Son suelos que tienen de moderadas a severas limitaciones para fines de riego, son moderadamente productivos y requieren un mejor manejo para obtener cosechas



con altos rendimientos de los cultivos adaptados climáticamente o son suelos que requieren de un manejo de alto nivel para obtener cosechas de moderadas a altos rendimientos.

**Clase 4.-** Son suelos que tienen muy severas limitaciones para fines de riego y generalmente son adaptados para unos cuantos cultivos adaptados climáticamente, que pueden crecer o producir bajo un nivel muy alto de manejo.

**Clase 5.-** Son suelos cuyas limitaciones actuales son de tal naturaleza que impiden su uso bajo riego. Requieren un estudio especial o la terminación de los trabajos de mejoramiento para determinar su clasificación definitiva.

**Clase 6.-** No irigable.

### **2.3.5 Estudio de mecánica de suelos.**

Mediante los procedimientos que ha establecido la mecánica de suelos, se determinan las características físicas y mecánicas de los materiales que se emplearan en la construcción de la presa derivadora, así como de los que se tenga en el sitio donde se cimentaran las estructuras a fin de que el diseño de las mismas estén de acuerdo con la clase y tipo de esos materiales.

El estudio de mecánica de suelos será más amplio y más estricto a medida que la magnitud física de la obra lo requiera, pero en general será necesario conocer siempre:

- ⇒ Descripción desde el punto de vista de la mecánica de suelos de los materiales existentes en el cauce y en las laderas de la corriente.
- ⇒ Granulometría.
- ⇒ Estimación de la capacidad de carga.
- ⇒ Taludes de corte recomendables.



- ⇒ Angulo de reposo de los materiales de excavación.
- ⇒ Permeabilidad de la cimentación.

Algunas veces estas características se pueden estimar, tomando en cuenta la bondad de los materiales existentes, mediante una inspección ocular o con procedimientos expeditos.

Un estudio de mecánica de suelos minucioso, se presentaría por ejemplo: cuando se tienen presas derivadoras con cortinas altas o que cubiquen una cantidad considerable de materiales pétreos, o bien que dadas las condiciones físicas y geológicas de la boquilla, la solución para cerrar el cauce y controlar el paso de la avenida, sea construir una cortina vertedora corta y un dique de tierra. En este caso, será muy conveniente conocer en detalle las características físicas y mecánicas de los materiales que se emplearan en la cortina rígida y flexible y además las condiciones de cimentación de ambas.

Se denomina cortina flexible a las cortinas que tienen la capacidad de absorber ciertas deformaciones sin poner en peligro la estructura. Las cortinas rígidas no tienen esta característica, salvo por casos especiales en la cual algunas de las partes de la cortina se independizan de las otras por medio de juntas, o bien por una combinación por cambio de sección de rígida a flexible.

### **Cortinas de Tipo Rígido y Materiales que las Componen**

Concreto común:	Este constituida por grava con tamaño máximo de 3", arena, cemento y agua (fig. 2.3 (c)).
Concreto ciclópeo:	Concreto común con adiciones de 20% a 40% de piedras con tamaño del orden de 30 cm de diámetro medio.
Mampostería común:	Piedra braza (tamaños de 20 a 40 cm) junteada a mano con mortero cemento: arena con porción media generalizada de 1:5 en peso. (fig. 2.3 (d)).
Colcreto:	Mampostería de piedra braza colocada a volteo, postcementada con mortero fluido (coloidal) a base de arena, cemento y agua, en proporción media 1:2.5 en peso y fluidez del orden de 17 cm determinada en el cono especificado para la absorción de la arena.



- Machones:** Similar a la mampostería común o Colcreto, cambiando solo la geometría de la sección.
- Losa y machones:** Losa de concreto común y machones de Colcreto ó mampostería común (fig. 2.3 (b)).
- Bóveda:** Cortinas de arco de concreto común y acero de refuerzo en las zonas que determine el cálculo estructural (fig. 2.3 (a)).

### Coróntinas de Tipo Flexible y Materiales que las Componen

#### Homogénea de arcilla: (fig. 2.2 (a))

1. Suelo arcilloso: Según el instructivo de mecánica de suelos para ensayos de suelos.
2. Material de transición: De 2 m de espesor compuesto por arena con finos no mayores de 5% o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para protección de la arcilla a tubificación, expansión y dispersión.
4. Enrocamiento: Enrocamiento de 1.5 m de espesor aguas arriba y 0.5 m para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

#### Materiales graduados: (fig. 2.2 (c))

1. Suelo arcilloso: Según el instructivo de mecánica de suelos para ensayos de suelos.
2. Material de transición: De 2 m de espesor compuesto por arena con finos no mayores de 5% o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para protección de la arcilla a tubificación, expansión y dispersión.
3. Respaldo estabilizador: A base de grava y arena con taludes variables
4. Enrocamiento estabilizador: Compuesto por tamaños superiores a 5 cm
5. Enrocamiento: De 1.5 m de espesor aguas arriba y 0.5 m para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

#### Enrocamiento con núcleo impermeable de arcilla (fig. 2.2 (b))

1. Suelo arcilloso: Según el instructivo de mecánica de suelos para ensayos de suelos.
2. Material de transición: De 2 m de espesor compuesto por arena con finos no mayores de 5% o grava y arena con contenido de arena no menor del 30%, definido para protección de la arcilla a tubificación, expansión y dispersión.



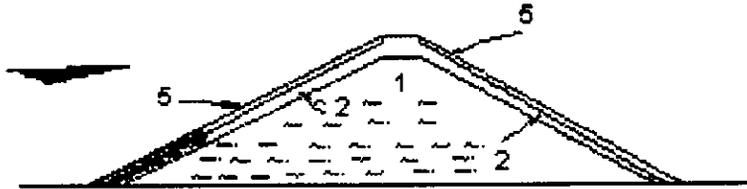
4. Enrocamiento estabilizador: Compuesto por tamaños superiores a 5 cm.
5. Enrocamiento: De 1.5 m de espesor aguas arriba y 0.5 m para aguas abajo, definido para protección de oleaje, confinamiento, etc.

De lo anterior se podrá deducir la clase y cantidad de material necesario en la cortina, investigando las potencialidades respectivas con que se cuente en la zona circundante a la boquilla, ó bien indagar la ubicación de bancos de préstamo que por causas preponderantes haya sido elegido una cortina con materiales escasos en la región.

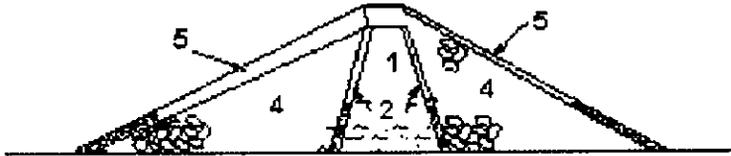
En caso contrario podría pensarse en una sustitución de materiales, como lo sería por ejemplo utilizar tezontle en respaldos estabilizadores ó zonas de transición, ó bien suelo cemento en lugar de concreto común en revestimiento para canales, en cuyos casos también se comprobara su utilización en base a pruebas de laboratorio.

En términos generales se puede decir que para obras de pequeña irrigación, el orden del costo unitario de mayor a menor es el siguiente:

- 1) Enrocamiento
- 2) Material impermeable
- 3) Grava y arena.

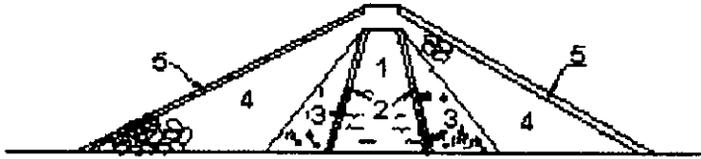


**(a) Homogénea de arcilla**



**(b) Enrocamiento con núcleo impermeable de arcilla**

**figura 2.2.A.- Cortinas de tipo flexible**

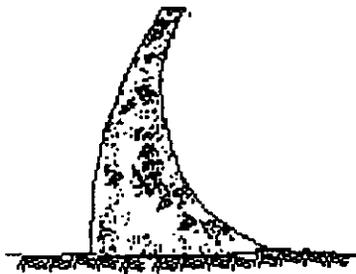


**(c) De materiales graduados**

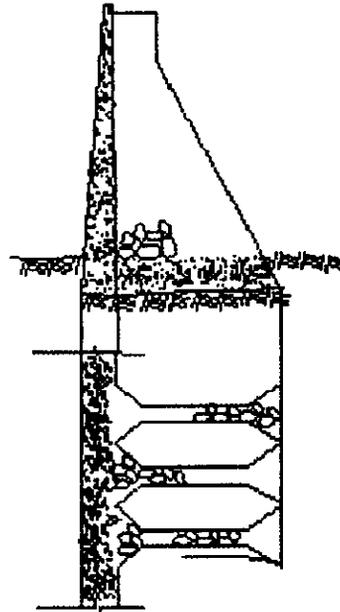


**(d) Enrocamiento con pantalla de concreto**

**figura 2.2.B.- Cortinas de tipo flexible**

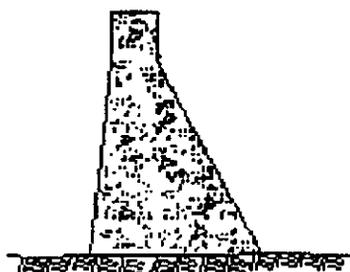


(a) Bóveda

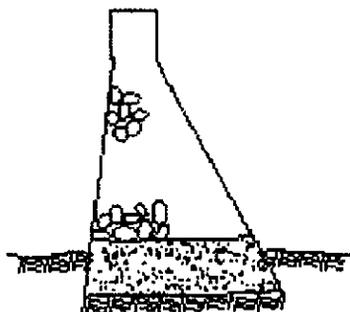


(b) Losa y machones

figura 2.3.A. Cortinas de tipo rígido



(c) Concreto común



(d) Mampostería común

figura 2.3.B. Cortinas de tipo rígido



### 2.3.6 Estudio de aspecto constructivo

Los datos que se conozcan relativos a este aspecto servirán para ayudar al proyectista a decidir el empleo de materiales para realizar el proyecto, frente a la alternativa de uno u otro; pero además este estudio interviene fundamentalmente en el aspecto económico de la derivación ya que se conocen factores que influyen en la determinación de precios unitarios de los conceptos de obra y también en la elaboración de los programas y procedimientos de construcción.

Por lo tanto en la memoria descriptiva de una proposición deberá incluirse este aspecto mediante un informe que contenga los siguientes conceptos:

- ⇒ Existencia de materiales locales y regionales para construcción, (abundancia y calidad).
- ⇒ Épocas del año recomendables para trabajar.
- ⇒ Mano de obra especializada.
- ⇒ Salario mínimo.
- ⇒ Caminos de acceso; existentes, necesarios, etc
- ⇒ Maquinaria y equipo (existencia, costo, etc).
- ⇒ Transportes.
- ⇒ Otros datos particulares a considerar en el aspecto económico de la obra..

Los estudios de bancos de préstamo son los mismos que para una presa grande y solo las pruebas de laboratorio y factores de diseño apropiado variaran de acuerdo a la magnitud del proyecto.

El estudio de las zonas de donde se obtendrán los materiales para la construcción de la cortina, comprende los aspectos de: localización, muestreo y cubicación.



Para detectar previamente las áreas posibles de explotación de arcilla se utilizara algún equipo manual y sencillo como una pala de postear de donde se definirá aquellas que serán estudiadas mediante pozos a cielo abierto.

Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionados con el tamaño y forma de las partículas que los integran; de ahí la conveniencia de llevar a cabo el análisis granulométrico incluyendo las partículas finas por medio de hidrómetro.

Los límites de consistencia que es posible determinarlos para suelos finos o aun cuando se trate de arenas y que estas tengan una inclusión de finos a partir de un 50%, establece las fronteras de los suelos en cuanto a su estado líquido y sólido, en función directa de su contenido de agua; indican claramente la plasticidad que a cada uno le corresponde, por diferencia del límite líquido y límite plástico definido como índice de plasticidad.

En general, se puede afirmar que en suelos constituidos por limos o arcillas a mayor índice de plasticidad se tendrá mayor cohesión.

### **Tipo de cimentación.**

La cimentación de una estructura a grandes rasgos se clasifica según los siguientes tipos:

- ⇒ Cimentación rígida: Rocas, conglomerados fuertemente cementados, areniscas muy consolidadas, tobas duras, etc.

Este tipo no presenta ningún problema en cuanto a resistencia para la construcción de pequeñas cortinas de tierra. Los problemas principales



pueden estar relacionados con las filtraciones a través de juntas, porosidades, fisuras, grietas y a lo largo de los planos de falla.

- ⇒ Cimentación flexible: Suelos aluviales o residuales de grano fino a base de limos o arcillas, tobas suaves, o bien alteraciones de roca por intemperizaciones con espesores de consideración.

En este caso resulta imprescindible verificar tanto la resistencia como la propiedad de deformación y permeabilidad.

- ⇒ Cimentaciones de acarreo grueso: Cantos rodados con gravas y arenas.
- ⇒ En general las Cimentaciones de grava y arena son permeables si ( $k > 10^4$  cm/s.), no así para las rígidas y flexibles cuya permeabilidad dependerá de su fractura u oquedad.

Existen Cimentaciones compuestas de varios tipos de suelos que provienen de distintos orígenes y que se encuentran estratificados en capas de arcilla, limo, arena fina y grava o que pueden constar de formaciones lenticulares de un mismo material sin regularidad de secuencia y de variación de extensión y de espesor. A pesar de lo anterior, las características de la cimentación de acuerdo con las exploraciones llevadas a cabo, pueden ser generalizadas para que queden dentro de alguno de los tipos de cimentación mencionados.

Uno de los graves problemas que habrá de tomar en cuenta es el del fenómeno de tubificación, esto es, debido al flujo a través de una cimentación permeable, se producen fuerzas de filtración como resultado de la fricción entre el agua filtrada y las paredes de los poros del suelo por los cuales fluye. Estas fuerzas son las que llegan a ocasionar las fallas por tubificación.



Las Cimentaciones relativamente impermeables o las permeables pero con una trinchera adecuada, no son susceptibles de tubificarse por la resistencia que el suelo impermeable ofrece al flujo de agua que hace que se disipe la carga que se tiene en el vaso antes de alcanzar las trazas aguas abajo del talud de la cortina.

Puesto que el fenómeno de la tubificación se inicia con el arrastre de material en el lado de aguas abajo por la velocidad de salida del agua filtrada, todas las medidas para evitar este fenómeno se concretan a controlar el arrastre del material mediante el empleo de filtros, constituidos por materiales permeables bien graduados cuya granulometría este condicionada a la del material que se pretende proteger; el filtro reduce la velocidad de salida del agua.

Para evitar o reducir el filtro del agua se pueden utilizar principalmente trincheras de arcilla, dentellones de concreto simple, tapetes de material impermeable y filtros. La aplicación de estos dispositivos dependerá de las condiciones naturales y el tipo de tratamiento que requiera la cimentación.



# 3

## Régimen de la corriente

### 3.1 REGIMEN DE LA CORRIENTE.

El conocimiento del régimen de la corriente servirá para determinar en primer lugar, el gasto convenientemente aprovechable de la fuente, sin deficiencias en el riego o con las mínimas aceptables y además para diseñar adecuadamente, desde el punto de vista hidráulico, las estructuras que constituirán la obra derivadora para su correcto funcionamiento.

Se puede conocer el régimen de una corriente en forma directa, cuando se tienen datos de aforo con periodos de observación amplios, obtenidos con estaciones hidrométricas instaladas cerca del sitio de derivación, estos datos permiten predecir en una forma aproximada el comportamiento de la corriente en lo sucesivo. Este método es el que arroja los datos más cercanos a la realidad, pero debido a que en la mayoría de estas obras no se dispone de datos ni de estaciones de aforo se tiene que recurrir al método indirecto que es el que se utiliza cuando se carece de estos datos de aforo.

En forma indirecta esto se consigue, deduciendo los escurrimientos con los datos de precipitación de estaciones pluviométricas próximas a la boquilla o una instalada



oportunamente en el sitio que puede dar indicios para el aprovechamiento. Este método aunque menos preciso que el anterior, puede arrojar resultados aceptables si los factores que están en juego son determinados con suficiente precisión y buen juicio.

La capacidad del vaso de almacenamiento en caso de existir se determina de acuerdo a un balance entre las aportaciones de agua por las cuenca y la demanda de agua por los usos domésticos, pecuarios y de riego. Para determinar la capacidad de un vaso de almacenamiento, se pueden usar dos metodologías: una, que se fundamenta en el análisis de información anual, y otra, que utiliza datos mensuales. Es recomendable la utilización de datos mensuales, ya que las diferencias pueden llegar a ser tan importantes que redunden en el tamaño, costo y éxito de la obra.

Debido a que las obras de pequeña irrigación por razón natural se localizan normalmente en las partes altas de los ríos o de sus afluentes y en otras en arroyos torrenciales, generalmente se carece de aforos para el estudio de estos aprovechamientos. Cuando se cuenta con datos de aforo el estudio hidrológico se simplifica y los resultados obtenidos de su análisis, son más apegados a la verdad que cuando el estudio esta basado en datos de escurrimientos deducidos.

Una de las formas de determinar el volumen de escurrimiento medio anual es mediante el conocimiento de los siguientes datos: coeficiente de escurrimiento, precipitación media anual y el área de la cuenca. El producto de ellos determina el volumen medio anual de escurrimiento, según la ecuación;

$$V_0 = C \cdot A \cdot P; \text{ en } m^3$$

Representando:

$V_0$  = Volumen escurrido en  $m^3$  Durante un periodo dado.

C = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca.

A = Área de la cuenca en  $m^2$

P = Precipitación en m. durante ese período.



Se estudiara así el volumen mensual escurrido.(en los 12 meses del año).

Gráficamente se puede observar el régimen de una corriente llevando en un sistema de ejes cartesianos, los tiempos como abscisas y los gastos aportados como ordenadas:

### 3.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CORRIENTES

Considerando la variación del caudal de las corrientes, se han clasificado en:

- a) Corrientes con régimen permanente y;
- b) Corrientes de régimen intermitente.

Las primeras se caracterizan por tener en cualquier época del año un gasto mínimo más o menos constante y apreciable, de tal manera que se puede aprovechar. fig. 3.1. En cambio en las segundas, únicamente en la temporada de lluvias se tienen escurrimientos, llegando a ser nulos en épocas de estiaje fig. 3.2.

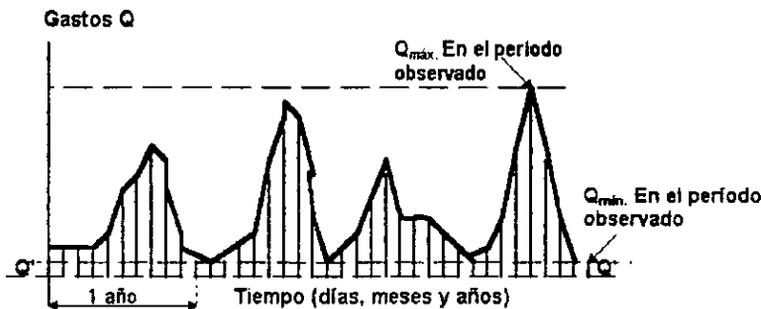


Figura 3.1 Hidrograma de régimen permanente

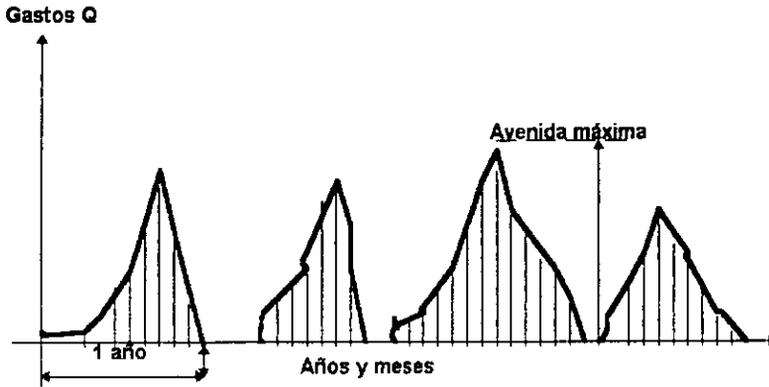


Figura 3.2 Hidrograma de régimen no permanente

La mayoría de las captaciones por derivación se sitúan en las corrientes permanentes; pero en ocasiones debido a las necesidades de riego y no contando con otra fuente de aprovisionamiento, se recurre al aprovechamiento de las avenidas para efectuar riegos mediante la inundación de los terrenos de cultivo; en estos casos, la superficie de riego y el tipo de cultivos, están condicionados principalmente por la cantidad de agua que puede derivarse de las crecientes y de la frecuencia de las mismas durante el año.

Para determinar el área de riego, así como el gasto de derivación requerido, será necesario relacionar el régimen de la corriente o aportaciones con las demandas de riego. Como las demandas dependen principalmente de la superficie factible de regar y de los cultivos, se acostumbra efectuar varias alternativas de calendarios de riego, variando cultivos y superficies correspondientes con la idea de obtener la máxima eficiencia del aprovechamiento en cuanto al área regada y volumen de agua aprovechado.



Tratándose de aprovechar corrientes permanentes, se ha establecido de acuerdo con la experiencia, que se pueden tolerar, dentro de un ciclo anual, deficiencias en el volumen requerido, del orden del 15%, este porcentaje es muy relativo y habrá que considerarlo con cierto criterio y dadas las circunstancias de cada caso particular.

Es frecuente que en los proyectos de derivación se presenten los siguientes casos:

.1. Disponer de una zona de riego grande y poco gasto factible de aprovechar.

A menos que se tenga un buen estudio de reconocimiento que haya definido una obra derivadora; es recomendable revisar la posibilidad de una obra de almacenamiento o bien una combinación de los dos tipos; en otras ocasiones deberá estudiarse la conveniencia de aumentar la superficie regada, combinando la derivación con la explotación del agua subterránea, mediante pozos profundos o galerías filtrantes.

2.- Contar con un gasto de aportación grande y poca superficie de riego.

Se debe procurar incrementar la superficie de riego, viendo la posibilidad de bombear el agua a terrenos más altos a los de la zona que beneficiaría la derivación sin bombeo. En algunas ocasiones, la zona de riego se ve limitada por pretender derivas el agua únicamente por gravedad.

En algunas ocasiones siendo el proyecto general; una obra de almacenamiento que descarga sus gastos de toma al río, que como conductor se usará hasta una presa derivadora que entregue el agua a la zona de riego, se puede construir la presa derivadora como una primer etapa, que permita estudiar el proyecto definitivo con más amplitud.



### 3.3 DETERMINACIÓN DE ESCURRIMIENTOS.

En varias ocasiones, las corrientes aprovechadas con fines de riego por derivación, son de escaso caudal y con frecuencia no se cuenta para ellas con estaciones de aforo; es por esta razón que se recomienda, que tan luego como se observe o sienta la inquietud y posibilidad de aprovechar una corriente, se instale estratégicamente una estación hidrométrica que cuente por lo menos con los elementos más indispensables para obtener datos reales del escurrimiento. Con esta recomendación se solucionaría en gran parte, los problemas hidrológicos que plantea un aprovechamiento por derivación y se aseguraría más el éxito de su funcionamiento.

### 3.4 DEDUCCIÓN INDIRECTA DE LOS ESCURRIMIENTOS

Cuando se trata de tener que determinar el régimen de una corriente en forma indirecta, el método empleado es el mismo que se utiliza en el estudio de las obras de almacenamiento, el cual es bastante conocido.

Los datos que fundamentalmente se deben conocer para deducir los escurrimientos son:

- ⇒ Coordenadas geográficas del sitio.
- ⇒ Área de la cuenca hidrográfica.
- ⇒ Precipitación en la cuenca o registro de precipitación de tres estaciones cercanas al sitio de proyecto.
- ⇒ Coeficiente de escurrimiento en la cuenca.

**Coordenadas geográficas del sitio.**- Se determina en una carta topográfica, una vez que se haya localizado el lugar del aprovechamiento.

**Área y características de la cuenca hidrográfica.**- Generalmente se obtiene localizando el parteaguas, en una carta topográfica.



Se deberá de tener cuidado al determinar el área de la cuenca para los casos en los que dentro de ella, ya existan otros aprovechamientos en funcionamiento o se tenga noticia de su futura construcción.

**Precipitación en la cuenca.**- Normalmente se recaban los datos de precipitación que se tengan en las estaciones pluviométricas existentes en el área de la cuenca o cercanas a ella, a fin de poder emplear el método de Thiessen o el de las curvas isoyetas, para determinar la precipitación promedio de la cuenca.

Generalmente se tropieza para esta parte del estudio con la carencia de observaciones pluviométricas continuas por un número suficiente de años, motivo por el cual se debe proceder en la forma siguiente para determinar la precipitación media de la cuenca.

#### **3.4.1 Precipitación media anual de la cuenca.**

Para su obtención se localizan las estaciones pluviométricas más convenientes por su relativa proximidad a la cuenca y con el mayor número de observaciones posibles, pudiendo darse el caso de contar con alguna dentro del parteaguas.

Se escogen las que tengan un periodo común (estas estaciones serán como mínimo tres), procurando que abarquen en su totalidad la cuenca, y con ellas se trazan las isoyetas correspondientes a la precipitación media anual de cada estación, los datos de precipitación de cada estación se vacían en la tabla 3.1., en estas condiciones las isoyetas resultan paralelas y equidistantes, motivo por el cual, al centro de gravedad de la cuenca le corresponde una precipitación sensiblemente igual a la precipitación media de la cuenca.



Teniendo en cuenta lo anterior por simplificación, conviene tomar esta como valor correspondiente a la precipitación media anual de la cuenca en el periodo considerado para las isoyetas.

### Ejemplo

Sean las estaciones A, B, y C, que servirán para determinar la precipitación media en el centroide de la cuenca D.

De acuerdo con la figura el valor de la precipitación media de la cuenca "D", vale:

$P_m = 868 \text{ mm}$ .

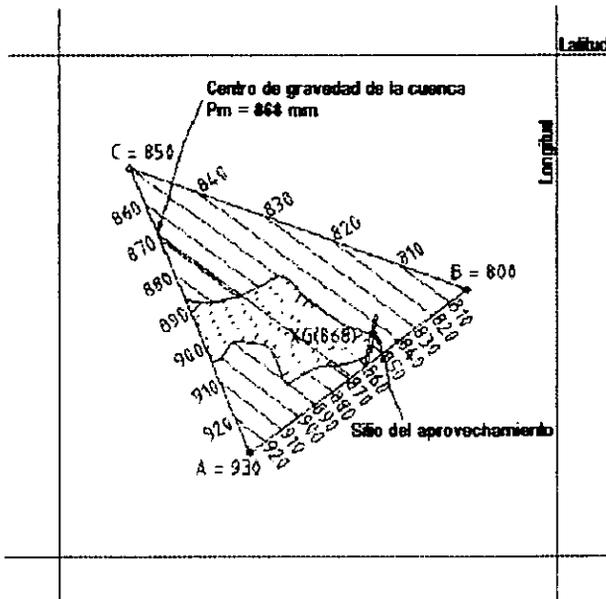


figura 3.3 Precipitación en el centroide de la cuenca

Para determinar el escurrimiento medio anual de la cuenca en el periodo considerado, bastara con multiplicar este valor por el área de la cuenca y por el coeficiente de escurrimiento anual probable



### 3.4.2 Coeficiente de escurrimiento de la cuenca.

Se define como la relación entre el régimen de agua llovido y el volumen de agua escurrido durante un periodo determinado de tiempo, es decir:

$$\text{Coeficiente de escurrimiento} = \frac{\text{Volumen escurrido}}{\text{Volumen llovido}}$$

Aún cuando no se cuente con abundantes datos de precipitación para obtener con precisión la correspondiente a la cuenca, y en la determinación del área de esta puede haber algún error de poca cuantía, estos tienen poca repercusión en la deducción de los escurrimientos, no ocurriendo así con el valor del coeficiente de escurrimiento, cuya determinación cuando no se cuenta con datos de aforo que sirvan para su obtención, esta sujeta a cierta incertidumbre.

El siguiente ejemplo ilustra lo dicho anteriormente:

Factor	Valor Real	Valor Considerado	Error
Área de la cuenca	200 Km <sup>2</sup>	185 Km <sup>2</sup>	- 8 %
Precipitación media en la cuenca	500 mm	525 mm	+ 5 %
Coeficiente de escurrimiento medio anual.	10%	12 %	+ 20 %

Teniendo en cuenta los datos consignados en el ejemplo anterior, con los valores reales se tendría un escurrimiento medio anual de 10000000 m<sup>3</sup>., y con los considerados 1165500., cometiéndose en total un error de 11.7 % en más. De acuerdo con el examen que se haga de la cuenca tomando en consideración las pendientes principales, la forma de concentración de las aguas, la cubierta vegetal existente, la permeabilidad de los terrenos y algunos otros datos de interés.



Se podrá determinar en el campo el coeficiente de escurrimiento que deba adaptarse en cada caso en particular, bien sea deducido, por determinación directa, por el método de comparación o por determinación práctica.

### **3.4.3 Determinación del coeficiente de escurrimiento.**

El valor medio de escurrimiento se determina directamente cuando se cuenta con estaciones pluviométricas e hidrométricas que hayan registrado datos en un mismo periodo de tiempo.

En forma indirecta se estima generalmente, mediante la comparación de una cuenca en estudio con otra de coeficiente conocido y que guarde semejanzas con aquella; considerando la diversidad de factores o elementos que influyen en el valor de este coeficiente tales como: climatología, extensión, la precipitación, frecuencia de lluvias en el año, tipo de vegetación, geología, topografía, forma de la cuenca, etc., sean semejantes y en las cuales se cuenta con datos de aforo que hayan permitido previamente la deducción de los coeficientes de escurrimiento anuales.

Como en la generalidad de los estudios no es posible obtenerlos en esta forma, la deducción de los escurrimientos anuales, se obtendrán en la forma siguiente:

### **3.4.4 Coeficiente de escurrimiento anual:**

Utilización.- Se emplea para determinar los escurrimientos probables en forma aproximada.

Factores.- Depende, fundamentalmente de tres factores: la precipitación, el tipo de suelo y el uso del suelo. Otro factor, que es la pendiente media de la cuenca, no se ha tomado en consideración.



**Precipitación.-** Se hará intervenir la precipitación anual, en milímetros, para el cálculo del coeficiente de escurrimiento anual.

**Tipos de suelos.-** Los suelos interesan en cuanto a su mayor o menor permeabilidad, y se clasifican en tres tipos:

A.- Suelos muy permeables, tales como arenas profundas y loes poco compactos.

B.- Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: loes algo más compactos que los correspondientes a los suelos A; terrenos migajosos.

C.- Suelos casi impermeables, tales como arenas o loes muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas.

**Uso del suelo.-** En la tabla 3.2 se han consignado diversos usos de suelo; si lo observado en el reconocimiento no corresponde a ningún otro de los que aparecen en la tabla 3.2, el ingeniero decidirá, según su criterio a cual o cuales de ellos se asemeja más:

Fórmulas:

para  $k \leq 0.15$ , se usara la fórmula

$$C_r = k \frac{P - 250}{2000} \dots\dots\dots (1)$$

Para  $k > 0.15$ , se usara la fórmula

$$C_r = k \frac{P - 250}{2000} + \frac{k - 0.15}{15} \dots\dots\dots (2)$$

En ambas fórmulas, la equivalencia en las literales es:

P = Precipitación anual en milímetros.



$C_a$  = Coeficiente de escurrimiento anual.

$K$  = Parámetro que depende del tipo y del uso conforme la tabla 3.1.

rango de validez.

Las fórmulas se consideran válidas para valores de la precipitación anual entre 350 y 2250 mm. Sin embargo, se aconseja emplearlas con cautela cuando la precipitación tiene algún valor cercano a los límites señalados.

#### **Aplicación de las fórmulas.**

El procedimiento a seguir será el siguiente:

Se determinará el área total de la cuenca:

Se observarán los tipos y usos, de los suelos y se calcularán las áreas totales y los porcentajes correspondientes.

Para cada tipo y uso se determinará el valor de " $k$ " (tabla 3.2).

Para cada tipo y uso se calculará el coeficiente de escurrimiento (fórmulas 1 ó 2,).

Se multiplicará cada coeficiente de escurrimiento por el porcentaje que le corresponda.

Se sumarán los productos obtenidos en el paso anterior y la suma dividida entre 100, dará el valor del coeficiente de escurrimiento..



**EJEMPLO:**

Una cuenca de 40 Km<sup>2</sup> con una precipitación anual de 850 mm, esta en las siguientes condiciones de tipos y usos de suelos:

Zonas incultas y desnudas:	A	%	k
1 A en suelos tipo A	3 Km <sup>2</sup>	7.5	0.26
1 B en suelos tipo B	1 Km <sup>2</sup>	2.5	0.28
<b>P a s t i z a l :</b>			
2 A en suelos tipo B, condición 1ª	16 Km <sup>2</sup>	40.0	0.14
2 B en suelos tipo B, condición 2ª	4 Km <sup>2</sup>	10.0	0.24
<b>B o s q u e :</b>			
3 A en suelos tipo B, condición 1ª	12 Km <sup>2</sup>	30.0	0.16
3 B en suelos tipo B, condición 2ª	3 Km <sup>2</sup>	7.5	0.22
<b>C u l t i v o s :</b>			
4 en suelos B	0.8 Km <sup>2</sup>	2.0	0.27
5 zonas edificadas y caminos, en suelos A y B	0.2 Km <sup>2</sup>	0.5	0.28

Cálculo del valor de C <sub>s</sub> :			
Zona	C <sub>s</sub>	%	C <sub>s</sub> x %
1 A	0.151	7.5	1.14
1 B	0.171	2.5	0.43
2 A	0.042	40.0	1.68
2 B	0.132	10.0	1.32
3 A	0.055	30.0	1.65
3 B	0.113	7.5	0.85
4	0.161	2.0	0.32
5	0.171	0.5	0.09
			<b>7.48</b>



Por lo tanto  $C_o = 0.075$

En la misma forma se continuara el calculo para la determinación de cada uno de los coeficientes de escurrimiento anuales de acuerdo con el valor de su precipitación anual.

<b>T A B L A 3.2                    V a l o r e s   d e   " k "</b>			
<b>U s o   ( o   c u b i e r t a )   d e l   s u e l o</b>	<b>T i p o   d e   s u e l o</b>		
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
<b>C u l t i v o s :</b>			
en hilera	0.24	0.27	0.30
legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
granos pequeños	0.24	0.27	0.30
<b>P a s t i z a l :</b>			
% del suelo cubierto o pastoreo			
más del 75% - Poco -	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75% - regular -	0.20	0.24	0.30
menos del 50% - excesivo -	0.24	0.28	0.30
<b>B o s q u e :</b>			
cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.26
cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.28
cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
camino, incluyendo derecho de vía	0.27	0.30	0.33
pradera permanente	0.18	0.24	0.30



### Otro método para determinar el coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento se puede estimar de manera aproximada en función del área drenada, de la precipitación, de la vegetación, de la topografía y de las condiciones geológicas. Para su estimación se utilizan los factores del coeficiente de escurrimiento que se indican en la tabla 3.3, aplicando la fórmula:

$$C = \frac{F_A + F_P + F_V}{3}$$

Siendo:

$F_A$  = Factor de escurrimiento por áreas de la cuenca de captación.

$F_P$  = Factor de escurrimiento por precipitación media anual.

$F_V$  = Factor de escurrimiento por cubierta vegetal.

TABLA 3.3 FACTORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO			
CONCEPTO	SUBCONCEPTO	FACTOR	VALOR
Área de la cuenca	< 10 km <sup>2</sup>	$F_{A1}$	0.20
	10 a 100 km <sup>2</sup>	$F_{A2}$	0.15
Precipitación media anual	< 800 mm	$F_{P1}$	0.00 a 0.05
	800 a 1200 mm	$F_{P2}$	0.05 a 0.15
	1200 a 1500 mm	$F_{P3}$	0.15 a 0.35
	> 1500 mm	$F_{P4}$	0.35 a 0.50
Cubierta vegetal	Terreno cultivado con pasto	$F_{V1}$	0.01 a 0.30
	Terreno cubierto con bosque	$F_{V2}$	0.05 a 0.20
	Terreno sin cultivar	$F_{V3}$	0.25 a 0.50



De acuerdo con la tabla 3.3 se promedian los valores de los factores correspondientes a la cuenca de captación en estudio, o bien se utilizan los valores mínimos o máximos, según las características geológicas y topográficas de la misma, por ejemplo: si el terreno es permeable y la pendiente suave, se toman los valores inferiores y en caso contrario se toman los superiores.

### Ejemplo.

Para este ejemplo se utilizan los datos del ejemplo anterior.

Área de la cuenca = 40 km<sup>2</sup>

Precipitación media anual = 850 mm

terreno cultivado con pasto 52.5%

bosque 37.5%

sin cultivar 10%

total 100%

Con base en la tabla 3.3 tenemos:

Factor del coeficiente de escurrimiento para el área de captación

$$F_{A2} = 0.15$$

Factor del coeficiente de escurrimiento por precipitación media anual.

$$F_{P2} = (0.05 + 0.15)/2 = 0.10$$

Factor del coeficiente de escurrimiento por cubierta vegetal.- este factor es la suma de los productos de los porcentajes de la cubierta vegetal por los correspondientes factores del tabla 3..2 Por tener una topografía con pendientes suaves (entre 2 y 8%) se toman los valores mínimos..

$$0.525(0.01)/2 = 0.0026$$



$$0.375(0.05)/2 = 0.0094$$

$$0.10(0.25)/2 = 0.0125$$

$$F_V = 0.0245$$

$$C_r = \frac{F_{A2} + F_{P1} + F_V}{3} = \frac{0.15 + 0.10 + 0.0254}{3} = 0.0913$$

Como se puede apreciar este valor obtenido es aproximadamente igual al obtenido por el otro método 0.091  $\approx$  0.075

### 3.4.5 Determinación de los escurrimientos mensuales.

Cuando no se conocen los valores de las precipitaciones mensuales en la cuenca, hay necesidad de deducirlas, mediante el auxilio de la estación base, como anteriormente se explico.

Para facilitar el calculo de los escurrimientos mensuales cuando no se cuenta, con datos de aforo se puede usar la tabla 3.4. en los cuadros que aparecen al lado izquierdo de cada año, se anotaran respectivamente los valores correspondientes al coeficiente de escurrimiento anual y el producto de este por el área de la cuenca.

En la primera columna se anota el año y el mes, en la segunda el valor mensual de la precipitación en la estación base, en la tercera columna la precipitación deducida para la cuenca (precipitación de la estación base por el coeficiente de corrección), en la cuarta columna se anotan los volúmenes escurridos, bastando para su obtención con multiplicar el valor de la obtención con multiplicar el valor en la cuenca por el factor previamente obtenido, del área de la cuenca por el coeficiente de escurrimiento.



Debido a la aproximación con que pueden obtenerse los escurrimientos en la cuenca y por simplificación, conviene generalmente tabular estos en miles de metros cúbicos.

Al ir efectuando el cálculo de la precipitación mensual en la cuenca y del volumen escurrido correspondiente, conviene ir comprobando los valores obtenidos, a fin de evitar errores. Para ello bastara con efectuar la suma anual de las columnas correspondientes, comprobándose estas en la forma siguiente:

La precipitación anual en la cuenca debe ser igual a la precipitación anual de la estación base multiplicada por el coeficiente de corrección de la precipitación ( $K_c$ ), en la realidad se obtiene una pequeña diferencia en la decimal, que puede ser más o menos, según el grado de aproximación seguido.

El volumen anual escurrido en la cuenca (suma mensual de la cuarta columna), debe ser igual a la precipitación anual multiplicada por el factor proveniente del área de cuenca por el coeficiente de escurrimiento considerado. Como en el caso anterior puede existir una pequeña diferencia en los dos valores así obtenidos, pero siguiendo este procedimiento se eliminan los errores de importancia, sin tener que repetir todo el cálculo de la tabla.

Una vez terminado y comprobado el cálculo de los escurrimientos en el periodo considerado, se deduce el escurrimiento total y el medio anual.

De acuerdo con la definición de coeficiente de escurrimiento, se comprenderá que su valor varía durante las épocas del año; sin embargo para los estudios hidrológicos encaminados a los aprovechamientos que se están tratando, es suficiente con considerar, el valor promedio de ese coeficiente. Se recomienda y es muy ventajoso tomarlo con valor variable en cada año del periodo de estudio.



### Estación base.-

La estación que se elija para el cálculo de las precipitaciones en la cuenca deberá ser la que se encuentre más cerca de ella y con el periodo de datos más amplios, pero en ocasiones se prefiere aquella estación con mayor tiempo de observación, aun cuando este más alejada del centroide.

Las precipitaciones en el centro de gravedad de la cuenca se calculan multiplicando los valores de los datos registrados en la estación base por un coeficiente "K" cuyo valor es:

$$K = \frac{\text{Precipitación cuenca.}}{\text{Precipitación est. Base.}}$$



TABLA 3.4

Proyecto de \_\_\_\_\_ Municipio \_\_\_\_\_ Estado \_\_\_\_\_  
Calculó. \_\_\_\_\_ Revisó \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_

Calculo de los escurrimientos mensuales

Ce	A.Ce	Fecha 19	Prec. est. base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	Ce	A.Ce	Fecha 19	Prec. est. base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
		E						E			
		F						F			
		M						M			
		A						A			
		M						M			
		J						J			
		J						J			
		A						A			
		S						S			
		O						O			
		N						N			
		D						D			
		Sumas						Sumas			

Ce	A.Ce	Fecha 19	Prec. est. base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)	Ce	A.Ce	Fecha 19	Prec. est. base (p)	Prec. en la cuenca (P)	Vol. Esc. en la cuenca (V)
		E						E			
		F						F			
		M						M			
		A						A			
		M						M			
		J						J			
		J						J			
		A						A			
		S						S			
		O						O			
		N						N			
		D						D			
		Sumas						Sumas			

DATOS PARA EL CALCULO DE LA TABLA:

A = Area de la cuenca en Km<sup>2</sup>

A = \_\_\_\_\_ Km<sup>2</sup>

Kc = Coeficiente de corrección de la precipitación de la "estación base", para deducir la correspondiente en la cuenca.- Kc = \_\_\_\_\_ mm =

p = Precipitación de la "estación base" en mm.

P = Precipitación en mm. Deducida para la cuenca.

V = Volumen escurrido en la cuenca en miles de m<sup>3</sup> V = A·C·p·Kc = A·C·P.

Periodo considerado: \_\_\_\_\_ a \_\_\_\_\_.- Escurrimiento total: \_\_\_\_\_ miles de m<sup>3</sup>

Escurrimiento medio anual \_\_\_\_\_ miles de m<sup>3</sup>

Precipitación media anual en la cuenca \_\_\_\_\_ mm.



### 3.4.6 Estimación de las aportaciones

Con la expresión general para el cálculo del escurrimiento en una cuenca, se podrán determinar los volúmenes escurridos, mensuales o diarios en la misma, con los cuales se puede trazar en un sistema de ejes cartesianos, la variación del régimen de la corriente, anotando como ordenadas los volúmenes y como abscisas los meses.

$$V_e = A \cdot P \cdot C \text{ en } Mm^3$$

Siendo:

$$V_e = \text{Volumen escurrido en miles de } Mm^3$$

$$A = \text{Área de la cuenca en } km^2$$

P = Precipitación en milímetros.

C = Coeficiente de escurrimiento.

Conocido el régimen de aportaciones de la corriente hasta el sitio de la derivación y el régimen de demandas o necesidades de riego; un estudio de estos dos elementos servirá para fijar el gasto de derivación y el tipo de obra a construir, se podrá diseñar adecuadamente la magnitud de las estructuras.

#### Ejemplo

Con los datos calculados en los ejemplos anteriores calcular el volumen medio anual de escurrimiento.

Datos:

$$\text{Área de la cuenca } A = 40 \text{ km}^2$$

$$\text{Precipitación media anual } P_m = 850 \text{ mm}$$

$$\text{coeficiente de escurrimiento} = 0.075$$



Calculo del volumen medio anual de escurrimiento

$$V_e = CAP_m = (0.075)(40)(850) = 2550 Mm^3 \quad Mm^3 = \text{miles de metros cúbicos}$$

**Volumen medio anual aprovechable.**

Una vez calculado el volumen medio anual de escurrimiento, se considera que entre el 50 y el 70% de el es el volumen medio anual aprovechable:

$$V_a = a \cdot V$$

donde:

$V_a$  = Volumen medio anual aprovechable.

$A$  = Porcentaje de aprovechamiento anual.

Esto se debe a que el volumen medio anual de escurrimiento, se debe tomar en forma conservadora, en virtud de que los factores con que se determina no son, en todos los casos, tan precisos como fuera deseable.

Continuando con el ejemplo

$$V_a = 0.7V_e = 0.7(2550) = 1785 Mm^3$$

**Volumen medio anual aprovechable neto**

Para los pequeños almacenamientos, debido a que en el vaso se presentan pérdidas por infiltración y evaporación, se tiene que considerar estos por lo menos en forma gruesa, por lo que se propone una pérdida total del 20% por estos conceptos. El volumen medio anual aprovechable neto, se calcula con la ecuación:



$$V_{an} = 0.8V_a$$

siguiendo el ejemplo

$$V_{an} = 0.8V_a = 0.8(1785) = 1428 \text{ Mm}^3$$

## EJEMPLO

Se tienen los siguientes datos en la cuenca, determinar el coeficiente de escurrimiento y los volúmenes medios anuales de escurrimiento, aprovechable y aprovechable neto.

$$\text{Área} = 60.6 \text{ km}^2$$

Topografía: de lomerío a terreno montañoso, pendientes entre 8 y 20%

Cubierta vegetal:

Pastos 98.04%

Bosque 0.15%

Sin cultivar 1.81%

Área de la cuenca: 100%

Precipitación media anual = 630 mm.

Con base en la tabla 3.3 se tiene:

factor del coeficiente de escurrimiento para el área de captación:

$$F_{A2} = 0.15$$

Factor del coeficiente de escurrimiento por precipitación media anual. Se toma el promedio entre 0.00 y 0.05.

$$F_{P1} = (0.00+0.05)/2 = 0.025$$



Factor del coeficiente de escurrimiento por cubierta vegetal

$$0.9804 (0.01+0.30)/2 = 0.1520$$

$$0.9805 (0.05+0.20)/2 = 0.0002$$

$$0.9806 (0.25+0.50)/2 = \underline{0.0068}$$

$$Fv = 0.1590$$

El coeficiente de escurrimiento se calcula con la fórmula:

$$Ce = \frac{F_{A2} F_{P1} F_{V2}}{3} = \frac{0.150 + 0.025 + 0.159}{3} = 0.11$$

El volumen medio anual es el siguiente:

$$Ve = CAPm = (0.11)(60.6)(630) = 4199.58 Mm^3$$

Volumen medio anual aprovechable. Considerando  $a = 0.55$

$$Va = 0.55Ve = 0.55(4199.58) = 2309.77 Mm^3$$

Volumen medio anual aprovechable neto

$$Van = 0.8Va = 0.8(2309.77) = 1847.81 Mm^3:$$

### 3.5 Método directo.

El régimen de una corriente se determina o conoce mediante una estación de aforo instalada en un sitio estratégicamente elegido con relación al lugar elegido del aprovechamiento.. como ejemplo se incluye a continuación la descripción de la estación hidrometría San Jeronimito, sobre el río del mismo nombre en el Estado de Guerrero, Así como los registros de gastos medios en dicha estación de aforo, para el año de 1961 (lecturas de escala, gráficas del limnógrafo, aforos directos con molinete, Etc. Tabla No. 3.5).



## SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS

JEFATURA DE IRRIGACIÓN Y CONTROL DE RÍOS

DIRECCIÓN DE HIDROLOGIA

### DESCRIPCIÓN DE LA ESTACIÓN HIDROMETRICA

- 1.- NOMBRE DE LA ESTACIÓN: SAN JERONIMITO  
2.- CLAVE: 19-300-000-00-000-H-150-12-00

3.- CARACTERÍSTICAS GEOGRÁFICAS:

3.1 HIDROGRAFIA:	NOMBRE	No. DE CLASIFICACIÓN
3.1.1 COLECTOR GENERAL:	Río San Jeronimito	300
3.1.2 AFLUENTE:		000
3.1.3 SUBAFLUENTE:		000
3.1.4 ESTACIÓN:	San Jeronimito	150
CORRIENTE:	RÍO SAN JERONIMITO	

Esta formado por dos corrientes principales que son el río San Jeronimito propiamente dicho y el río petatlán. Ambos nacen a unos 2400 m.s.n.m., cerca de las crestas de la sierra madre del sur y corren casi paralelos con rumbo al Suroeste, para luego converger gradualmente hasta que confluyen y forman una sola corriente, 3 km antes de su desembocadura

3.2 ÁREA DRENADA:

713 KM<sup>2</sup>.

3.3 COORDENADAS:

Longitud W. G. 101°20'30"

Latitud n. 17°33'30"

3.4 UBICACIÓN:

Se encuentra situada en el estado de Guerrero, municipio de Petatlán, y se halla instalada sobre la carretera México - Acapulco - Zihuatanejo.

3.5 ACCESO

Se llega a la estación por la carretera Acapulco Zihuatanejo encontrándose ésta, aproximadamente, a la altura del km. 209, en el puente de dicha carretera sobre la corriente.

4.- OBJETO DE SU INSTALACIÓN:

Conocer el régimen de escurrimiento del río para futuras obras de aprovechamiento de sus aguas.

5.- CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE, ESTRUCTURAS, APARATOS Y OBSERVACIONES:

5.1 CONDICIONES DEL TRAMO:

DE Se encuentra situado en un tramo recto d unos 1000 metros de longitud.

Las márgenes y el fondo están constituidos por una mezcla de arena y grava.

5.2 SECCIÓN AFOROS:

DE Se toman lecturas de escala diariamente a las 6, 12 y 18 horas en la temporada de estiaje y cada dos horas durante las avenidas. La escala es vertical y se encuentra instalada en la margen izquierda, adosada al puente donde se hacen los aforos. La constituye un tramo de madera de 1 m, otro de cemento de 1.80 m y otro más de este mismo material de 5.10 m. la capacidad de esta escala es de 6.20 m. la cota arbitraria del cero de la escala es de 89.39 m. se comenzó a usar el día 3 de abril de 1960 pero el 19 de junio de 1962 se cambio 200 m aguas arriba quedando el cero de la escala a 0.60 m abajo de la otra. Del 2 al 20 de junio y del 18 al 31 de agosto de 1963 no se hicieron observaciones.

5.3 ESCALA:



## SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS

### JEFATURA DE IRRIGACIÓN Y CONTROL DE RÍOS

#### DIRECCIÓN DE HIDROLOGIA

#### DESCRIPCIÓN DE LA ESTACIÓN HIDROMETRICA

- 5.4 ESTRUCTURA PARA AFOROS** La estructura de aforos la constituye el propio puente de la carretera Acapulco - Zihuatanejo sobre la corriente, el cual tiene una longitud total de 181 m y esta dividida en 7 claros. Esta estructura comenzó a usarse en abril de 1960.
- 5.5 AFOROS:** Se practican por el procedimiento de sección y velocidad midiéndose esta última con la ayuda de un molinete hidráulico. En la temporada de aguas bajas se afora vadeando en secciones variables. Se iniciaron el 3 de abril de 1960 por vadeo y a partir del 24 de julio de 1964 se comenzó a usar el puente para tirantes mayores. Las observaciones se suspendieron de junio a julio de 1960 y de junio a octubre de 1961, por la imposibilidad de aforar vadeando; de julio a diciembre de 1962 por falta de molinete i de febrero a mayo y en septiembre de 1963 por falta de personal.
- 5.6 REGISTRO GRAFICO DE NIVELES** Para esto se utilizaba un limnigrafo instalado en la margen izquierda, adosado a una pilastra del propio puente. El pozo del limnigrafo lo constituía un tubo ARMCO el cual tenía comunicación directa con la corriente. Este limnigrafo fue instalado con fecha 20 de enero de 1967 y fue arrastrado por la corriente el 26 de septiembre del mismo año.

**SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN** No se efectúa este tipo de observaciones.

#### 8.- GASTOS EXTREMOS EN EL PERIODO DE OBSERVACIONES:

- 6.1 GASTO MÁXIMO:** No Ha sido posible determinarlo por falta de aforos años. Se presento el 26 de septiembre de 1967 y alcanzo una lectura de escala de 8.50 m que es la máxima observada en el periodo de observaciones. El gasto máximo estimado durante esa misma creciente fue de 1400 m<sup>3</sup>/s.
- 6.2 GASTO MÁXIMO AFORADO** 400 m<sup>3</sup>/s Observado el 25 de septiembre de 1967.  
Lectura de escala media: 3.74 m.  
Velocidad media: 1.35 m/s
- 6.3 GASTO MÍNIMO** 0.000 m<sup>3</sup>/s correspondió a una lectura de escala de 0.34 m. se observo del 17 de abril al 9 de junio de 1961.
- 7.. CALCULO HIDROMETRICO:** En épocas de lluvias se hace el calculo mediante curvas de gastos y en estiaje por interpolación lineal de aforo a aforo. Además se dispuso de lecturas de la escala. Los valores de junio a octubre de los años de 1960 a 1963. deben de tomarse con reserva, por no contarse con suficientes aforos para definir los gastos correspondientes a lecturas de escala superiores a 1.8 m. se utilizo una computadora electrónica CDC-3100 de la S.R.H.
- 8.- ESTACIÓN CLIMATOLOGICA EN EL SITIO:** Se encuentra a 100 m de la estación, sobre la margen izquierda y consta de los aparatos y periodos de observación que se anotan:  
Pluviómetro: julio de 1961 a la fecha  
Termómetro: julio de 1961 a la fecha  
Evaporómetro: julio de 1961 a la fecha



**SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS**

JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS - DIRECCIÓN DE HIDROLOGIA

DIVISIÓN: BALBAZ CUENCA: RÍO SAN JERONIMO CORRIENTE: RÍO SAN JERONIMO ESTACIÓN: SAN JERONIMO  
AÑO DE 1961

**GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO**

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	3.063	2.112	0.882	0.264	0	0	5.411	19.10	27.14	26.16	7.413	5.676
2	3.049	1.836	0.830	0.259	0	0	5.002	21.48	34.47	25.20	7.771	5.676
3	2.938	1.999	0.820	0.255	0	0	12.25	23.56	31.13	24.02	7.544	5.668
4	2.796	1.734	0.939	0.264	0	0	6.047	24.02	24.99	22.53	8.322	5.494
5	2.704	2.019	1.040	0.264	0	0	8.730	23.67	31.81	18.31	7.722	5.229
6	2.689	2.148	0.958	0.268	0	0	6.146	23.62	26.13	23.68	10.21	4.876
7	2.936	2.529	0.932	0.262	0	0	13.63	26.46	29.36	25.55	8.480	4.650
8	2.964	2.548	0.791	0.257	0	0	18.76	24.02	32.76	21.57	7.500	4.641
9	3.050	2.111	0.562	0.254	0	0	18.98	23.43	33.81	17.87	6.888	5.730
10	2.723	2.052	0.545	0.257	0	0.417	24.06	23.08	30.68	17.70	7.438	4.425
11	2.494	2.068	0.525	0.240	0	59.98	20.46	23.14	44.63	17.70	16.10	4.333
12	2.299	1.803	0.457	0.191	0	9.631	22.87	23.37	112.0	16.80	23.56	5.261
13	2.297	1.569	0.394	0.140	0	4.312	24.40	23.87	291.7	15.90	17.38	6.872
14	2.264	1.474	0.388	0.089	0	50.49	24.10	30.19	58.19	11.31	13.38	8.355
15	2.272	1.333	0.367	0.038	0	24.40	48.87	20.80	51.09	11.00	12.20	7.876
16	2.374	1.220	0.380	0.002	0	24.20	32.29	20.11	50.12	11.00	11.27	4.477
17	2.043	1.257	0.366	0	0	40.95	23.27	17.83	42.30	11.00	10.92	4.975
18	2.014	1.188	0.341	0	0	29.81	19.10	17.52	34.21	11.00	9.425	3.093
19	2.158	1.182	0.329	0	0	12.80	15.81	15.00	38.97	11.00	9.071	4.161
20	2.195	1.220	0.308	0	0	7.483	15.10	14.82	39.24	10.63	8.519	4.241
21	2.976	1.213	0.295	0	0	6.491	19.82	14.73	29.94	9.819	8.480	4.497
22	3.041	1.095	0.255	0	0	14.18	21.77	13.56	39.34	10.92	7.850	4.815
23	3.049	1.037	0.243	0	0	15.78	39.84	13.42	26.55	10.45	7.456	5.080
24	3.016	0.969	0.233	0	0	10.64	26.03	18.91	26.94	7.042	6.844	4.181
25	2.958	0.905	0.226	0	0	9.969	23.37	29.70	41.13	6.100	6.756	4.091
26	2.746	0.890	0.221	0	0	7.040	22.12	24.81	42.10	6.144	6.144	4.123
27	2.611	0.977	0.229	0	0	11.54	45.51	30.57	40.00	6.756	6.100	4.054
28	2.403	0.925	0.238	0	0	7.876	50.00	22.06	43.42	6.362	6.087	3.634
29	2.350		0.247	0	0	6.759	37.41	18.91	35.71	6.074	5.888	3.050
30	2.306		0.256	0	0	6.020	30.08	30.49	29.61	5.703	5.689	3.204
31	2.255		0.265		0		24.73	24.37		5.761		3.501

**RESUMEN ANUAL**

	GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO Y ESCALA EN METROS						ESCALAS EXTREMAS		VOLUMEN EN MILES M <sup>3</sup>	
	MAXIMOS			MINIMOS			GASTO MEDIO	EN METROS		
	DIA	GASTO	ESCALA	DIA	GASTO	ESCALA		MAXIMA		MINIMA
ENERO	9	3.143	0.53	18	1.962	0.51	2.614	0.58	0.49	7001
FEBRERO	8	2.702	0.50	26	0.653	0.42	1.560	0.50	0.42	3750
MARZO	5	1.075	0.43	26	0.218	0.38	0.480	0.44	0.38	1286
ABRIL	1	0.270	0.38	18	0	0.34	0.110	0.38	0.32	265
MAYO	1	0	0.32	1	0	0.32	0	0.32	0.25	0
JUNIO	14	122.000	1.70	1	0	0.26	12.028	1.70	0.26	31171
JULIO	15	64.800	1.36	2	4.548	0.62	22.773	1.36	0.62	80886
AGOSTO	14	36.400	1.10	23	12.860	0.83	21.965	1.10	0.83	56805
SEPTIEMBRE	13	567.500	2.85	4	24.020	0.98	47.321	2.85	0.98	122656
OCTUBRE	1	27.980	1.02	30	5.676	0.68	13.902	1.02	0.68	37235
NOVIEMBRE	11	24.020	0.98	30	5.676	0.68	9.260	0.98	0.68	24055
DICIEMBRE	13	9.740	0.78	18	2.290	0.50	4.837	0.78	0.50	12955
<b>ANUAL</b>		<b>567.500</b>	<b>2.85</b>		<b>0</b>	<b>0.26</b>	<b>11.422</b>	<b>2.86</b>	<b>0.26</b>	<b>380195</b>

**TABLA 3.5 REGISTROS DE LA ESTACIÓN DE AFORO SAN JERONIMITO**



# 4

## Avenida máxima de proyecto

### 4.1 MAGNITUD DE LA AVENIDA

Avenida es un aumento más o menos rápido del caudal de una corriente, ocasionada por una tormenta o sucesión de tormentas en la cuenca de captación. La determinación de la avenida máxima es necesaria para el diseño de la obra de excedencias de una obra hidráulica de almacenamiento, derivación o regulación.

En los proyectos de obras hidráulicas, aprovechando corrientes superficiales es importante conocer el valor de la avenida máxima, porque de la magnitud de ella dependerá el tamaño y tipo de estructura que se adopte para su control, así como, las medidas que se deben tomar para los intereses humanos o socioeconómicos, que pudieran resultar afectados con la obra ya en funcionamiento.

Por lo anterior es evidente la gran importancia que tiene un conocimiento amplio sobre la potencialidad de las corrientes para generar avenidas y así proyectar con mayor seguridad las estructuras protectoras de las obras hidráulicas



La magnitud de una avenida se define por los niveles que alcanza el agua o por el volumen de agua escurrido en cierto tiempo, para el estudio de la corriente es preferible expresarla de acuerdo con la duración del lapso considerado en la siguiente forma:

1. **Avenida máxima instantánea.**- Es el gasto máximo que escurre durante una avenida (pico de la avenida); por lo tanto pueden presentarse varias en un año.
2. **Avenida máxima anual instantánea.**- Si se considera un lapso de estudio de un año, se tendrán varias avenidas máximas instantáneas; a la mayor de todas ellas se le denomina avenida máxima anual instantánea.
3. **Avenida máxima instantánea media anual.**- Si durante un lapso de varios años de estudio, se toma el promedio de la avenida máxima anual instantánea, se obtendrá la avenida máxima instantánea media anual.
4. **Avenida máxima diaria y máxima de 24 horas.**- La avenida máxima diaria es la avenida máxima en un día cualquiera; difiere de la máxima de 24 horas en que esta última se selecciona el período para completar las 24 horas, por lo tanto, el gasto será siempre mayor que la avenida máxima de un día.
5. **Avenida máxima anual diaria y de 24 horas.**- es la mayor avenida máxima diaria y máxima en 24 horas, que se presenta durante un año.
6. **Avenida máxima anual media de un día**

La forma más recomendable de conocer el valor de la avenida máxima de un río, es desde luego, medirla mediante una estación de aforo instalada estratégicamente la cual debe contar con una gran cantidad de datos de crecientes ocurridas, basadas en observaciones sistemáticas, que comprenden extensos periodos de tiempo. Se da el



nombre de avenida a un aumento más o menos rápido del gasto de una corriente, ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas ocurridas en su cuenca de captación.

La magnitud de la avenida depende de muchos factores, siendo principales los siguientes:

- ⇒ Intensidad y duración de las tormentas.
- ⇒ Localización y amplitud de las tormentas en la cuenca de captación.
- ⇒ Trayectoria de la tormenta.
- ⇒ Área y forma de la cuenca de captación.
- ⇒ Topografía de la cuenca, la pendiente de ella y de las corrientes principales.
- ⇒ Geología de la cuenca.
- ⇒ Vegetación de la cuenca.
- ⇒ Estado de saturación de la cuenca.

Para proyectos en ríos pequeños o arroyos, son escasos o nulos los datos de estaciones hidrométricas, por lo que generalmente se recurre a métodos indirectos en el avalúo de la avenida máxima que deba considerarse en su diseño.

Para fijar la avenida de diseño se recomienda usar dos procedimientos a fin de comparar los resultados y además juzgar otros factores con los cuales se puede normar el criterio para adoptar en definitiva la avenida de proyecto. Para fijar criterios al hacer un estudio hidrológico para una obra hidráulica, debe tenerse en cuenta que puede suceder:

- ⇒ Que al fallar la estructura que servirá para controlar la avenida ocasione pérdidas de vidas humanas.
- ⇒ Que el fallo ocasione únicamente daños materiales.
- ⇒ Que con el fallo se pierda la estructura solamente, o deterioro de alguna de sus partes.



⇒ Que el fallo de la estructura ocasione las tres desagradables consecuencias.

Para determinar la avenida máxima probable de una cuenca pequeña, es necesario tener en cuenta, en primer lugar, la información existente, presentándose al respecto los dos casos siguientes:

- ⇒ Cuando no se cuenta con datos de intensidad de lluvia mediante registros de pluviógrafo en una estación climatológica cercana a la obra, siendo este el caso más frecuente. En este se utiliza el método de las envolventes de gastos máximos y el método de la sección - pendiente.
- ⇒ Cuando se cuenta con datos de intensidad de lluvia, que es el caso menos frecuente. En este caso se puede utilizar el método racional americano.

## 4.2 AVENIDA DE DISEÑO

En nuestros proyectos de derivación, la avenida de diseño que se adopta es de igual magnitud que la avenida máxima probable que ocurre en el aprovechamiento, y calculada por cualquier método, ya sea directo o indirecto, sin embargo, para ciertos casos por razones de economía suele considerarse una avenida menor para ciertos elementos de las derivadoras, al estimar la avenida máxima pudiera ser muy grande; por que se involucren márgenes de seguridad muy altos, que no concuerden con las condiciones hidrológicas del caso. Es recomendable que la definición de la magnitud de una avenida máxima, utilizada para el diseño de la presa derivadora, se haga después de analizar los factores que se indican anteriormente y de los que a continuación se mencionan.

### 1.- Tipo de obra a realizar.

Los efectos y consecuencias indeseables de la avenida máxima en una presa de almacenamiento, no serán del mismo grado que en una de derivación, o entre esta última obra y una toma simple.



## 2.- Conocimiento del cauce.

Una inspección del cauce y de la cuenca puede inquietar sobre el valor de la avenida máxima calculada obligando a una revisión para definir valores más aproximados a la realidad.

## 3.- Método empleado en el calculo de la avenida máxima.

De acuerdo al método empleado en la determinación de la avenida máxima y los datos que intervinieron, en su obtención, se estará en condiciones de valuar su aproximación.

## 4.- frecuencia considerada de la avenida.

La avenida será más grande, mientras mayor sea el periodo de años considerados en su frecuencia.

## 5.- Región hidrológica a la que pertenezca la cuenca y ubicación geográfica.

En una región hidrológica con zonas ciclonicas el valor de la avenida se deberá elegir con más cuidado y con mayor rigurosidad del procedimiento.

6.- Influencia de la avenida máxima en la magnitud de las dimensiones de la estructura, grado de afectación de propiedades ribereñas por el funcionamiento hidráulico.

Por ejemplo, se puede diseñar el cimacio del vertedor con el 50% de la avenida, pero fijar la elevación de la corona de los muros de encauce a una elevación suficiente, para no ser rebasados por la avenida cuando se presenta la carga máxima, con el 100% de la avenida. Esto basándose en que la creciente es poco frecuente y de poca duración.



Se tienen establecidos varios procedimientos para determinar el gasto máximo de una avenida, pero no siempre es posible aplicarlos, debido a que algunos requieren de muchos datos, que también no siempre es posible reunir, y otros no encajan dentro del rango de nuestros problemas, por lo cual los métodos que se emplean con más frecuencia son: el método de las curvas envolventes; y el método de la sección y la pendiente; este último es muy práctico por su facilidad de utilización, así como por la obtención de datos y por otra parte, los resultados obtenidos han sido satisfactorios. Pero cuando sea posible aplicar otros métodos, será conveniente y recomendable utilizarlos, a fin de decidir con mayor base la avenida de proyecto.

### 4.3 MÉTODO DE LAS CURVAS ENVOLVENTES.

Existen numerosas fórmulas empíricas para la determinación del gasto de avenidas máximas, cuya aplicación dan resultados inciertos por no intervenir en ellos uno o varios de los factores antes indicados.

La Dirección de Hidrología de la S. R. H. ha construido las curvas envolventes de la república mexicana, basándose en la fórmula general que expresa el gasto en una cuenca y en las experiencias de los investigadores William P. Creager y Robert C. Lowry, cuyos estudios efectuó el primero, en las corrientes de los estados unidos y las crecientes de los ríos más grandes del mundo como son: Amazonas, Yang Tze Kiang, Ganges, Irrawaddy, Rhin, Fitzroy, Santa Catarina y San Juan, de México, Lowry, estudio los ríos de Texas, en los cuales se han registrado grandes crecientes por estar expuestas sus cuencas a los ciclones del Atlántico.

La fórmula general de Creager básica es:

$$Q = C \cdot A^n \text{ o su equivalente dividido entre } A.$$

$$q = C \cdot A^{n-1}.$$



Siendo:

$Q$  = Gasto en  $m^3 / \text{seg.}$

$q$  = Gasto en  $m^3 / \text{seg./km}^2$

$A$  = Área de la cuenca en  $\text{km}^2$

$C$  = Coeficiente de avenida

$n$  = Exponente menor que la unidad.

De acuerdo con la dirección de hidrología se dibujaron las envolventes según Creager y según Lowry, porque aunque se habían estado usando las envolventes según Creager, se vio que los resultados de Lowry, se ajustaban más en muchos casos a nuestras condiciones. Parece ser además, que las envolventes según Lowry, son más recomendables para los ríos del norte de nuestro país, ya que este investigador empleo los datos de los ríos de Texas.

Para cada región, se dibujaron en papel logarítmico los puntos correspondientes a cada estación, considerando como ordenadas los gastos unitarios en  $m^3/\text{seg./Km}^2$ . y como abcisas las áreas de cuenca en  $\text{Km}^2$ , teniéndose amplitudes para marcar gastos desde 0.001 hasta  $100 m^3 / \text{seg./km}^2$ , y áreas desde 1 hasta  $1000000 km^2$

En la figura 4.1 se muestran las regiones hidrológicas en que esta dividido el país.

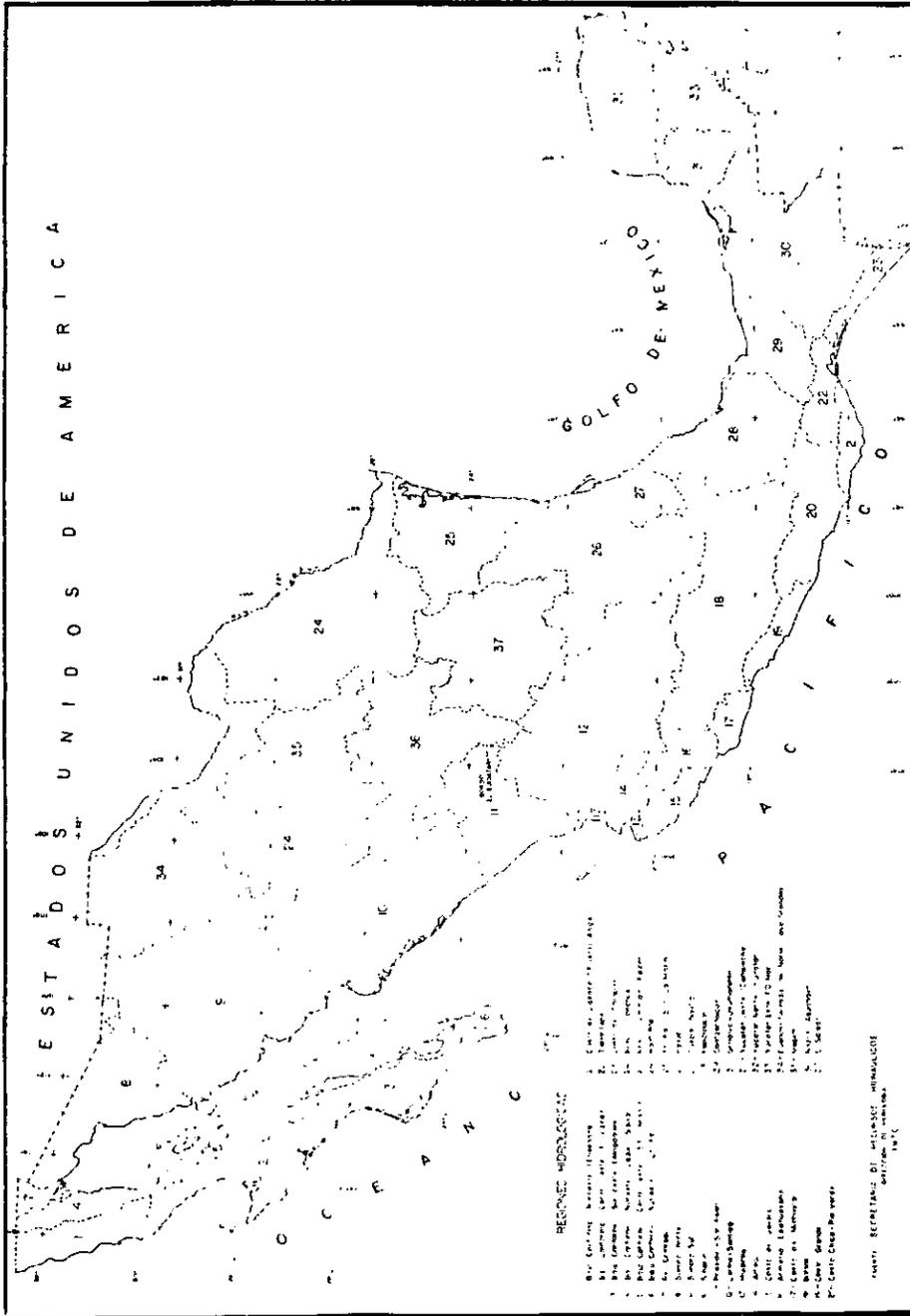


figura 4.1 Regiones Hidrológicas de la República Mexicana



Para un caso cualquiera se pueden obtener los dos resultados (método de Creager y método de Lowry) y elegir el que a juicio sea más conveniente.

Para trazar las envolventes de los puntos, se aplican las ecuaciones de curvas envolventes dadas por William P. Creager y Robert C. Lowry que son:

$$q = 0.5033C(0.386A)\left(\frac{0.894}{(0.386A)^{0.111}}\right)^{-1} \dots\dots\dots \text{Creager}$$

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}} \dots\dots\dots \text{Lowry}$$

donde:

$q$  = Gasto en  $\text{m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2$

$A$  = Área de la cuenca en  $\text{km}^2$

$C$  = Coeficiente de avenida.

Estas ecuaciones de las curvas envolventes son para las regiones hidrológicas de la República Mexicana.

Contando con las curvas envolventes de gastos máximos por regiones hidrológicas, la determinación del gasto máximo para cada caso particular se hace de la siguiente forma:

1. Entrando a la gráfica con el área de la cuenca  $A$ , en estudio se referirá hasta interceptar la curva, determinándose fácilmente el gasto unitario correspondiente  $q$ .



2. Para encontrar el gasto de avenida máxima regional Q, bastara multiplicar q por el área de la cuenca A.

Este valor de Q será indispensable para el diseño de la obra de excedencias.

### Ejemplo

: Considérense los siguientes datos, que son fundamentales para el uso de estas gráficas.

■ Coordenadas del sitio de aprovechamiento.

Longitud :19°00' N

Longitud: 99°00' W. G.

Altitud: 1200 m.s.n.m.

Área de la cuenca del aprovechamiento:  $\text{km}^2$ .

Procedimiento:

Con las coordenadas geográficas se determina la región hidrológica correspondiente, que en este caso resulta la numero 11..

Con el dato área de la cuenca, se observa la gráfica de la envolvente de esta región, obteniéndose.

Método de Lowry:  $q = 0.57 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2$

$Q = A \cdot q = 60.60 \times 0.57 = 34.54 \text{ m}^3 / \text{seg}$

Si se cuenta con los valores de "C" para cada región tabla 4.1, es posible sustituir el coeficiente "C" directamente en las fórmulas.



**TABLA 4.1** Coeficientes de la envolvente de Lowry

Región Numero	Descripción	C <sub>L</sub>
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California Suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta Rosalia)	990
6	Baja California sudeste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3280
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630
11	Presidio - San Pedro zona alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armeria - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa grande	2100
20	Costa chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Puerto Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24 A	Alto Bravo - Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando - Soto La Marina	2330
26 A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoacoicos	1840
30	Grijaiva - Usumacinta	2130
30	Alto Grijaiva	610
31	Yucatan oeste (Campeche)	370
32	Yucatan norte (Yucatan)	sin datos
33	Yucatan este (Quintana Roo)	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimi	sin datos
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

Datos registrados hasta 1975.



### **4.3.1 Envoltente local**

Si el sitio del aprovechamiento esta cercano a una estación registrada en la región de la cuenca en estudio se puede conocer el gasto "q" instantáneo, según la envoltente local. La envoltente local es una curva paralela a la envoltente regional trazada por el punto que corresponda a esa estación cercana al aprovechamiento. Se recomienda que cuando se tengan varias estaciones cercanas se elija aquella cuya área de cuenca no sea muy diferente a la del aprovechamiento en estudio.

#### **Localización de la región hidrológica.**

En un plano de las regiones hidrológicas en que esta dividido el país, (figura 4.1), se ubica la obra en proyecto de acuerdo con sus coordenadas geográficas, determinándose así la región hidrológica en la que se localiza la obra.

#### **Localización de la envoltente de gastos máximos**

En el boletín hidrológico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, correspondiente a la región hidrológica determinada, se localiza la siguiente información.

- ⇒ Plano de la región hidrológica.
- ⇒ Numero y localización geográfica de las estaciones hidrométricas de la región hidrológica.
- ⇒ Carta de curvas de gastos envoltentes de gastos máximos instantáneos.

#### **Selección de la estación hidrométrica.**

Localización en el plano de la región hidrológica correspondiente, se sigue la corriente, en la que se localiza el estudio, hacia aguas arriba o aguas abajo, hasta localizar la estación hidrométrica más cercana y obtener su nombre.



Localización en el cuadro de gastos máximos instantáneos (tabla 4.2). Con el nombre de la estación hidrométrica localizada, se entra en el cuadro de gastos máximos instantáneos de la región hidrológica, en el que se obtiene el número, localización geográfica y características de la estación hidrométrica.

### **Traza de la envolvente de gastos máximos instantáneos**

En la carta de envolventes de gastos máximos instantáneos para la región hidrológica correspondiente, la estación hidrométrica seleccionada se identifica por su número, y por dicha estación se traza una curva paralela a la envolvente (de Creager ó de Lowry).

### **Determinación del gasto unitario**

Con el área de la cuenca como argumento, se entra en el eje de las abcisas de la gráfica de envolventes de gastos máximos instantáneos; a partir del valor del área de la cuenca, se traza una línea vertical hasta que corte a la envolvente paralela que se trazo por la estación seleccionada, en el punto de corte se traza una línea horizontal que determina en el eje de las ordenadas el gasto unitario.

$$q = \text{gasto unitario, } m^3 / \text{seg} / km^2$$

### **Obtención de la avenida de diseño**

El gasto de la avenida de diseño se obtiene multiplicando el gasto unitario por el área de la cuenca, de acuerdo con la ecuación:

$$Q = q A.$$



donde:

$Q$  = gasto de la avenida de diseño,  $m^3 / seg$

$q$  = gasto unitario,  $m^3 / seg / km^2$

$A$  = área de la cuenca,  $km^2$

### **Ejemplo de determinación de la avenida de diseño**

Localización de la región hidrológica de acuerdo a las coordenadas geográficas de la obra en proyecto:

Longitud  $103^{\circ}33'30''$  W.G.

Latitud  $23^{\circ}34'330''$  N.

En la figura 4.1 se determina que la cuenca de captación de la obra corresponde a:

Región hidrológica Núm. 11. Presidio - San Pedro.

Localización de la envolvente de gastos máximos. El boletín hidrológico Núm. 30 corresponde a la región hidrológica Núm. 11. Zona de los ríos Presidio a San Pedro. En este boletín se localiza el plano de la región hidrológica, el cuadro con los gastos máximos instantáneos y la carta de las curvas envolventes.

Selección de la estación hidrométrica.

Localización en el plano de la región hidrológica. En la figura 4.2 se ilustra el plano de isoyetas de la región hidrológica Núm. 11, y se selecciona la estación hidrométrica Vicente Guerrero, que es la más cercana a la obra en proyecto ilustrada.



Localización en el cuadro de gastos máximos instantáneos. La tabla 4.2 corresponde a los gastos máximos instantáneos en la región hidrológica Núm. 11, del que se obtienen para la estación seleccionada los siguientes datos:

Colector general	Río Mezquital o San Pedro
Corriente	Río Suchil
Numero	10
Nombre de la estación	Vicente guerrero
Longitud	103°58'13" W.G.
Latitud	23°44'48" N.

Trazo de la envolvente de gastos máximos instantáneos. En la figura 4.3 se ilustra la carta de envolventes de gastos máximos instantáneos en la región hidrológica Núm. 11 y en ella se marca la envolvente paralela que pasa por la estación hidrométrica Núm. 10.

Determinación del gasto unitario. Para la obra ilustrada, se tiene que el área de la cuenca es :

$$A = 60.60 \text{ km}^2.$$

En la figura 4.3 con el área citada y para la envolvente paralela correspondiente a la estación seleccionada se obtiene:

$$q = 0.57 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2.$$

Gasto de la avenida máxima. El gasto de la avenida máxima se calcula con la fórmula:

$$Q = q A = (0.57)(60.60) = 34.54 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

$$Q = 35 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS														
JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS														
DIRECCION DE HIDROLOGIA														
GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS EN LA REGION HIDROLOGICA NÚM. 11														
COLECTOR GENERAL	CORRIENTE	NUMERO	NOMBRE DE LA ESTACION	COORDENADAS		AREA DE LA CUENCA		GASTO MAXIMO INSTANTANEO			PERIODO		AUTORIDAD	NOTAS
				LAT.	LONG. W. G.	h. m.	km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /seg.	m <sup>3</sup> /seg./km <sup>2</sup>	FECH.	FECH.	FECH.		
Rio Miraflores San Pedro	Arroyo Los Mochales	1	El Paso	24° 37' 15"	104° 31' 30"	74	470	0.903	28 Sep 1964	1962-1965	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio De La Saucilla	2	Cobateca	24° 31' 00"	104° 47' 15"	643	4600	0.715	28 Sep 1956	1949-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio de La Saucilla	3	Pedra del Aguila	24° 12' 30"	104° 40' 24"	2616	3810	0.149	13 Sep 1946	1943-1946	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Arroyo El Carpintero	4	Juan B. Coballos	24° 11' 00"	104° 41' 00"	398	391	0.101	15 Sep 046	1947-1954	11	12	S. R. H.	Suspendido
Rio Miraflores San Pedro	Rio El Tunel	5	El Presidio	23° 57' 48"	104° 45' 15"	1810	6160	0.340	28 Sep 1965	1960-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio El Tunel	6	San Felipe	24° 00' 00"	104° 30' 56"	2008	3580	0.178	28 Sep 1963	1943-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Santiago	7	Refugio Salcido	23° 55' 00"	104° 31' 00"	1052	4740	0.451	11 Sep 1968	1942-1948	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Durango	8	El Saltillo	23° 54' 36"	104° 36' 06"	10135	6040	0.039	15 Sep 1968	1955-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Paganos	9	Morazan Mercedes	24° 00' 30"	103° 57' 00"	1393	2820	0.202	24 Sep 1967	056-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Saclia	10	Vicente Guerrero	23° 44' 48"	103° 39' 13"	1888	312	0.043	12 Sep 1958	1951-1967	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Guereles	11	Guereles	23° 44' 48"	104° 01' 47"	598	880	0.147	6 Jul 1963	1961-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio San Pedro	12	San Pedro	23° 56' 00"	105° 09' 00"	25800	4800	0.186	14 Sep 1968	1944-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Miraflores San Pedro	Rio Bajaco	13	El Bajaco	22° 00' 45"	105° 09' 00"	334	4030	1.207	3 Sep 1961	1958-1969	11	12	S. R. H.	
Rio Rapo Morzac	Rio Rapo Morzac	14	Rapo Morzac	22° 08' 00"	103° 12' 00"	215	M.O. 58	REG. I. S. T. R. A. N.		1963-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Acaponetso	Rio Acaponetso	15	Acaponetso	22° 29' 00"	103° 20' 30"	5092	15889	3.081	13 Sep 1968	1945-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Cañales	Rio Cañales	16	La Bellera	23° 32' 00"	105° 27' 00"	451	1910	4.235	13 Sep 1968	1960-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Belaurie	Rio Belaurie	17	Las Heladas	23° 01' 30"	105° 45' 00"	3535	15250	3.730	13 Sep 1968	1964-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Belaurie	Rio Belaurie	18	Belaurie	23° 59' 00"	105° 30' 30"	4653	4140	0.399	13 Sep 1968	047-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Presidio	Rio Presidio	19	Sibernet	23° 00' 30"	106° 15' 00"	5614	7300	1.300	13 Sep 1968	1955-1968	11	12	S. R. H.	
Rio Presidio	Arroyo El Sano	20	La Luz	23° 49' 30"	105° 21' 00"	1401	519	0.370	13 Em 1960	1953-1961	11	12	S. R. H.	Sin datos en 1964-65
Rio Presidio	Arroyo El Jarrá	21	Chorro Verde	23° 59' 00"	105° 24' 30"	701	1700	0.242	14 Ago 1955	1953-1961	11	12	S. R. H.	Suspendido
Rio Presidio	Arroyo El Dorado	22	El Dorado	23° 53' 30"	105° 24' 30"	19	116	0.610	28 Jul 1959	1954-1961	11	12	S. R. H.	Suspendido
Rio Presidio	Arroyo Anexas	23	Atenas	24° 01' 30"	105° 25' 30"	92	14	0.015	16 Jul 1960	1955-1961	11	12	S. R. H.	Suspendido
Rio Magdalen	Rio Magdalen	24	Ateredo	23° 44' 00"	104° 17' 00"	15889	2820	0.018	15 Ago 1955	1953-1957	11	12	S. R. H.	Suspendido
Rio Presidio	Rio Presidio	25	Tepichana	23° 35' 00"	106° 07' 00"	3981	14810	0.372	26 Sep 1965	1955-1987	11	12	S. R. H.	Suspendido

Tabla 4.2 Gastos máximos instantáneos en la región hidrológica Núm. 11

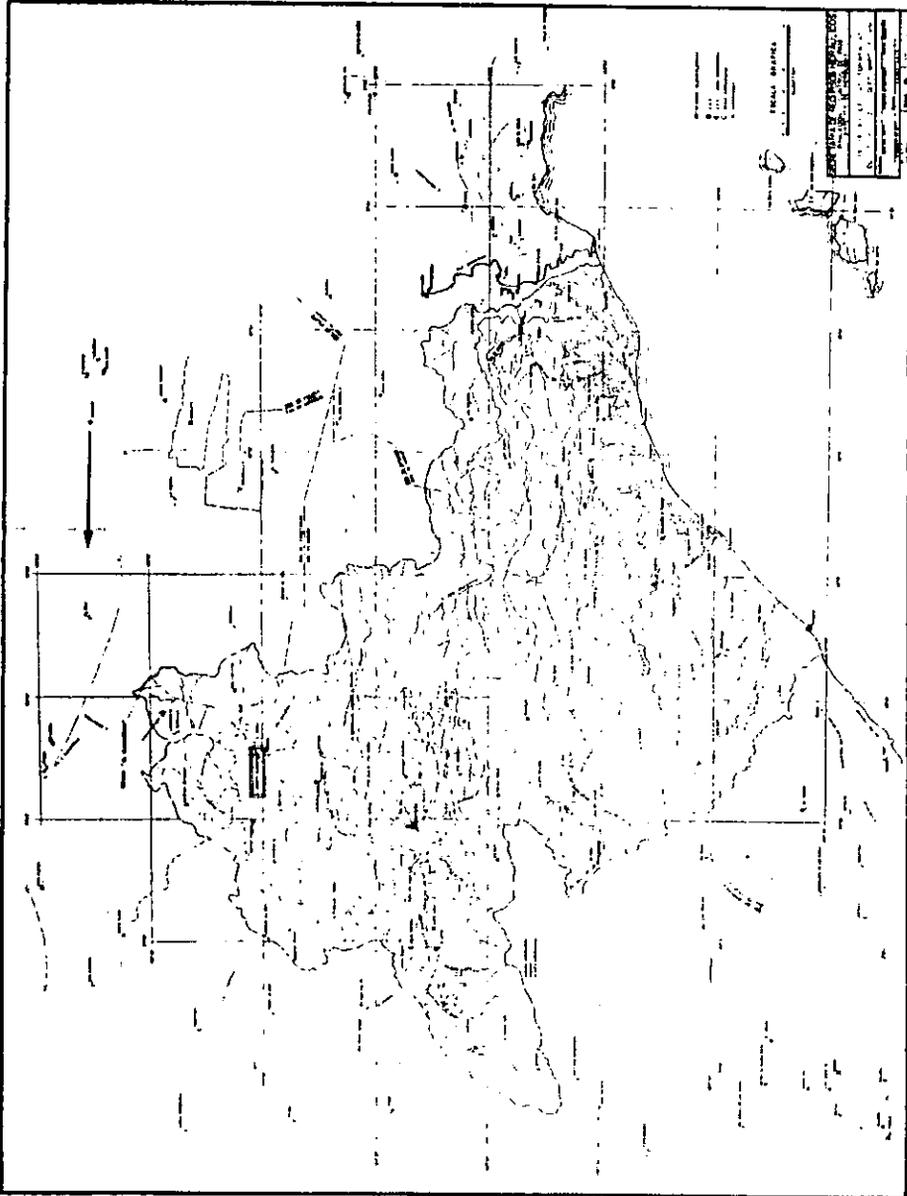


figura 4.2 Plano de isoyetas de la región hidrológica Núm. 11

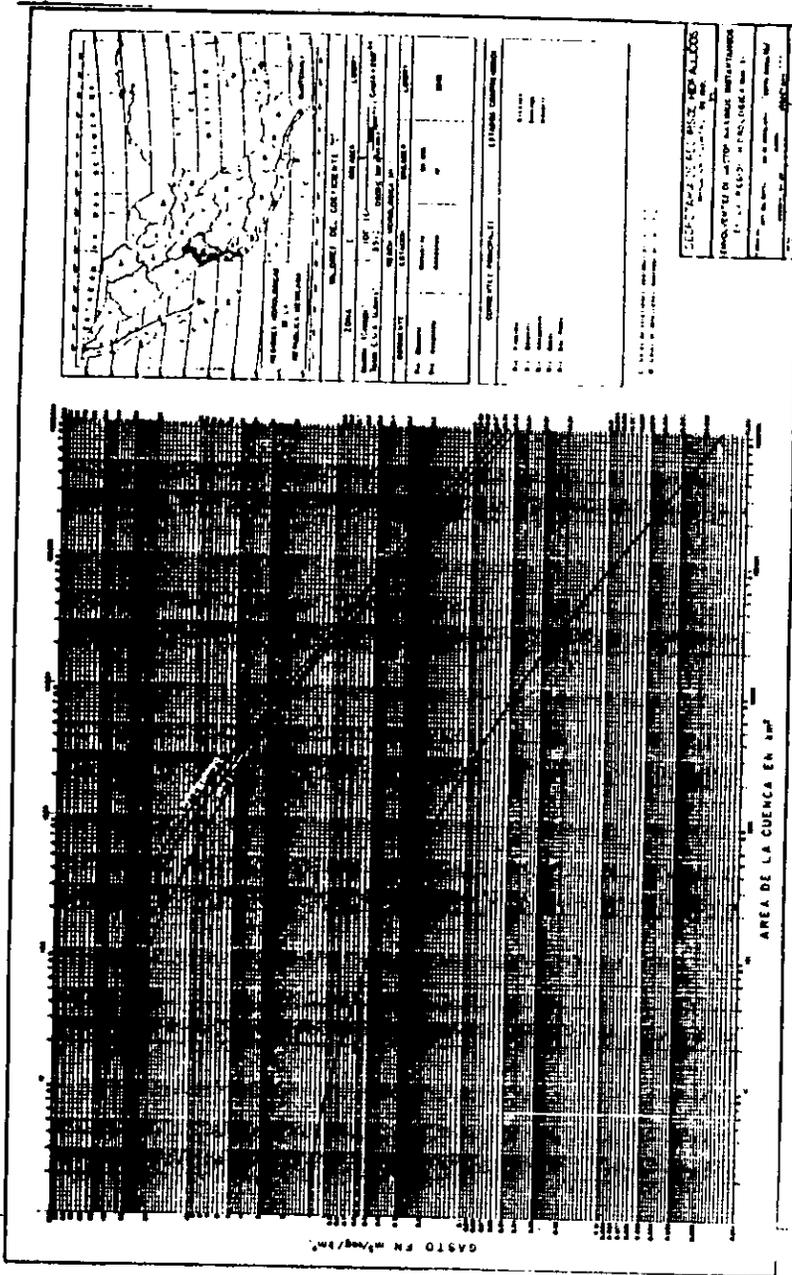


figura 4.3 Envoltentes de gastos máximos instantáneos en la región hidrológica Núm. 11



## 4.4 MÉTODO DE LA SECCIÓN Y LA PENDIENTE.

Este método es muy práctico por su facilidad de utilización, así como por la obtención de datos y por otra parte, los resultados obtenidos han sido satisfactorios. La aplicación de este método requiere de trabajos que se pueden efectuar directamente en el campo y otros que se realizan en el gabinete.

### 4.4.1 Trabajos de campo.

Es recomendable que el reconocimiento de la corriente se haga lo más pronto posible, después de haber ocurrido una creciente, con el fin de reconocer fácilmente las huellas del nivel máximo alcanzado para la avenida. Cuando esto no sea posible, la persona encargada de inspeccionar el cauce, deberá pedir información a los vecinos de la región para recabar el dato de las huellas máximas de la creciente.

El tramo que se elija deberá tener las siguientes condiciones.

- 1.- Debe ser tan recto y uniforme como sea posible.
- 2.- No debe ser muy largo, ya que las condiciones de uniformidad, generalmente no se mantienen cuando la longitud aumenta; sin embargo, esta debe ser tal, que permita hacer una determinación satisfactoria de la pendiente. Comúnmente basta con que el tramo tenga una longitud no menor de seis veces el ancho del cauce.
- 3.- La sección a lo largo del cauce, así como la pendiente deben ser uniformes. Se evitara elegir tramos en los que el área de la sección vaya aumentando hacia aguas abajo o en los que existan bolsas, rápidas, contrapendientes. Se desecharan los tramos de cauce donde haya habido desbordamientos.



4.- Las márgenes deben estar libres de arboles, construcciones y en general de toda clase de obstáculos.

5.- El lecho y las márgenes deben ser estables y no estar sujetos a efectos de erosión o depósitos durante la creciente.

6.- Las huellas de aguas máximas que quedan después del paso de la avenida deben ser abundantes y precisas.

7.- Si es posible, se elegirá un tramo de cauce cercano a un lugar habitado a fin de que haya personas que puedan proporcionar una amplia información del fenómeno.

Una vez elegido el tramo más adecuado para hacer la estimación, se procederá a hacer una inspección del cauce a fin de marcar en ambas márgenes, por medio de estacas, la línea de aguas máximas definidas que dejó el paso de la avenida. Como la precisión en la estimación dependerá en gran parte del cuidado con que se haga el levantamiento topográfico y del cauce de la información recabada, los trabajos de campo deben ser efectuados lo más pronto posible después del paso de la avenida.

El levantamiento topográfico consistirá en:

#### **Establecimiento de los puntos de control.**

Una vez elegido el tramo de cauce adecuado y definido por medio de estacas la línea de aguas máximas en ambas márgenes, se procederá a establecer los puntos de control o apoyo por medio de una poligonal abierta, corrida con tránsito y cinta de acero por una de las márgenes, cuidando que quede localizada arriba del nivel de aguas máximas y aproximadamente paralela al eje de la corriente.



Esta poligonal de apoyo deberá tener la longitud del tramo elegido que, nunca será menor de seis veces el ancho del cauce, y se dividirá en diez partes iguales, limitada por once monumentos de concreto, que se nivelaran con nivel montado, grabado, además de su elevación, el correspondiente metraje, que generalmente va aumentando hacia aguas abajo. De preferencia se referirán todos los monumentos al nivel del mar.

#### **Levantamiento de las secciones transversales.**

Apoyándose en cada uno de los once puntos de control establecidos con anterioridad, se levantarán con nivel montado, once secciones transversales normales al eje de la corriente, que deberán abarcar niveles superiores al de aguas máximas. Al levantar con estas secciones, se deberán tomar los niveles correspondientes a las aguas máximas y a las aguas normales en cada uno de los márgenes, cada una de estas secciones se denominara con el metraje del monumento de apoyo.

#### **Levantamiento de las huellas de aguas máximas.**

Se llevará una poligonal por cada margen, siguiendo todas las huellas de aguas máximas que haya dejado la avenida en ambas márgenes, previamente marcados con estacas, coincidan o no con las secciones. Estas poligonales se ligan con la poligonal de apoyo y se denominaran: poligonal de la margen derecha y poligonal de la margen izquierda, según le corresponda. Todos los puntos estacados, correspondientes a estas huellas, se nivelaran con nivel montado.

#### **Inspección del cauce para fijar los coeficientes de rugosidad.**

Mediante una inspección minuciosa del cauce, se fijara el valor del coeficiente de rugosidad, necesario para el cálculo de la velocidad media correspondiente a la cresta de la creciente. Como en la mayoría de los casos es difícil fijar un valor medio al coeficiente de



rugosidad, no solamente para todo el tramo, si no también para cada sección, es conveniente fijar diferentes valores de dicho coeficiente a lo largo de cada sección, dividiendo esta en áreas parciales limitadas de acuerdo con los cambios de dicho coeficiente.

Es necesario, además tomar una serie de notas cuidadosas relativas a las características del lecho y márgenes de la corriente, así como cualquier otra observación que se estime necesaria para la mejor interpretación de los datos obtenidos.

### **Dibujos y preparación de los planos.**

Para la formación de los planos correspondientes al levantamiento, se deben tomar en cuenta las siguientes indicaciones:

Todos los datos obtenidos en el campo se dibujaran sobre una hoja de papel, adoptando uno de los tamaños tipos usuales.

En cada caso deberán aparecer los siguientes datos:

En una esquina de la hoja se dibujara, a una escala reducida, un croquis de localización del sitio donde se hizo la determinación.

Se dibujara a una escala adecuada, una planta del tramo de la corriente estudiada, debiendo aparecer en ella, además de la poligonal de apoyo, las poligonales de la margen derecha e izquierda y las líneas correspondientes a las secciones transversales.

Abajo de la planta se dibujara un perfil, donde aparezcan las huellas en cada una de las márgenes, cuidando de marcar claramente las que correspondan a cada una de dichas márgenes, así como el perfil de fondo del cauce, obtenido de las secciones transversales.



El origen de la escala horizontal será la sección cero y la escala vertical deberá comprender desde algo arriba de aguas máximas en la sección de aguas arriba, hasta un poco abajo del fondo del cauce en la sección de aguas abajo.

Se dibujaran las once secciones transversales a una misma escala vertical y horizontal, indicando en cada una de ellas los niveles alcanzados por las aguas. Se limitaran, por medio de líneas verticales, las áreas afectadas por los diferentes valores del coeficiente de rugosidad, indicando el valor adoptado para este en cada caso.

Se cuidara de no omitir ninguno de los datos indispensables para la identificación del plano: nombre de la corriente, lugar donde se hizo la determinación, fecha en que ocurrió la creciente, etc., además de todos los datos complementarios que se estimen de interés para la determinación del gasto máximo escurrido.

#### 4.4.2 Trabajos de gabinete.

Debe tenerse en cuenta que la estimación de cada avenida es un problema hidráulico distinto, requiriéndose para su resolución no solamente un conocimiento completo de los principios en que se apoya, sino también criterio en la selección de un sitio adecuado y los métodos que van a usarse. Un análisis cuidadoso de los diferentes elementos que intervienen, dará generalmente resultados satisfactorios, aun donde las condiciones puedan, a primera vista, parecer desfavorables.

La fórmula generalmente utilizada para hacer la determinación de la velocidad media, es la fórmula de Manning que es la siguiente:

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



En la cual:

V = Velocidad media de la corriente.

n = Coeficiente de rugosidad.

R = Radio hidráulico de la sección, expresado en metros que es igual al cociente de dividir el área de la sección (A), entre el perímetro mojado (P).

S = Pendiente hidráulica, que es aproximadamente, el cociente que resulta de dividir la diferencia de nivel existente entre las distancias que los separan. Rigurosamente debe ser la pendiente del gradiente de la energía, y es un número abstracto que no tiene unidades.

Una vez obtenida la velocidad media, se está en la posibilidad de conocer el gasto que pasa por la sección, utilizando la fórmula de continuidad:

$$Q = V \cdot A$$

Para hacer la estimación se trabaja con cada una de las secciones por separado, determinando los valores de: área, coeficientes de rugosidad, radios hidráulicas y la pendiente general en todo el tramo.

Las áreas se determinarán limitando la parte superior de cada una de las secciones transversales por medio de una línea horizontal, cuya elevación se fijará de acuerdo con la altura de las líneas de aguas máximas, trazada en el perfil donde aparecen las huellas. Cada sección se dividirá en varias secciones parciales, limitadas de acuerdo con las variantes del coeficiente de rugosidad.

El valor del coeficiente de rugosidad, aplicable a cada una de las secciones se obtiene multiplicando las áreas parciales en que se considera dividida cada sección, por los valores de aquel coeficiente que la afecta; después se suman estos productos y finalmente



la suma se divide entre el área total, con lo que se obtiene el valor de dicho coeficiente aplicable para toda la sección. De ser posible conviene contar con algunos aforos hechos con molinete dentro del tramo elegido y que servirán para adoptar un valor del coeficiente de rugosidad más apegado a la realidad.

El radio hidráulico de cada sección transversal se obtiene dividiendo el área total de la misma entre su perímetro mojado, ya que no es correcto hacerlo por fracciones.

La línea de la pendiente del agua se obtiene del perfil donde se han situado en elevación y distancia las huellas de aguas máximas dejadas en ambos márgenes por el paso de la creciente, trazando la línea media de ellas. La pendiente hidráulica media es, aproximadamente, el cociente de dividir la diferencia de elevaciones de los puntos extremos del tramo elegido, entre la distancia que los separa.

Si el tramo no es lo suficientemente uniforme y la velocidad media no permanece constante a lo largo de dicho tramo, la pendiente hidráulica no coincidirá con la pendiente del gradiente de energía y en estas condiciones este último valor es el que debe utilizarse para "S" en la fórmula de Manning.

Por lo tanto, siempre que exista una diferencia apreciable entre las áreas de las secciones transversales comprendidas dentro del tramo elegido para la estimación, la pendiente hidráulica media debe modificarse debido a los cambios en la carga de velocidad, para obtener la del gradiente de energía que debe aplicarse como valor de "S". Puesto que la velocidad varía inversamente al área de la sección transversal y la carga de velocidad varía directamente con el cuadro de la velocidad, pueden utilizarse las siguientes fórmulas para determinar el valor de "S".

$$S_e = S_m + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2gL} \dots\dots\dots 1$$



$$Se = Sm + \frac{V_2^2 - V_1^2}{2gL} \dots\dots\dots 2$$

En donde:

Se = pendiente del gradiente de energía.

Sm = Pendiente media de la superficie del agua.

V<sub>1</sub> = Velocidad media en la sección de aguas arriba.

V<sub>2</sub> = Velocidad media en la sección de aguas abajo.

L = Longitud del tramo.

g = Aceleración de la gravedad (9.81m / s<sup>2</sup>)

Si V<sub>1</sub> es mayor que V<sub>2</sub>, debe utilizarse la fórmula 1; si V<sub>2</sub> es mayor que V<sub>1</sub>, se utilizara la fórmula 2. Si la velocidad en una sección situada aguas abajo es menor que en una sección situada aguas arriba y hay una transformación de energía cinética en energía potencial, es usual suponer la recuperación como un 50% de la recuperación teórica.

De los dos factores por determinar en la formula de Manning, la pendiente "S" y el radio hidráulico "R", el primero es el que requiere mayor precisión en su estimación.

Con los diferentes valores obtenidos para el gasto en cada una de las secciones, se hace una serie de estimaciones, desechando los valores que difieran más de un 10% con el promedio de ellos y adoptando el promedio de los valores aceptados.

**Ejemplo de cálculo de una avenida por el método de la sección y la pendiente.**

A continuación Se ilustra un ejemplo de cálculo para poder determinar una avenida por el método de la sección y la pendiente.

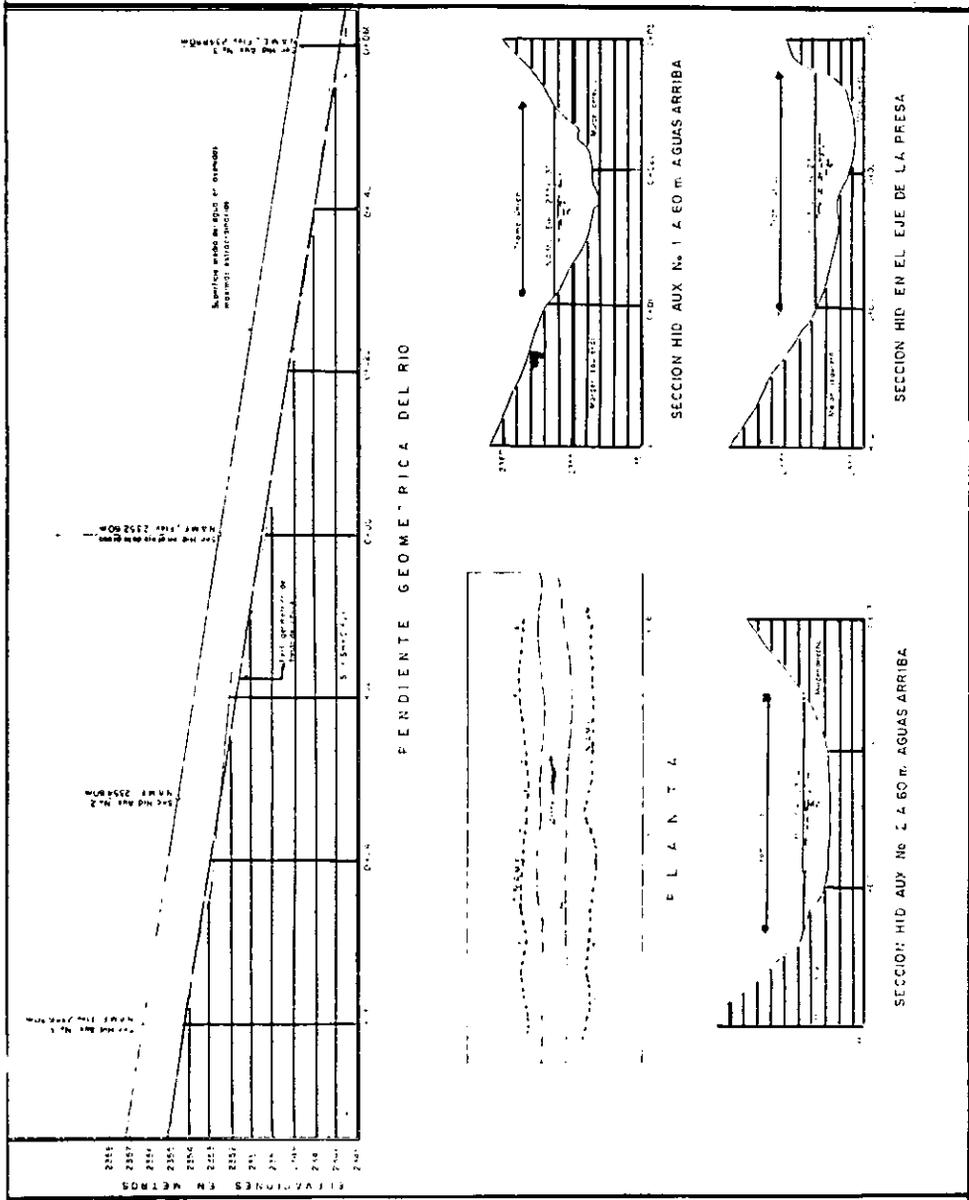
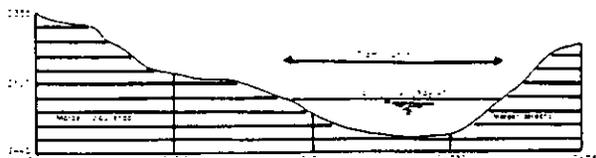


figura 4.4 Cálculo de una avenida por el método de la sección y la pendiente



SECCIÓN HID. AUX. No. 3 A 60 m. AGUAS ABAJO

RESUMEN DE CALCULOS									
Tramo	Área m <sup>2</sup>	Perímetro p.m	Radio hidráulico	Pendiente s	Coef. rug. n	r <sup>2/3</sup>	S <sup>1/2</sup>	Velocidad V	Gasto parcial m <sup>3</sup> /s
SECCIÓN HID. AUX. No. 1 A 60 m. AGUAS ARRIBA DEL EJE									
Unico	27	14	1.93	0.0626	0.05	1.55	0.25	7.75	209
SECCIÓN HID. AUX. No. 2 A 32.50 m. AGUAS ARRIBA DEL EJE									
Unico	26	18.4	1.38	0.0626	0.05	1.239	0.25	6.2	201
SECCIÓN HID. SOBRE EL EJE DE LA PRESA									
Unico	31	19.7	1.57	0.0626	0.05	1.351	0.25	6.75	209
SECCIÓN HID. AUX. No. 3 A 60 m. AGUAS ABAJO DEL EJE									
Unico	29	17.3	1.68	0.0626	0.05	1.413	0.25	7.06	205
GASTO PROMEDIO 208 m <sup>3</sup> /s.									

Por la más o menos regularidad de la sección se considero un sólo tramo. debido a las condiciones del cauce, la pendiente media se considero paralela a la pendiente geométrica media, del fondo del cauce.



#### 4.5. MÉTODO RACIONAL AMERICANO.

Este método consiste en la determinación de una ecuación en la que interviene la intensidad de la lluvia, además de algunos parámetros de la cuenca. La ecuación es:

$$Q = 0.028 C \cdot i \cdot A$$

Donde:

Q = gasto máximo instantáneo,  $m^3 / seg.$

0.28 = constante numérica resultante de las unidades en que se expresen las demás variables, adimensional.

C = coeficiente de acuerdo a las condiciones de permeabilidad de la cuenca, adimensional

i = intensidad de la lluvia para un periodo de retorno dado,  $cm/hr.$

A = área de la cuenca, ha.

##### 4.5.1 Procedimiento de aplicación

La determinación de los factores que intervienen en la cuenca, para su aplicación en la ecuación anterior, se detalla en los siguientes pasos:

→ Área de la cuenca. Se determina el área de la cuenca en hectáreas, con los métodos aplicados en los estudios topográficos.

→ Coeficiente C. el valor de C se obtiene haciendo uso de la tabla 4.3, que está elaborado en función del tipo de suelo y del tipo de cubierta vegetal de la cuenca.



TIPO DE SUELO	TIPO DE CUBIERTA DE LA CUENCA		
	Cultivada	Pastos	Bosque
Suelos con capacidad de infiltración por arriba del promedio. En general, suelos arenosos o gravosos	0.20	0.15	0.10
Suelos con capacidad promedio de infiltración, suelos margosos (lamas), sin lentes de arcilla, barro y suelos similares.	0.40	0.35	0.30
Suelos con capacidad de infiltración por debajo del promedio. Suelos arcillosos pesados o suelos con lentes de arcilla cerca de la superficie, suelos delgados o superficiales sobre roca impermeable	0.50	0.45	0.40

**TABLA 4.3** Valores de C para utilizarse en la fórmula del método racional (Según datos del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos)

Cuando se tengan varios tipos de suelos, se obtiene para cada uno de ellos un coeficiente parcial, de acuerdo a los porcentajes de las áreas de cubierta vegetal aplicando la fórmula:

$$C' = \%AV_1 C_1 + \%AV_2 C_2 + \dots + \%AV_n C_n$$

donde:

$C'$  = coeficiente parcial de acuerdo a cubierta vegetal, adimensional.

$\%AV_1, \%AV_2, \%AV_n$  = porcentaje de área de cubierta vegetal.

$C_1, C_2$  y  $C_n$  = coeficientes correspondientes que se obtienen de la tabla 4.3., adimensional.

Posteriormente los coeficientes parciales se ponderan con los porcentajes de área de cada tipo de suelo, como se indica en la fórmula siguiente:

$$C = \%S_1 C'_1 + \%S_2 C'_2 + \dots + \%S_n C'_n$$



donde:

C = coeficiente adimensional

%S<sub>1</sub>, %S<sub>2</sub> y %S<sub>n</sub> = porcentajes de área correspondiente a cada tipo de suelo.

C', C", y C<sup>n</sup> = coeficientes parciales, adimensional

#### 4.5.2 Obtención de la Intensidad de lluvia

Tiempo de concentración. Se determina el tiempo de concentración por medio de la fórmula de Kirpich:

$$T_c = \frac{0.02 L^{1.15}}{H^{0.385}}$$

donde:

T<sub>c</sub> = tiempo de concentración, minutos.

L = Longitud del arroyo principal que recorre el arrollo en la cuenca, m.

H = diferencia de nivel del arroyo principal entre el punto más lejano y la boquilla.

Los valores de L y H se obtienen del levantamiento del área de la cuenca o de una carta topográfica.

#### 4.5.3 Elección del periodo de retorno.

Para elegir el período de retorno, se aplica el criterio siguiente:

- Si aguas abajo de la obra se encuentran terrenos agrícolas valiosas, poblados o vidas que se puedan poner en peligro con el colapso de la obra, se utiliza la curva de 100 años de período de retorno.
- En caso contrario al anterior, se utiliza la curva para 50 años de período de retorno.



### Utilización de las gráficas de intensidad - duración - frecuencia.

Para determinar la intensidad de la lluvia se recurre a las gráficas intensidad - duración - frecuencia.

Con el tiempo de concentración se entra en el eje de las abscisas de las gráficas de intensidad duración frecuencia, se traza una línea vertical hasta cortar a la curva correspondiente al período de retorno seleccionado; en el punto de intersección se traza una horizontal que en el eje de las ordenadas indica la intensidad de la lluvia. En la figura 4.6. a g., se ilustran gráficas de intensidad duración frecuencia para algunas estaciones del país.

En la figura 4.5 se indica el tipo de curvas de intensidad - duración - frecuencia y la forma en que se utilizan para obtener el valor de la intensidad de la lluvia.

Obtención del gasto máximo de la avenida de diseño. Una vez que se han obtenido todos los datos necesarios se aplica la fórmula con la cual se obtiene el pico o gasto máximo de la avenida de diseño.

#### Ejemplo

datos:

Área de la cuenca = 9.5 km<sup>2</sup>.

Longitud máxima del arroyo principal, L = 5270 m.

Diferencia de nivel del arrollo principal, H = 25 m.

Suelos de la cuenca:

Arenosos 60%

medios 40%



Cobertura vegetal de la cuenca:

pastos 85%

Terreno cultivado 15%

Area de la cuenca

Se debe expresar en hectáreas:

$$A_b = 100 \times 9.5 = 950 \text{ ha}$$

Cálculo del coeficiente .

Aplicando la fórmula y utilizando la tabla 4.3 se obtiene , se tiene:

$$C^* = \%AV_1 C_1 + \%AV_2 C_2 = (0.85)(0.15) + (0.15)(0.20) = 0.16$$

$$C^{**} = \%AV_1 C_1 + \%AV_2 C_2 = (0.85)(0.35) + (0.15)(0.40) = 0.36$$

Aplicando la fórmula:

$$C = \%S_1 C^* + \%S_2 C^{**} = (0.60)(0.16) + (0.40)(0.36) = 0.24$$

Obtención de la intensidad de lluvia

Utilizando la fórmula de tiempo de concentración se obtiene:

$$T_c = \frac{0.02 L^{1.15}}{H^{0.385}} = \frac{0.02(25)^{1.15}}{5270^{0.385}} = 110 \text{ minutos}$$

Empleando la gráfica de intensidad - duración - frecuencia de la estación Núm. 1 Cd, Delicias, Chihuahua, figura 4.5., entrando con 110 minutos para un periodo de retorno  $T_r$  de 100 años se obtiene una intensidad de lluvia y de 4.2 cm/hr.

Obtención del gasto máximo de la avenida de diseño. Este se calcula con la fórmula:

$$Q = 0.028C i A$$



Sustituyendo valores:

$$Q = 0.028 \times 0.24 \times 4.2 \times 950 = 26.81 \quad \text{m}^3 / \text{seg}.$$

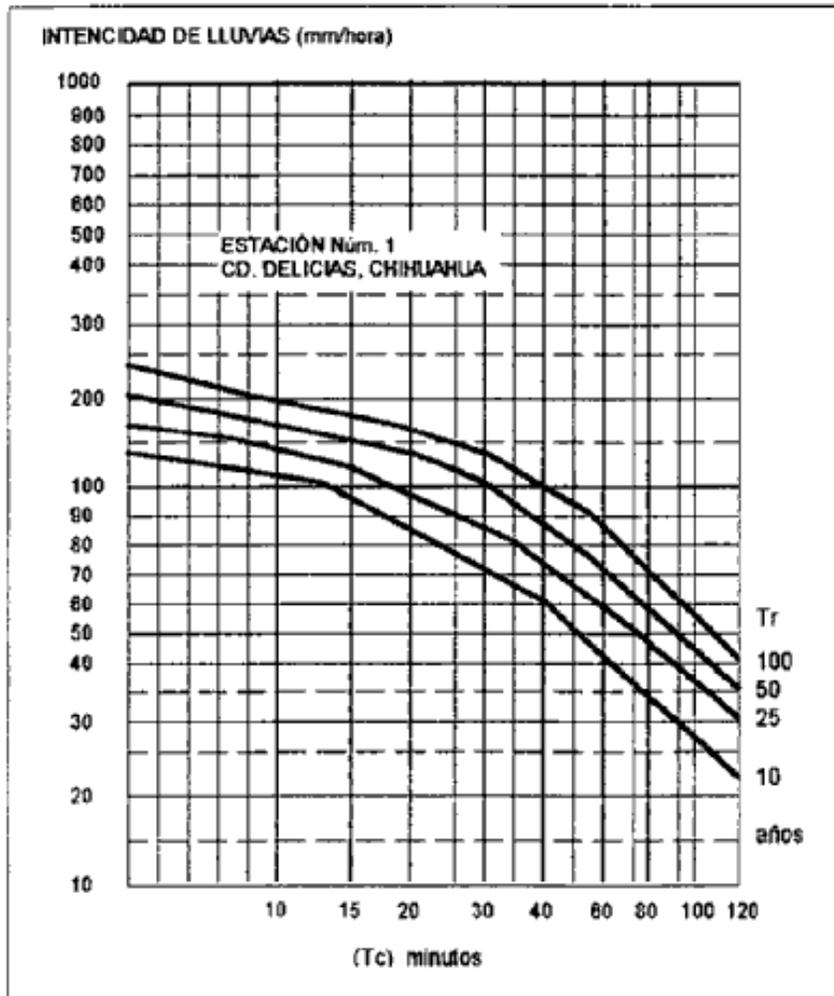


figura 4.5 Curvas de intensidad-duración-frecuencia

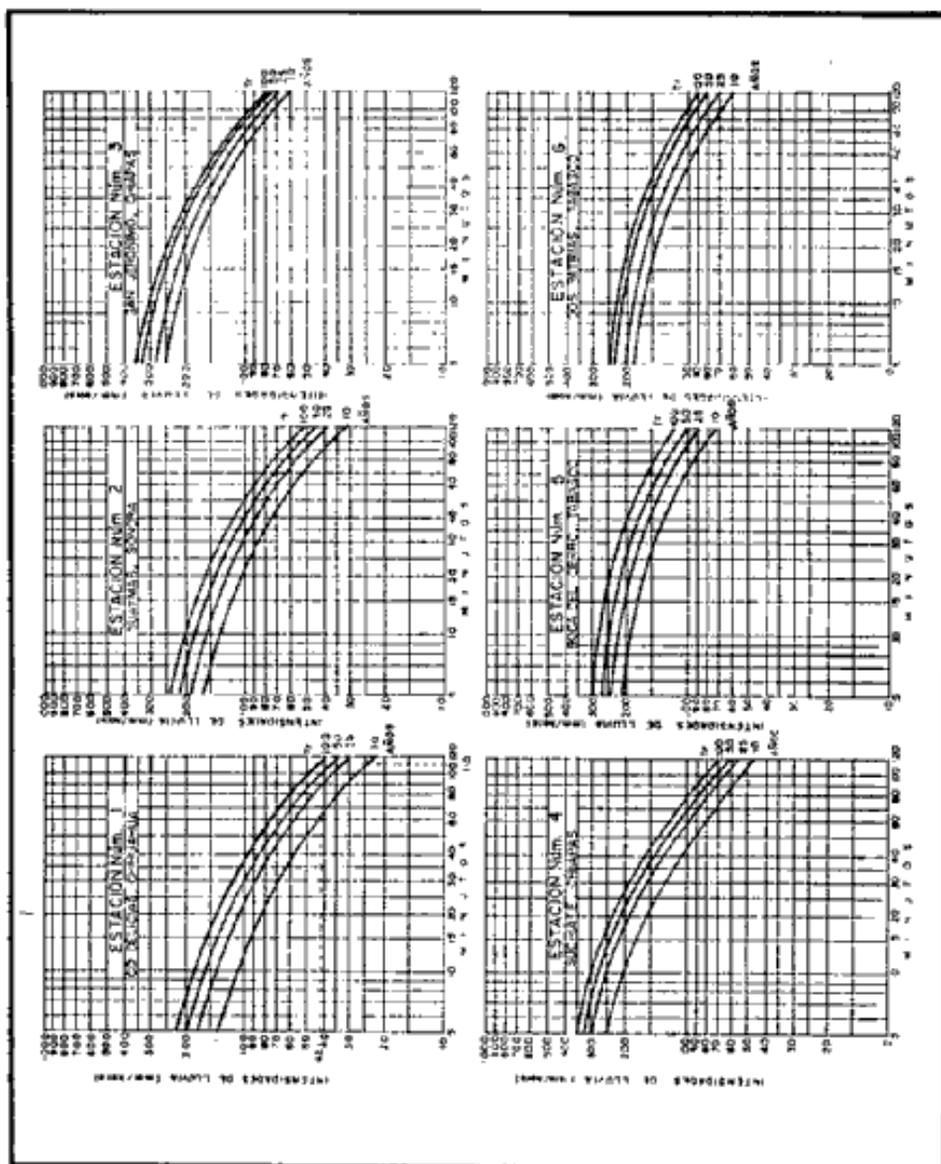


figura 5.6 a Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

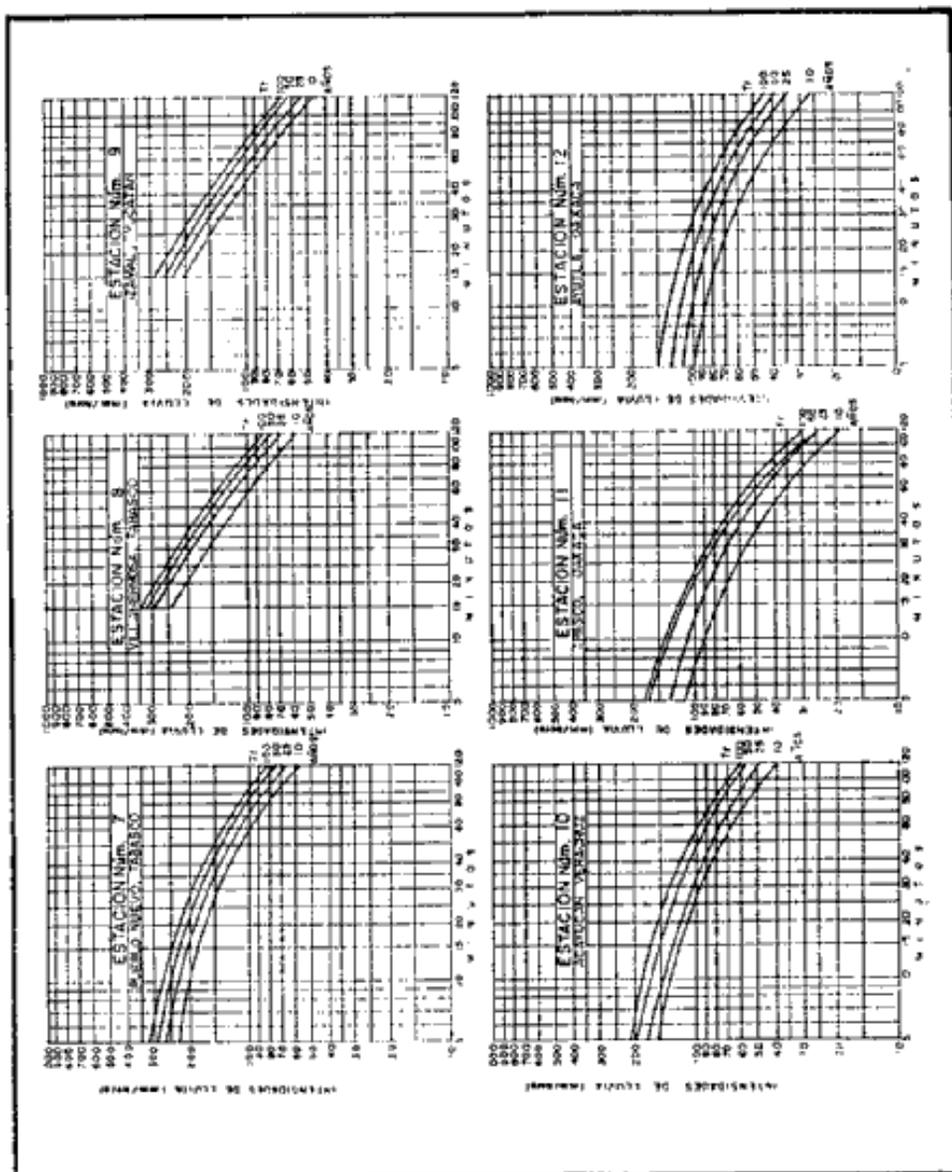


figura 5.6 b Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

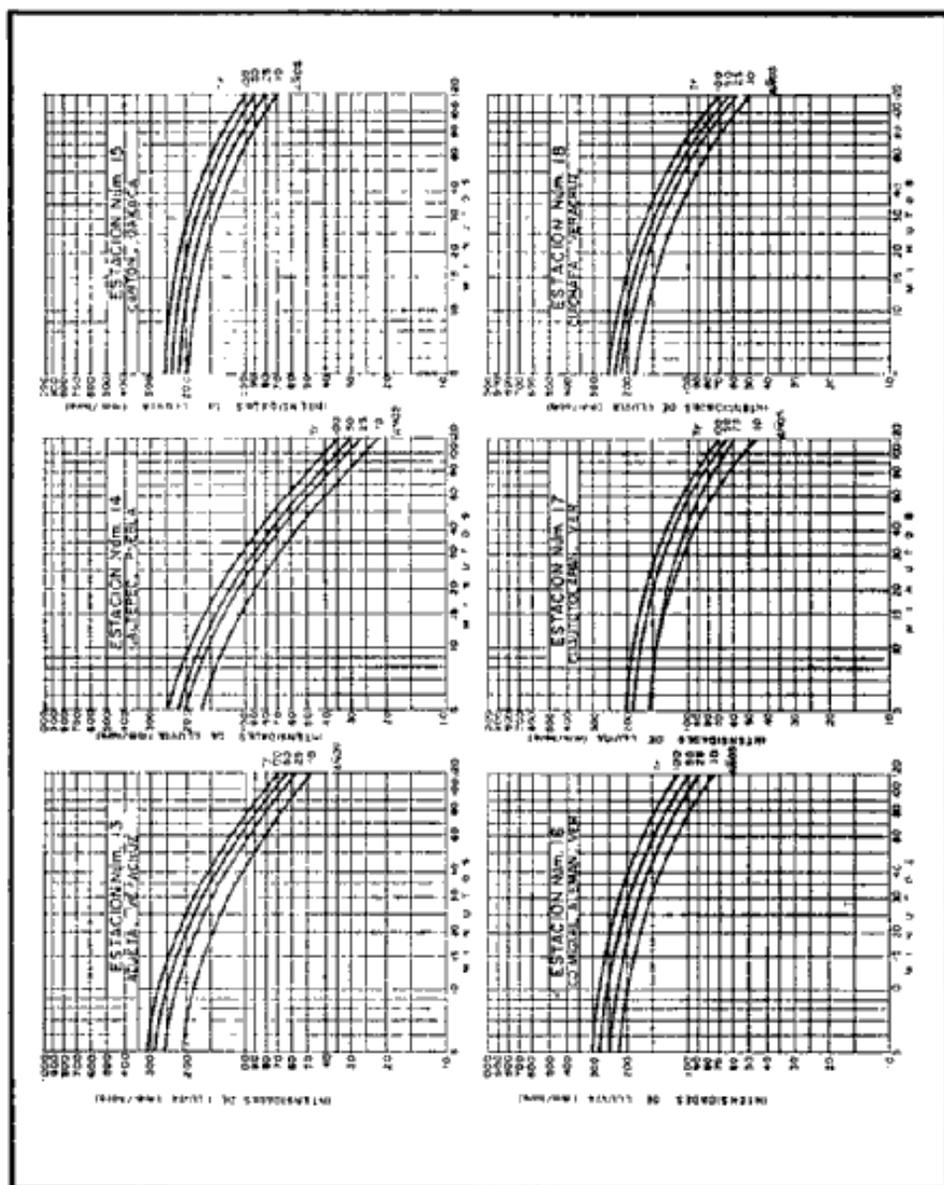


figura 5.6 c Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

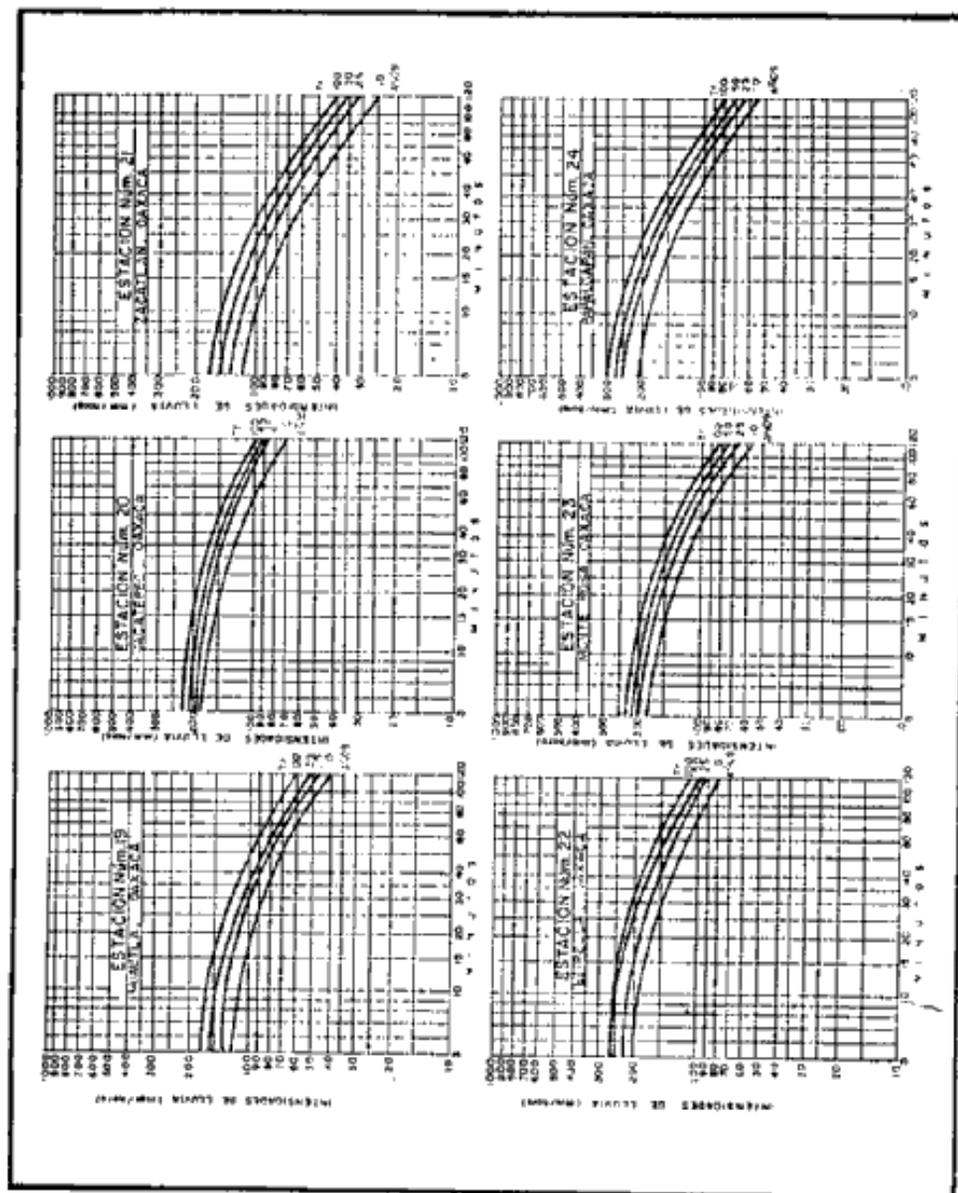


figura 5.6 d Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

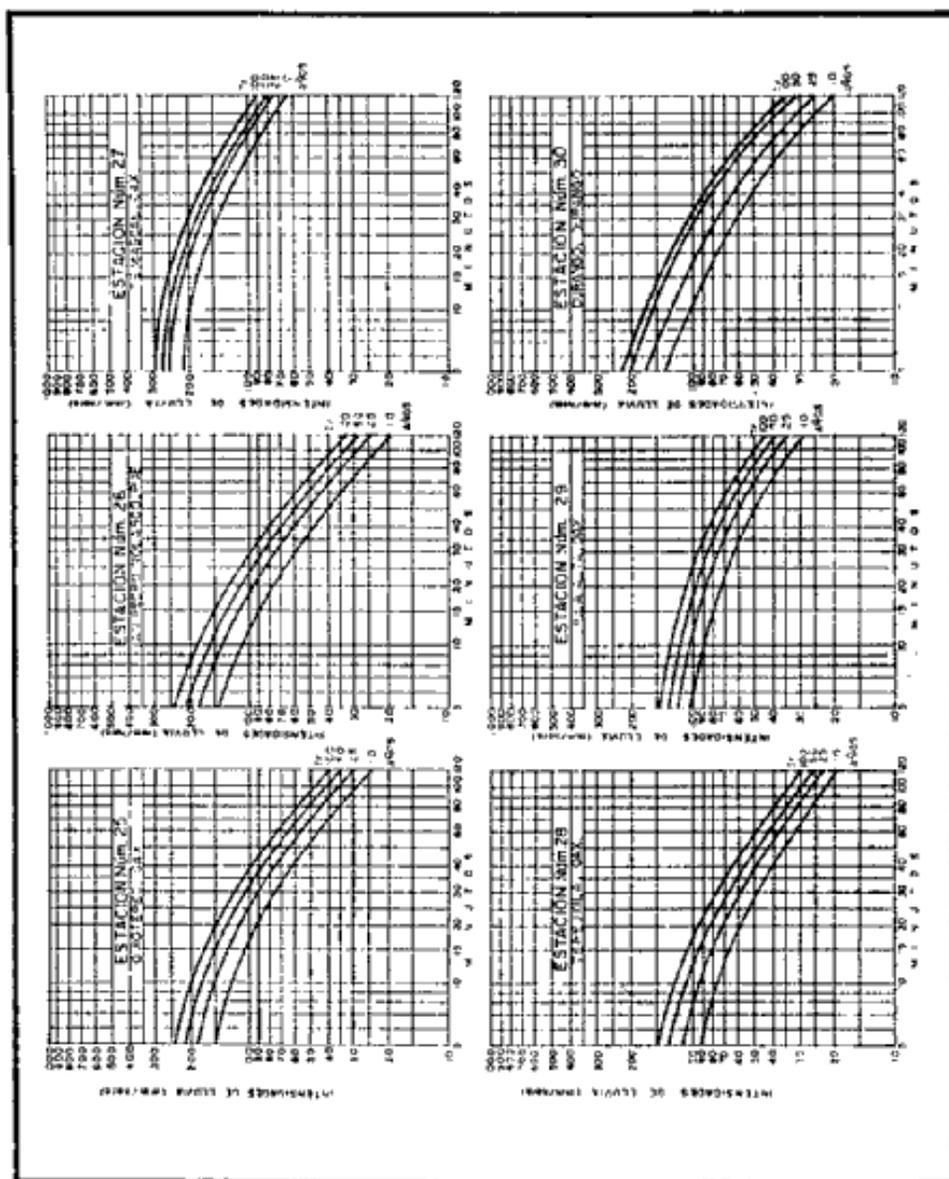


figura 5.6 e Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

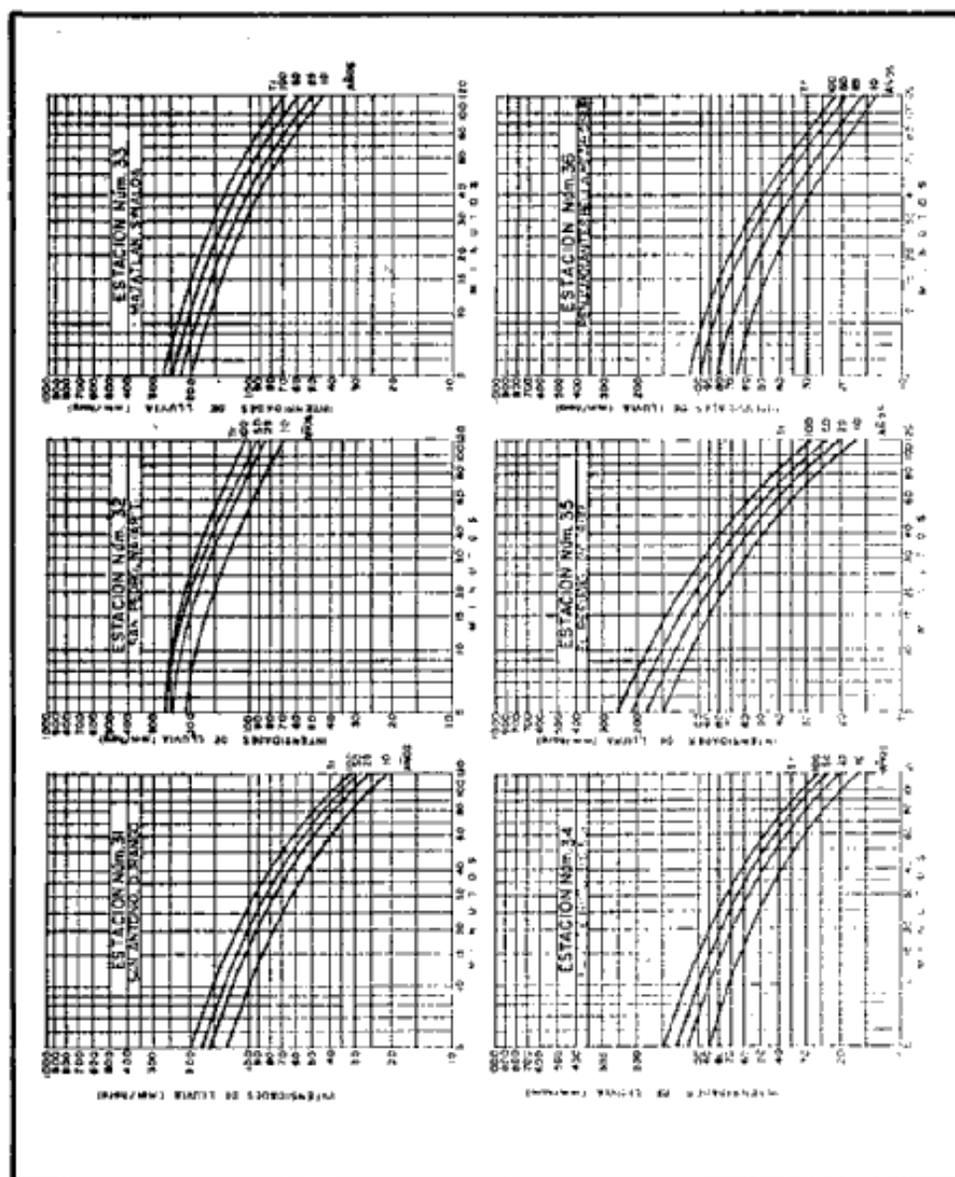


figura 5.6 f Gráficas de intensidad - duración - frecuencia

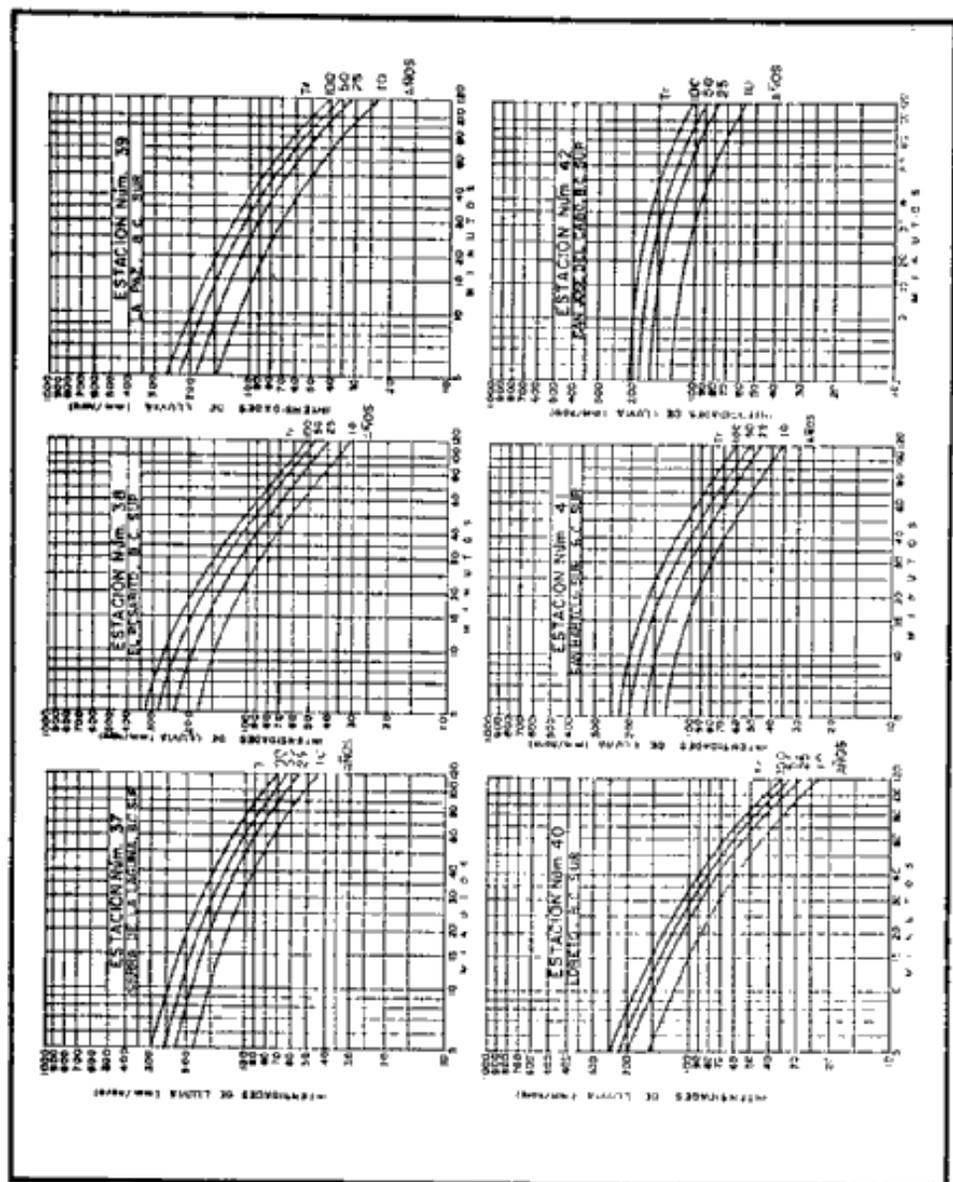


Figura 5.6.g Gráficas de intensidad - duración - frecuencia



#### 4.6 GASTO MÁXIMO DEL PROYECTO Y CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DEL VERTEDOR, (EN EL VASO DE UN PEQUEÑO ALMACENAMIENTO)

El gasto máximo que se selecciona para el proyecto será el más conservador entre los gastos obtenidos por el método de las curvas envolventes (gasto máximo regional) y el gasto máximo de la avenida observada determinado por el método de sección y pendiente. Este gasto se considera para el caso de los pequeños almacenamientos que no sea mayor de  $250 \text{ m}^3/\text{s}$ ., pues de otra forma requieren un estudio especial por ser una estructura más importante.

Otro factor importante es la forma de ocurrir los escurrimientos al presentarse la avenida que nos da además del gasto máximo, la duración del fenómeno y el volumen aportado (el hidrograma de la avenida máxima probable).

De los datos con que se puede contar el más aproximado es correspondiente al gasto máximo, pudiéndose tener cierta incertidumbre en lo que se refiere al tiempo de duración de la avenida, por lo que se ha establecido para el cálculo de las características hidráulicas del vertedor el procedimiento siguiente:

- 1º.- Seleccionar el gasto máximo de la avenida de acuerdo a la comparación de los valores de gasto máximo de la avenida regional y gasto máximo de la avenida observada.
- 2º.- Cuando la cortina no sea de tipo rígido, por seguridad se incrementa en un treinta por ciento el valor seleccionado para encontrar la avenida de diseño.
- 3º.- Se construye el hidrograma de la avenida tomando un tiempo de duración de la misma en base a hidrogramas de avenidas registradas o de fórmulas empíricas.



4°.- Se realiza el estudio de regularización de la avenida de diseño al transitar por el vaso, seleccionando una longitud de cresta adecuada al gasto máximo de la misma.

$10 \leq Q_{\text{Diseño}} \leq 100$	$0.30 \leq H \leq 1.00$	$30 \text{ m} \leq L \leq 50 \text{ m}$
$100 \leq Q_{\text{Diseño}} \leq 200$	$1.00 \leq H \leq 1.50$	$50 \text{ m} \leq L \leq 55 \text{ m}$
$200 \leq Q_{\text{Diseño}} \leq 325$	$1.50 \leq H \leq 2.00$	$L \geq 55 \text{ m}.$

5°.- Se revisa la elevación de la cortina y la longitud de cresta del vertedor propuesto, de tal manera que se cumplan las siguientes condiciones:

Elevación del nivel de embalse = m	Elevación del nivel de embalse = m
Carga H para la avenida de diseño regularizada para L = m., H	Carga H <sub>1</sub> para la avenida máxima seleccionada sin incrementar para L = m. H = m.
Bordo libre = 1.00	Bordo libre = 0.60
Elevación de la corona = m.	Elevación de la corona = m

En caso de que no se cumpla la igualdad de las elevaciones de la corona resultante, se efectuara otro calculo aumentando o disminuyendo la longitud de cresta vertedora según el caso.

### Ejemplo:

1.- Se supone un Q máximo seleccionado =  $250 \text{ m}^3 / \text{s}.$

2.- Gasto incrementado Q de diseño =  $325 \text{ m}^3 / \text{s}.$

3.- L = 55 m; C = 2: gasto regularizado =  $200 \text{ m}^3 / \text{s}.$

$$\text{Carga } H = \left( \frac{Q_{\text{max. sel.}}}{CL} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{250}{110} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.27^{\frac{2}{3}} = 1.72$$

$$4.- \text{Carga } H = \left( \frac{Q_{\text{reg}}}{CL} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{200}{110} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.818^{\frac{2}{3}} = 1.48$$



5.	Elev. Nivel de embalse = 100.00 m Carga; L = 50 m H = 1.48 m	Elev. Nivel de embalse = 100.00 m Carga; L = 50 m H = 1.72 m
----	--	--

Elevación de la corona = 102.48 m Elevación de la corona = 102.32 m.

6.- L = 50 m; C = 2 gasto regularizado = 180 m<sup>3</sup> / s.

$$\text{Carga } H = \left( \frac{Q_{\text{max. regul.}}}{CL} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{250}{100} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

$$\text{Carga } H = \left( \frac{Q_{\text{reg.}}}{CL} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{180}{100} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.8^{\frac{2}{3}} = 1.48$$

7.	Elev. Nivel de embalse = 100.00 m Carga; L = 50 m H = 1.48 m	Elev. Nivel de embalse = 100.00 m Carga; L = 50 m H = 1.85 m
----	--	--

Elevación de la corona = 102.48 m Elevación de la corona = 102.45 m.

Se definiría la elevación de la corona a la 102.50 y la longitud de cresta del vertedor de 50 m. de longitud.



# 5

## Curva tirantes - gastos, de la corriente

### 5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS ALMACENAMIENTOS.

Un vaso de almacenamiento sirve para regular los escurrimientos de un río, para almacenar el volumen de agua que corre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos.

El nivel de aguas mínimas de operación **NAMINO** es el nivel más bajo con el que puede operar la presa, cuando esta es para irrigación y otros usos, el **NAMINO** coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. El volumen muerto es el que queda abajo del **NAMINO** y es un volumen del que no se puede disponer.

El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa, el depósito de sedimentos de una presa no se produce en forma horizontal como en la figura, sino que se reparten a lo largo del embalse, acumulándose los más gruesos al principio y los más finos cerca de la cortina.

Los principales componentes de un vaso de almacenamiento se muestran en la figura siguiente (figura 5.1).

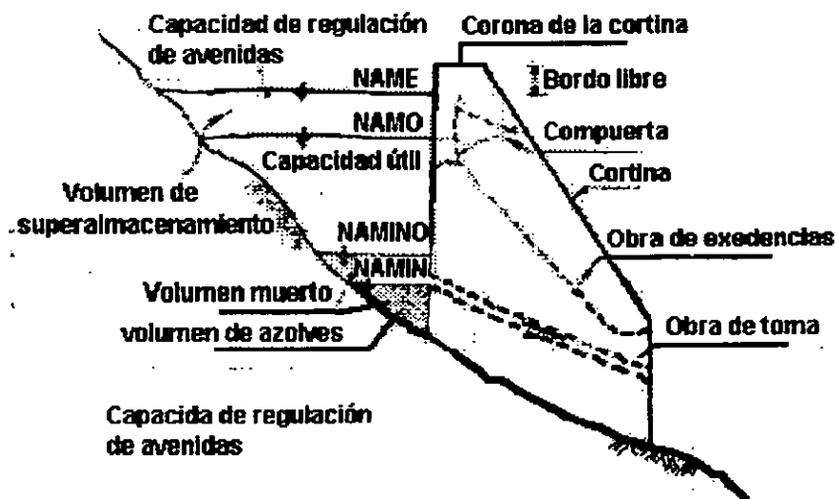


FIGURA 5.1 PRINCIPALES COMPONENTES DE UN VASO

La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO y el nivel de aguas máximas ordinarias NAMO. El NAMO es el máximo nivel con el que puede operar la presa para satisfacer las demandas; cuando el vertedor de exedencias no es controlado por compuertas (como en el caso de una presa derivadora), el NAMO coincide con su cresta o punto más alto del vertedor, en el caso de que la descarga por vertedor este controlado, el NAMO puede estar por encima de la cresta o incluso puede cambiar a lo largo del año.

El volumen de almacenamiento entre el NAMO y el NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso esta cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la



cortina se llama bordo libre y contiene el oleaje y la marea producida por el viento, así como compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos.

Existen cuatro volúmenes principales en toda presa que es necesario determinar para diseñar el vaso; el volumen de azolves, el volumen muerto, el volumen útil y el volumen de superalmacenamiento.

## **5.2 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN ÚTIL Y DEL NAMO.**

Los datos necesarios para el diseño de un vaso de almacenamiento son planos topográficos y registros hidrológicos. Los planos topográficos proporcionan la relación que hay entre los volúmenes, áreas y elevaciones del vaso, los registros hidrológicos sirven para estimar los volúmenes y gastos que llegan al vaso durante su operación. Los datos topográficos se sintetizan mediante curvas elevaciones - volúmenes y elevaciones - áreas.

Para estimar el volumen útil que se requiere para satisfacer una determinada demanda, se deben tener datos de volúmenes escurridos por el río durante un largo tiempo, entre mayor sea el lapso de tiempo, más confiable será la estimación del volumen útil. Se recomienda que los registros sean de 20 años o más para tener una buena estimación.

Se recomienda determinar el volumen útil de una presa en dos pasos:

Haciendo una primera estimación utilizando datos mensuales de aportaciones y demandas ignorando factores de menor importancia como la evaporación y precipitación directa en el vaso.



Y simulando el funcionamiento del vaso para un período largo, tomando en cuenta las variaciones mensuales y anuales de aportaciones y demandas de todos los demás factores que intervienen en la cantidad de agua almacenada en un determinado instante.

Cuando se desea hacer una primera estimación del volumen útil se pueden usar dos métodos . el llamado de la curva masa o diagrama de Rippl que es útil cuando las demandas son constantes y, el método conocido como de pico secuente que se usa cuando las demandas varían con el tiempo.

### Algoritmo del pico secuente.

En seguida se expone la metodología a seguir en la utilización de este método:

I. Calcular la entrada neta al vaso  $(X_i - D_i)$  para  $i = 1, 2, \dots, 2T$ , y la entrada neta

acumulada  $\sum_{j=1}^i (X_j - D_j)$  para  $i = 1, 2, \dots, 2T$ .

II. Encontrar el primer pico de las entradas netas acumuladas,  $P_1$

III. Localizar el pico secuente.  $P_2$ , esto es, el siguiente pico mayor que  $P_1$ .

IV. Entre el primer par de picos  $P_1$  y  $P_2$ , hallar el valor más bajo  $T_1$ . Se obtiene el volumen  $S = P_1 - T_1$ .

V. Buscar el pico secuente  $P_3$  mayor que  $P_2$ .

VI. Encontrar el valor mínimo  $T_2$  que se encuentra entre  $P_2$  y  $P_3$  y calcular  $P_2 - T_2$ .

VII. Repetir los pasos V y VI para todos los picos secuentes de los  $2T$  intervalos de tiempo.

La capacidad útil mínima necesaria para que no se tenga déficit en el período de los datos es:



$$S_x = \max(P_f - T_f) - V_f$$

Dado que el período de datos nunca se repetirá exactamente igual durante la vida útil de la presa, este volumen útil no garantiza que no habrá déficit.

Con el cálculo del algoritmo del pico secuente y una gráfica como la de la figura 5.2., es posible tener una serie de opciones preliminares de volumen útil, pero, al estar en funcionamiento la presa, aunque los valores medios se conserven, la ocurrencia de varios años secos durante su vida útil puede producir déficit que haga que la obra deje de ser rentable o bien la ocurrencia de varios años húmedos puede ocasionar una gran cantidad de desperdicios que pudieran aprovecharse aumentando el volumen útil, todo esto más la evaporación que no es tomada en cuenta en estos cálculos puede afectar de manera considerable el funcionamiento de la presa.

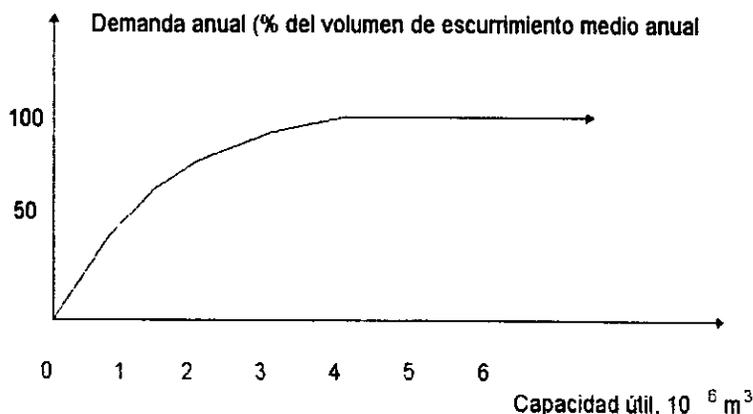


figura 5.2

Es siempre necesario corroborar el valor del volumen útil estimado por medio de la simulación del funcionamiento del vaso.



### 5.3 CURVAS ELEVACIONES - GASTOS

Una curva elevaciones gastos relaciona la elevación de la superficie libre del agua con el gasto que pasa por la sección y se construye con datos obtenidos de varios aforos. Como la sección de aforos del río no es una sección de control la relación entre tirantes y gastos no es única. Se acostumbra ajustar los puntos medios a una curva media que tiene una ecuación del tipo:

$$Q = C(E - E_0)^n$$

donde:

$E_0$  = elevación para la que el gasto es nulo.

C y n = Son dos constantes que se determinan por algún método numérico.

Se construye en un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas los tirantes en el río, en el sitio de aprovechamiento y como abscisas el gasto correspondiente. Cuando no se tienen datos de aforo, que es lo más común en proyectos pequeños, esta curva se puede construir en forma aproximada con el método sección pendiente.

Mediante esa curva se puede conocer rápidamente el gasto para un valor dado del tirante, lo cual es útil durante el desarrollo del cálculo hidráulico de la presa derivadora; por ejemplo para fijar, los niveles de descarga del vertedor, elevación del canal de la obra de toma a fin de protegerlo de una posible inundación o bien, tomar las medidas convenientes para evitar esto mismo, etc.

En ocasiones la curva de gastos también ayuda a normar el criterio sobre la magnitud de la avenida máxima, ya que algunas veces al observarla; se ve que el valor del tirante correspondiente a este gasto máximo, es mucho más alto que las huellas observadas en el cauce, de las avenidas más grandes de que se tenga noticia, y en algunos



casos, el tirante llega a ser más alto que la altura total de la barranca del arroyo; lo cual hace suponer un posible desbordamiento, sin embargo; si no se tienen noticias de este desbordamiento, es entonces cuando se tiene la inquietud de disminuir el valor de la avenida máxima ya calculada. Solo después de medir todos los puntos anteriores,, podrá aceptarse una reducción del valor de la avenida.

En la mayoría de los ríos, la forma de las secciones transversales cambia continuamente, por lo que se deben realizar aforos con la frecuencia suficiente para contar en cualquier momento con una curva elevaciones gastos actualizada. Los aforos es necesario realizarlos 5 veces al mes, aunque algunas dependencias como la comisión federal de electricidad y la secretaria de agricultura y recursos hidráulicas especifican un aforo diario.

#### **5.4 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LAS ALTURAS DE LEVANTAMIENTO DE LA BOQUILLA Y EL VASO DE ALMACENAMIENTO.**

Las alturas con las que se debe efectuar los levantamientos de la boquilla y el vaso de almacenamiento, están en función de la capacidad inicial útil de acuerdo con la diferencia máxima de ordenadas de las curvas masas de demandas y aportaciones, adicionada de la capacidad de azolve.

##### **5.4.1 Gráfica capacidades alturas.**

Con el objeto de tener una idea aproximada de las alturas de los levantamientos, se analizaron una serie de levantamientos topográficos de vasos de almacenamiento, clasificándolo en tres tipos principales:

1° vasos extendidos.

2° Vasos regulares.



### 3º Vasos encañonados.

Estos tipos de vasos, así como las líneas que relacionan las capacidades con las alturas se ilustra en la figura 5.3, gráfica de capacidades alturas.

La gráfica se usa en la siguiente forma: se elige el tipo de vaso, según se observe visualmente; con el argumento: capacidad de almacenamiento necesario, se entra a la gráfica y se levanta una vertical hasta cortar a la línea correspondiente al tipo de vaso; por el punto de intersección, se traza una horizontal y se determina la altura.

#### 5.4.2 Alturas de levantamiento.

Las alturas de levantamiento son aproximadamente:

##### **boquilla**

A la altura determinada en la figura 5.3 se le adicionan 2 metros por lo menos, correspondientes a carga sobre el vertedor, altura máxima de las olas y bordo libre.

##### **Vaso de almacenamiento**

Se toma la altura determinada en la figura 5.3, a menos que se considere que se requiere hacer indemnizaciones por terrenos cubiertos por agua cuando se encuentre trabajando el vertedor a su máxima capacidad, en cuyo caso la altura del levantamiento del vaso es la correspondiente a la determinada en la figura 5.2, adicionada de la carga sobre el vertedor.

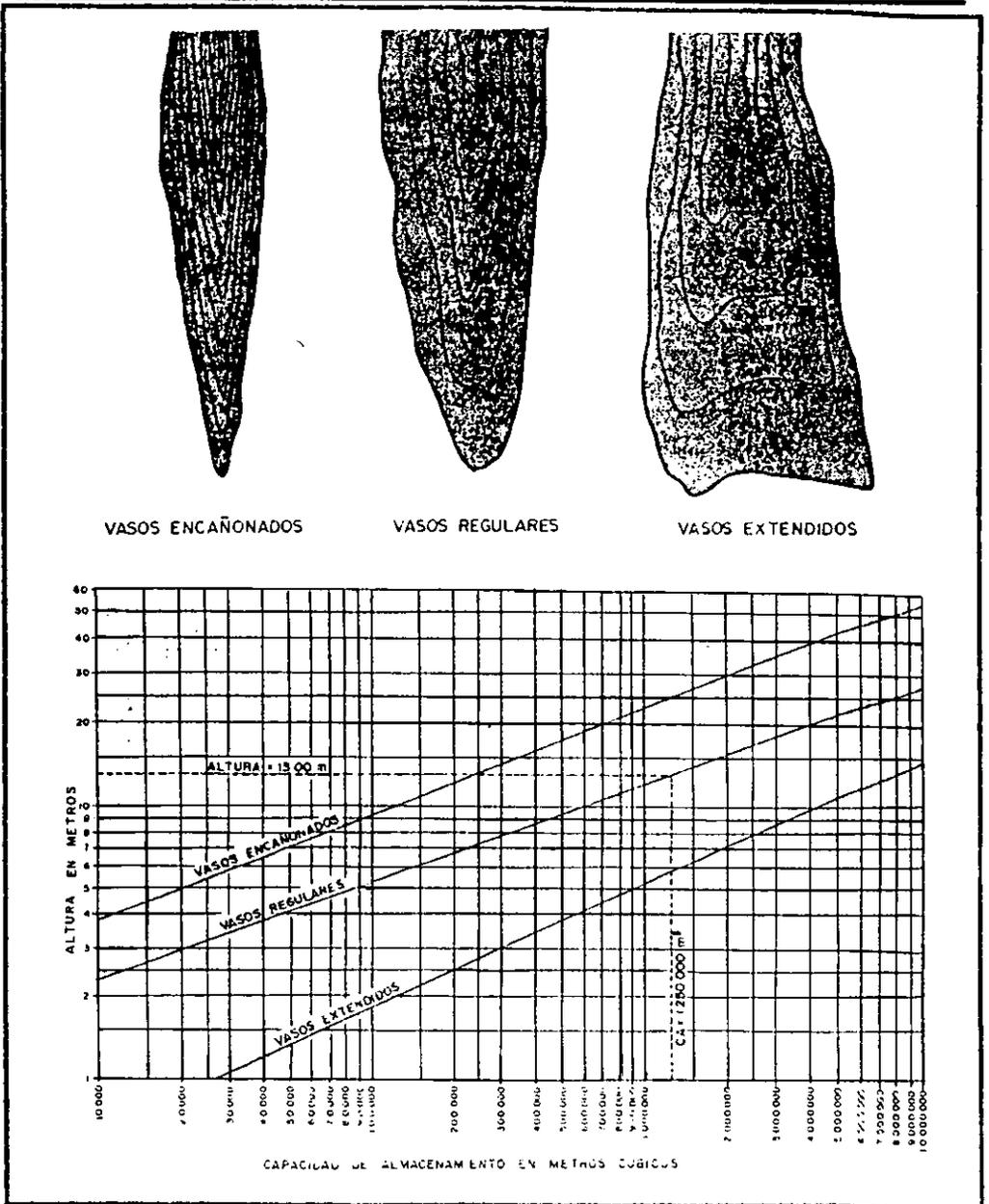


figura 5.3 Gráfica de capacidades - alturas.



### Ejemplo.

En la figura 5.3 se ilustra un vaso cuya capacidad de almacenamiento necesario es:

$$CA = 1'250,810 \text{ m}^3$$

Los terrenos en los que se localiza la obra corresponden al ejido solicitante, por lo que no se requiere efectuar indemnizaciones. Se considera que el vaso corresponde al tipo regular.

Las alturas de levantamiento son de acuerdo con la figura 5.3.

Altura de levantamiento de la boquilla = 13.00 + 2.00 = 15.00 m.

Altura de levantamiento del vaso = 13.00 m.

#### 5.4.3 Levantamiento del vaso de almacenamiento.

Se llama vaso de almacenamiento a un valle que al cerrarse en forma artificial, generalmente en su parte más estrecha, provoca un embalse. El levantamiento del vaso de almacenamiento tiene las siguientes finalidades: deslindar afectaciones; determinar las áreas y capacidades de almacenamiento a distintas elevaciones; definir la altura de proyecto del bordo en conjunto con los estudios hidrológicos; apoyar a los estudios geológicos dentro del propio vaso.

El levantamiento del vaso se efectúa en las siguientes fases principales: establecimiento de controles de apoyo, levantamiento de detalle, dibujo, cubicación y elaboración de la gráfica de elevaciones - áreas - capacidades.



## 5.5 GRÁFICAS DE ELEVACIONES - ÁREAS - CAPACIDADES

Con la configuración del vaso se procede a determinar las áreas inundadas y las capacidades de almacenamiento a cada 1 m o 0.5 m, según se haya efectuado la interpolación donde se fijaron los puntos de cota cerrada.

### 5.5.1 Cuadro de cálculo de la gráfica de elevaciones áreas capacidades.

Este cuadro se integra de la siguiente forma:

#### Elevación

Se anotan las elevaciones de las curvas de nivel desde el fondo del cauce en la boquilla hasta la curva de cota máxima.

#### Área de embalse.

Las curvas de nivel se cierran con el eje de la boquilla y se determinan sus áreas con planímetro.

#### Suma de áreas.

Se suman las áreas de cada 2 curvas consecutivas

#### Semiequidistancia.

Se anotan las mitades de las equidistancias entre cada dos curvas consecutivas.



### Capacidad parcial

Se obtienen de multiplicar la suma de áreas por la mitad de la equidistancia respectiva.

### Capacidad acumulada.

Se obtienen de sumar curva por curva las capacidades parciales.

### Ejemplo

En seguida se ilustra el cuadro de calculo de la gráfica de elevaciones áreas capacidades de un vaso (Bordo el "Ejidatario" Municipio de Sombrerete, Zac. Figura 5.4)

CUADRO DE ELEVACIONES - ÁREAS - CAPACIDADES					
ELEVACIONES	AREAS	SUMAS DE AREAS	SEMIEQUIDISTANCIAS	CAPACIDADES PARCIALES	CAPACIDADES ACUMULADAS
metros	metros <sup>2</sup>	metros <sup>2</sup>	metros	metros <sup>3</sup>	metros <sup>3</sup>
2203	0	0	0.00	0	0
2204	1360	1360	0.50	680	680
2205	4120	5480	0.50	2740	3420
2206	10760	14880	0.50	7440	1060
2207	20200	30960	0.50	15480	26340
2208	40840	61040	0.50	30520	56860
2209	86960	127800	0.50	63900	120760
2210	149680	236640	0.50	118320	239080
2211	260640	410320	0.50	205160	444240
2212	350060	610700	0.50	305350	749590
2213	450120	800180	0.50	400090	1149680
2214	550680	1000600	0.50	500400	1650080
2215	650760	1201440	0.50	600720	2250800
2215.5	750480	1401240	0.25	350610	2601110

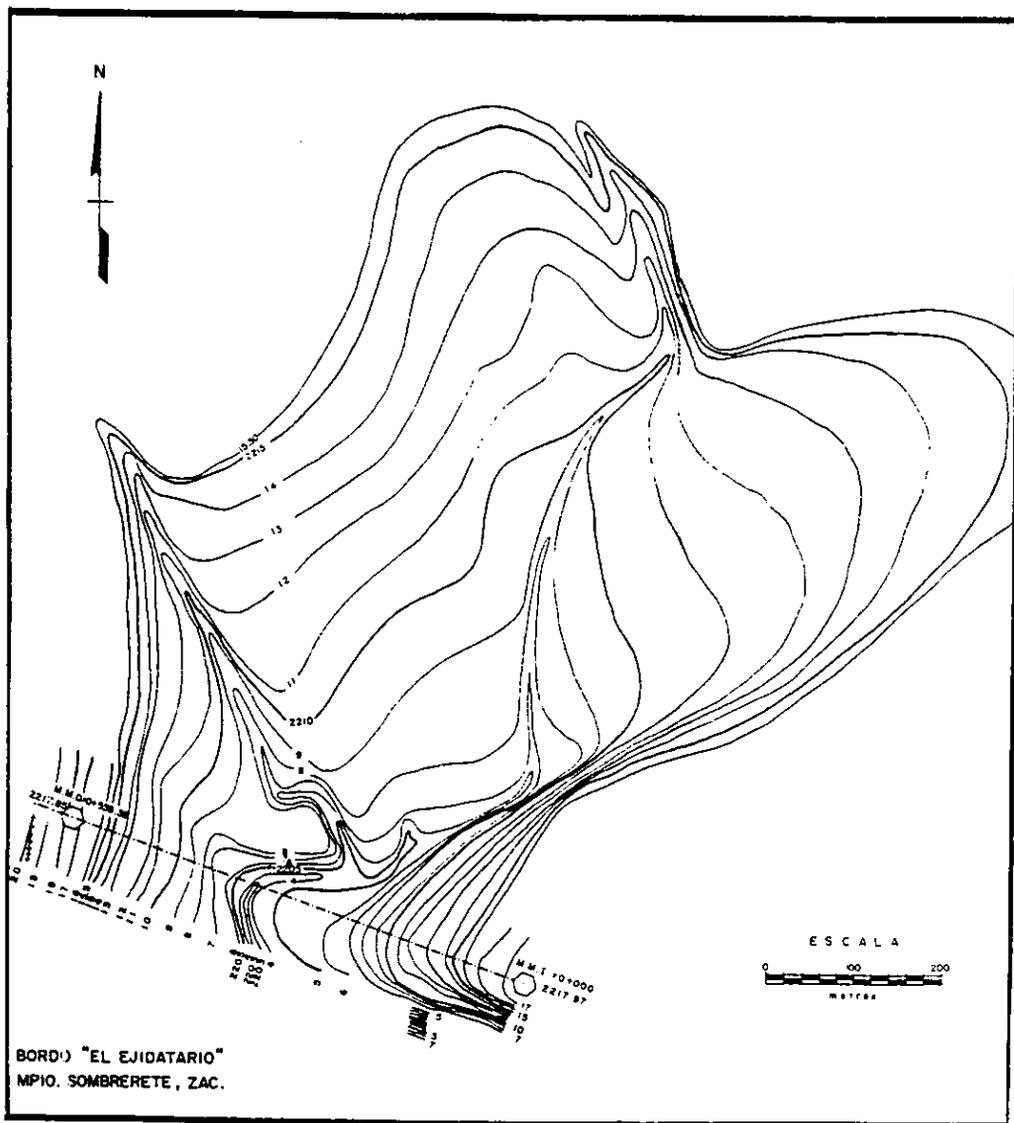


figura 5.4 Bordo "EL EJIDATARIO" ( Planta del vaso de almacenamiento ).



Dibujo de la gráfica de elevaciones áreas capacidades.

En el sistema de ejes coordenados se representan los datos se representan los datos del cuadro de calculo anterior, en la forma siguiente:

EJE	CONCEPTO	UNIDAD
Ordenadas	Elevaciones	m
Absisas inferior	Áreas de embalse	ha
Absisas superior	Capacidades acumuladas	m <sup>3</sup>

En la figura 5.5 se ilustra la gráfica de elevaciones áreas capacidades para el vaso de la figura 5.4.

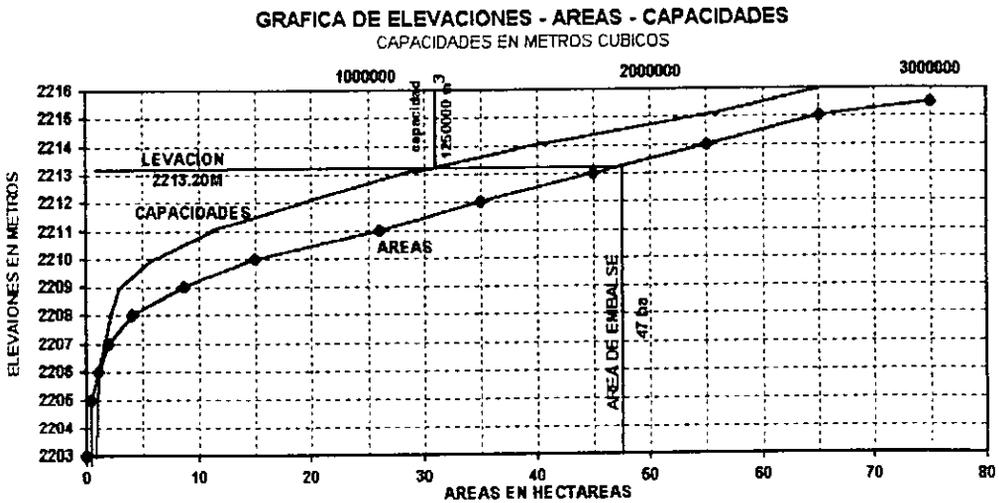


FIGURA 5.5



Respecto a la gráfica de elevaciones áreas capacidades del vaso ilustrado se tiene:

La capacidad de almacenamiento necesario es  $Ca = 1'250,000 m^3$ .

La cota máxima del levantamiento del vaso es:

$$CMV = 2,215.50 \text{ m}$$

Gráfica de elevaciones áreas capacidades.

Se determina que la elevación que proporciona la capacidad de almacenamiento necesario es:

$$\text{Elevación} = 2,213.20 \text{ m.}$$

### Conclusión

Con el empleo de la figura 5.3, se determino previamente una cota de levantamiento 2.30 m más alta que la que proporciona la capacidad de almacenamiento necesario.

## 6.6 OBTENCIÓN DE ECUACIONES DE LAS CURVAS ELEVACIONES - GASTOS, ELEVACIONES - ÁREAS Y ELEVACIONES - CAPACIDADES

Uno de los modelos más simples y comunes en la hidrología esta basado en la suposición de que dos variables se relacionan en forma lineal. El objetivo de un modelo de esta naturaleza es poder estimar el valor de una variable, que se denomina variable dependiente, a partir del valor de la otra que se llama variable independiente.

La ecuación que representa esta suposición es la de regresión lineal y es:

$$\hat{y} = \alpha + \beta x$$



Para encontrar los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  que hacen que la representación de la relación entre  $x$  y  $y$  sea lo mejor posible, habrá que resolver las siguientes ecuaciones:

$$n\alpha + \beta \sum x_i - \sum y_i = 0$$

$$\alpha \sum x_i + \beta \sum x_i^2 - \sum x_i y_i = 0$$

Estas ecuaciones se denominan ecuaciones normales y su solución en términos de  $\alpha$  y  $\beta$  es:

$$\alpha = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$\beta = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

Cuando se realiza un ajuste por regresión como el anterior, conviene determinar que tan bien se ajusta la recta a los puntos medidos, para ello se calcula el coeficiente de correlación como:

$$\rho = \beta \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$$

donde:

$\sigma_x$  = desviación estándar de  $x$ .

$\sigma_y$  = desviación estándar de  $y$ .

El coeficiente de correlación  $\rho$  varía entre -1 y +1. Cuando se valor se acerca a -1 (en caso de que  $\beta < 0$ ) o a +1 (cuando  $\beta > 1$ ), existe una buena dependencia o correlación lineal entre  $x$  y  $y$ . Cuando  $\rho \rightarrow 0$ , entonces dicha correlación no es aceptable. En general, un coeficiente de 0.8 o mayor puede ser aceptable.



Cuando las variables no se relacionan en forma lineal (como es en este caso), es posible utilizar los conceptos anteriores para determinar una ecuación de regresión, cuya forma es en el caso de dos variables:

$$y = \alpha x^\beta$$

Que tiene la forma de las ecuaciones para el gasto, áreas y capacidades.

Si se obtienen logaritmos de esta ecuación tenemos:

$$\ln y = \ln \alpha + \beta \ln x$$

definiendo cada termino:

$$y' = \ln y$$

$$a = \ln \alpha$$

$$x' = \ln x$$

y así se tiene la ecuación:

$$y' = a + \beta x'$$

que es una ecuación lineal, que puede analizarse de manera análoga a como se hace la regresión lineal simple. El resultado sería  $\alpha$  y  $\beta$ ; el valor de  $\alpha$  será entonces:

$$\alpha = e^a$$

La obtención de las ecuaciones de las curvas elevaciones - capacidades y elevaciones - gastos, nos sirven para saber que superficie de evaporación tiene el vaso a cualquier elevación, también nos permite saber con el volumen de agua que se tiene disponible para cualquier elevación y nos permite conocer el gasto que se tiene en cualquier momento.



Las ecuaciones de las curvas elevaciones - áreas capacidades también nos sirven cuando se simula el funcionamiento del vaso utilizando un método numérico. La curva elevaciones - gastos nos ayuda a conocer el gasto que pasa por la sección de aforos a conocer la elevación de la superficie libre del agua.

### Ejemplo.

Para los datos de elevaciones áreas y capacidades que se tienen en el ejemplo anterior, obtener sus ecuaciones.

Las ecuaciones tienen la forma:

$$A = \alpha(E - E_0)^\beta \text{ para las áreas y:}$$

$$V = \alpha(E - E_0)^\beta \text{ para las capacidades.}$$

de las ecuaciones:

$$a = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$\beta = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$



ELEVACIONES	AREAS					
E (y)	A (x)	E - E0	ln A	ln (E - E0)	ln A ln (E - E0)	Ln A^2
metros	metros2	metros				
2203	0					
2204	1360	1	7.2152	0	0.0000	52.0597
2205	4120	2	8.3236	0.6931	5.7695	69.2825
2206	10760	3	9.2836	1.0986	10.1991	86.1851
2207	20200	4	9.9134	1.3863	13.7429	98.2763
2208	40840	5	10.6174	1.6094	17.0881	112.7295
2209	86960	6	11.3732	1.7918	20.3780	129.3498
2210	149680	7	11.9163	1.9459	23.1880	141.9971
2211	260640	8	12.4709	2.0794	25.9325	155.5232
2212	350060	9	12.7659	2.1972	28.0495	162.9672
2213	450120	10	13.0173	2.3026	29.9734	169.4493
2214	550680	11	13.2189	2.3979	31.6976	174.7396
2215	650760	12	13.3859	2.4849	33.2627	179.1822
2215.5	750480	12.5	13.5285	2.5257	34.1692	183.0195
			147.0301	22.5129	273.4504	1714.7608

Sustituyendo:

$$\alpha = \frac{(22.5129)(1714.7608) - (273.4504)(147.0301)}{13(1714.7608) - (147.0301)^2} = \frac{-1601201243}{674.0401} = -2.4443756$$

$$\beta = \frac{13(273.4504) - (147.0301)(22.5129)}{13(1714.7608) - (147.0301)^2} = \frac{246.25156}{674.0401} = 0.3653$$

$$\alpha = e^{-2.3756} = 0.09297$$

Sustituyendo nos queda la siguiente ecuación:

$$(E - E_0) = 0.09297A^{0.3653}$$

despejando A:

$$A = 667.0168(E - E_0)^{2.7375}$$



Ahora obteniendo la ecuación para las capacidades.

E (y) metros	CAPACIDADES metros <sup>3</sup>	E - ED metros	ln A	ln (E - ED)	ln A ln (E - ED)	Ln A <sup>2</sup>
2203	0					
2204	680	1	6.5221	0	0.0000	42.5377
2205	3420	2	8.1374	0.6931	5.6404	66.2172
2206	1060	3	6.9660	1.0986	7.6630	48.5255
2207	26340	4	10.1788	1.3863	14.1109	103.6089
2208	56860	5	10.9483	1.6094	17.6207	119.8663
2209	120760	6	11.7016	1.7918	20.9664	136.9265
2210	239080	7	12.3846	1.9459	24.0992	153.3772
2211	444240	8	13.0041	2.0794	27.0413	169.1071
2212	749590	9	13.5273	2.1972	29.7225	182.9873
2213	1149680	10	13.9550	2.3026	32.1326	194.7419
2214	1650080	11	14.3163	2.3979	34.3291	204.9574
2215	2250800	12	14.6268	2.4849	36.3462	213.9432
2215.5	2601110	12.5	14.7714	2.5257	37.3087	218.1957
			<b>151.0398</b>	<b>22.5129</b>	<b>286.9709</b>	<b>1854.9919</b>

de las ecuaciones:

$$a = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$\beta = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

Sustituyendo:

$$a = \frac{(22.5129)(1854.9919) - (286.9709)(151.0398)}{13(1854.9919) - (151.0398)^2} = \frac{-1582.7802}{13018735} = -1.21577$$

$$\beta = \frac{13(286.9709) - (151.0398)(22.5129)}{13(1854.9919) - (151.0398)^2} = \frac{330.277787}{13018735} = 0.2537$$

$$\alpha = e^{-1.21577} = 0.29648$$



Sustituyendo nos queda la siguiente ecuación:

$$(E - E_0) = 0.29648V^{0.2537}$$

despejando V:

$$V = 120.5637(E - E_0)^{3.9417}$$

### Ejemplo.

En una cierta corriente una avenida ocurrió por la noche y no fue posible medir su gasto, sino que únicamente quedó registrada su elevación máxima en 4.42 m. Durante mediciones (aforos) previos a la sección se obtuvieron las elevaciones y gastos consignados en la tabla siguiente:

PUNTO	ELEVACION	GASTO (m <sup>3</sup> /s)
1	0.524	28.0
2	0.582	40.7
3	0.782	78.4
4	1.053	138.7
5	1.225	188.8
6	1.288	217.9
7	1.548	287.4
8	1.805	282.0
9	1.710	302.8
10	1.823	370.7
11	2.042	427.3
12	2.081	455.8
13	2.377	537.7
14	2.667	682.0
15	2.720	651.5
16	2.807	707.5
17	3.018	772.6

A partir de los datos anteriores ajustar una ecuación del tipo:

$$Q = \alpha(E - E_0)^n$$



Para  $Q = 0$  la elevación  $E = 0.3$ , y esta es la elevación  $E_0$ .

de las ecuaciones:

$$a = \frac{\sum y_i \sum x_i^2 - \sum x_i y_i \sum x_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$b = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

PUNTO	ELEVACION	GASTO (m <sup>3</sup> /s)	E - E0	ln Q	ln (E - E0)	ln Q ln (E - E0)	Ln Q <sup>2</sup>
			metros				
1	0.524	28.9	0.224	3.3638	-1.4961	-5.0327	11.3154
2	0.592	40.7	0.292	3.7062	-1.2310	-4.5624	13.7361
3	0.782	76.4	0.462	4.3360	-0.7722	-3.3482	18.8007
4	1.053	138.7	0.763	4.9323	-0.2837	-1.3992	24.3277
5	1.225	186.8	0.925	5.2300	-0.0780	-0.4077	27.3533
6	1.298	217.9	0.998	5.3840	-0.0020	-0.0108	28.9878
7	1.548	267.4	1.248	5.5887	0.2215	1.2381	31.2341
8	1.605	282	1.305	5.6419	0.2662	1.5019	31.8311
9	1.71	302.8	1.41	5.7131	0.3436	1.9630	32.6392
10	1.823	370.7	1.523	5.9154	0.4207	2.4885	34.9919
11	2.042	427.3	1.742	6.0575	0.5550	3.3621	36.6931
12	2.081	455.6	1.781	6.1216	0.5772	3.5332	37.4742
13	2.377	537.7	2.077	6.2873	0.7309	4.5955	39.5302
14	2.667	682	2.367	6.5250	0.8616	5.6221	42.5760
15	2.72	651.5	2.42	6.4793	0.8838	5.7262	41.9810
16	2.807	707.5	2.507	6.5617	0.9191	6.0308	43.0564
17	3.018	772.6	2.718	6.6498	0.9999	6.6491	44.2193
				94.4938	2.9166	27.9495	540.7477

Sustituyendo:

$$a = \frac{(2.9166)(540.7477) - (27.9495)(94.4938)}{17(540.7477) - (94.4938)^2} = \frac{-1062.2875}{263.6327} = -4.0294$$



$$\alpha = \frac{17(27.9495) - (94.4938)(2.9166)}{17(540.7477) - (94.4938)^2} = \frac{199.5409}{263.6327} = 0.7569$$

$$\alpha = e^{-1.0294} = 0.01778$$

Sustituyendo nos queda la siguiente ecuación:

$$(E - E_0) = 0.01778Q^{0.7569}$$

despejando Q:

$$Q = 205.188(E - E_0)^{1.3212}$$

Grafica elevaciones - gastos

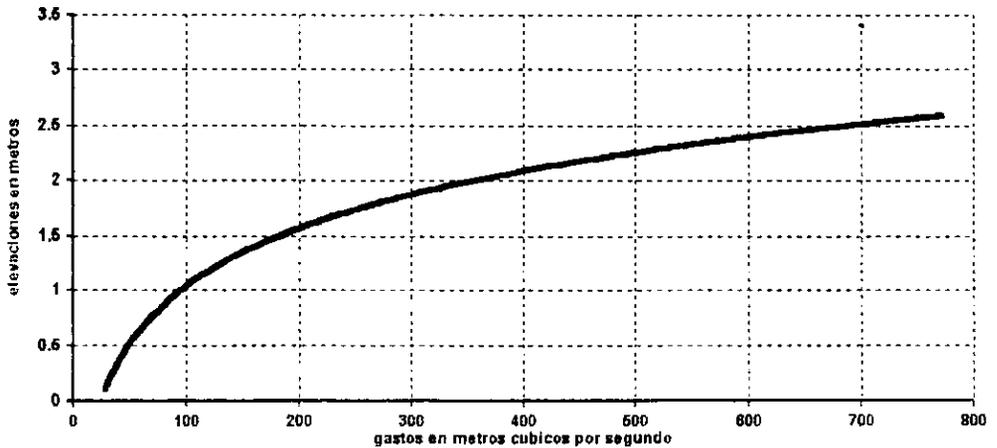


figura 5.6



# 6

## Capacidad de la obra de toma: Coeficientes y demandas de riego

### 6.1 GASTO MÍNIMO REQUERIDO

De manera general la obra de toma se diseñara para proporcionar como mínimo el gasto requerido en el mes de máxima demanda, de acuerdo con los cultivos, áreas y calendario de riego. Si:

$Q_t$  ; Es el gasto en la obra de toma.

$D_b$  ; La demanda bruta de riego, en m.

$N_h$  ; La duración diaria de los riegos, medida en segundos.

$N_d$  ; Los días de riego considerados en el mes; es claro que el valor del gasto  $Q_t$  estará dado por la siguiente expresión:

$$Q_t = \frac{D_b}{N_h N_d} ; \text{ en } m^3 / s.$$

En ocasiones, cuando en la determinación de las demandas las laminas de riego no se afectaron de los coeficientes de conducción y aplicación, el  $Q_t$  debe corregirse de acuerdo con la siguiente expresión



$$Q_t = \frac{D_n}{N_h N_d K_c K_a} ; \text{ en } m^3 / s.$$

Siendo  $D_n$  la demanda neta de riego;  $K_c$  y  $K_a$  el coeficiente de conducción y aplicación, respectivamente, los cuales dependen de las pérdidas de agua por esos conceptos. El valor de estos coeficientes para anteproyectos, se han adoptado de acuerdo con la experiencia en:

$$K_c = 0.8 \text{ y } K_a = 0.75$$

Por lo tanto:

$$K = K_c K_a = 0.8 \times 0.75 = 0.60$$

$$K = 0.60 : 1/K = 1/0.60 = 1.66$$

$$Q_t = 1.66 \frac{D_n}{N_h N_d}$$

**Ejemplo:**

Considerando:

$$D_n = 500,000 \text{ m}^3.$$

$$N_h = 18 \text{ ha.}$$

$$N_d = 30 \text{ días.}$$

$$S_r = 350 \text{ ha. (superficie de riego)}$$

Sustituyendo valores:

$$Q_t = 1.66 \frac{D_n}{N_h N_d} = 1.66 \frac{500,000}{18 \cdot 3,600 \cdot 30} = 0.43 \text{ m}^3 / s$$

$$Q_T = 0.430 \text{ m}^3 / s. \text{ valor del gasto mínimo para diseñar la bocatoma.}$$



## 6.2 COEFICIENTE DE RIEGO.

El coeficiente de riego se emplea en estudios previos o anteproyectos para poder determinar el gasto de derivación. Este coeficiente es el número de litros por segundo que se le suministra o asigna a la superficie de una hectárea de cultivo, para satisfacer el riego en el periodo agrícola considerado; así en el ejemplo anterior, el coeficiente de riego ( $C_r$ ), valdrá:

$$C_r = \frac{Q_r}{S_r} = \frac{430}{350} = 1.22 \text{ lts / s / ha.}$$

Cuando se conoce el coeficiente de riego de una zona que guarda características semejantes con la que se esta estudiando, se puede tener un valor aproximado del gasto de derivación, cuyo valor será:

$$Q_r = C_r S_r \text{ en lts/seg.}$$

### Ejemplo

Si:

$$C_r = 1.30 \text{ y } S_r = 500 \text{ ha.}$$

$$Q_r = 1.3 \times 500 = 650 \text{ lts/s.} = 0.650 \text{ m}^3/\text{s.} \quad \text{gasto mínimo en la toma.}$$

Como el coeficiente de riego depende de muchos factores tales como: cultivos, clima, clase de suelo, extensión de la zona de riego, forma de aplicación del riego, etc., en la adopción de este coeficiente deberá tomarse muy en cuenta la semejanza del proyecto en cuestión con la obra de donde proviene el coeficiente elegido.



### 6.3 CALCULO DEL USO CONSUNTIVO MEDIANTE EL MÉTODO DE BLANEY- CRIDDLE MODIFICADO.

En el método original el uso consuntivo se calcula de acuerdo con la temperatura media mensual y la luminosidad de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$UC = K \cdot F$$

Donde:

$$F = \frac{(T)(P)}{100}$$

$$F = \sum F$$

Siendo:

T = Temperatura media mensual.

P = Porcino de horas luz del período considerado con respecto al total de un año.

K = Coeficiente de uso consuntivo.

En esta ecuación la temperatura esta dada en grados Fahrenheit y "F" en pulgadas; para usarla con grados centígrados y "F" en milímetros se hacen las conversiones correspondientes:

$$1 \text{ pulgada} = 25.4 \text{ mm.}$$

$$1^\circ\text{F} = 5/9^\circ\text{C}$$

Resultando la ecuación:

$$F = P \left( \frac{T + 17.8}{21.8} \right)$$



Para facilitar el cálculo se tiene la tabla 6.1., donde se encuentran tabulados los valores  $\frac{T+17.8}{21.8}$ .

Los valores de P dependen de la latitud del lugar y están tabulados en la tabla 6.2.

Así, con la latitud del lugar y las temperaturas medias mensuales del período considerado se calculan los consumos de agua mensuales. Cuando en el período considerado se tienen lapsos menores de 30 días, se ajusta el valor a la temperatura media y el porcentaje de horas luz se calcula solo para el número de días considerado.

El coeficiente K se obtiene en el campo determinado el uso consuntivo por el método gravimétrico calculando F con la latitud del lugar (P) y las temperaturas medias y despejando a K.

$$K = \frac{UC}{F}$$

Blaney y Criddle determinaron valores para K de varios cultivos y obtuvieron los datos mostrados en la tabla 6.3.

Se observa que existen para cada cultivo una gama de valores. Los más pequeños corresponden a zonas costeras y los más altos a zonas áridas.



**Tabla 6.1** Valores de la expresión  $\frac{(T+17.8)}{21.8}$  en relación con temperaturas medias.  
En °C para usarse en la fórmula de Blaney y Criddle

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0.954	0.959	0.963	0.968	0.972	0.977	0.982	0.986	0.991	0.995
4	1.000	1.005	1.009	1.014	1.018	1.023	1.028	1.032	1.037	1.041
5	1.046	1.051	1.055	1.060	1.064	1.069	1.074	1.078	1.083	1.087
6	1.092	1.097	1.101	1.106	1.110	1.115	1.120	1.124	1.128	1.133
7	1.138	1.143	1.147	1.152	1.156	1.161	1.166	1.170	1.175	1.179
8	1.184	1.189	1.193	1.198	1.202	1.207	1.212	1.216	1.221	1.225
9	1.230	1.235	1.239	1.244	1.248	1.253	1.258	1.262	1.267	1.271
10	1.276	1.281	1.285	1.290	1.294	1.299	1.304	1.308	1.313	1.317
11	1.322	1.327	1.331	1.336	1.340	1.345	1.50	1.354	1.359	1.363
12	1.368	1.373	1.377	1.382	1.386	1.391	1.396	1.400	1.405	1.409
13	1.414	1.419	1.423	1.428	1.432	1.437	1.442	1.446	1.451	1.455
14	1.460	1.465	1.469	1.474	1.478	1.483	1.488	1.492	1.497	1.501
15	1.506	1.511	1.515	1.520	1.524	1.528	1.534	1.538	1.543	1.547
16	1.552	1.557	1.561	1.566	1.570	1.575	1.580	1.584	1.589	1.595
17	1.598	1.603	1.607	1.612	1.616	1.621	1.626	1.630	1.635	1.639
18	1.644	1.649	1.643	1.662	1.667	1.672	1.676	1.681	1.681	1.685
19	1.690	1.695	1.699	1.704	1.708	1.713	1.718	1.722	1.727	1.731
20	1.738	1.741	1.745	1.750	1.754	1.759	1.764	1.768	1.773	1.777
21	1.782	1.787	1.791	1.796	1.800	1.805	1.810	1.814	1.819	1.823
22	1.828	1.833	1.837	1.842	1.846	1.851	1.856	1.860	1.865	1.869
23	1.877	1.879	1.883	1.888	1.892	1.897	1.902	1.906	1.811	1.951
24	1.920	1.925	1.929	1.934	1.938	1.943	1.948	1.952	1.957	1.961
25	1.966	1.971	1.975	1.980	1.984	1.989	1.994	1.998	2.003	2.007
26	2.012	2.017	2.021	2.026	2.020	2.035	2.049	2.044	2.049	2.053
27	2.058	2.063	2.067	2.072	2.076	2.081	2.056	2.090	2.095	2.099
28	2.104	2.109	2.113	2.118	2.122	2.127	2.132	2.136	2.141	2.145
29	2.150	2.155	2.159	2.164	2.168	2.173	2.178	2.182	2.187	2.191
30	2.196	2.201	2.205	2.210	2.214	2.219	2.224	2.228	2.233	2.237
31	2.242	2.247	2.251	2.256	2.260	2.265	2.270	2.274	2.279	2.283
32	2.288	2.293	2.297	2.302	2.306	2.311	2.316	2.320	2.325	2.329
33	2.334	2.338	2.343	2.348	2.352	2.357	2.362	2.366	2.371	2.375
34	2.38	2.385	2.389	2.394	2.398	2.403	2.408	2.412	2.417	2.421
35	2.426	2.431	2.431	2.346	2.440	2.445	2.450	2.454	2.458	2.463



**Tabla 6.2 Porcentaje de horas luz en el día para cada mes del año en relación al número total en un año**

Latitud Norte	ENE.	FEB.	MAR	ABR.	MAY	JUN	JUL.	AGO	SEP.	OCT	NOV	DIC.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	9.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.45	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.26	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.65
21°	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23°	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.45
25°	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.31
27°	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.33	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
29°	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.14
31°	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.08
32°	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05
33°	7.15	6.94	8.36	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	7.07	6.98
34°	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92



**Tabla 6.3 Coeficiente K de uso consuntivo reportados por Blaney y Criddle**

Cultivo	Período de crecimiento	de Coeficiente global
Aguacate	Todo el año	0.50 a 0.55
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.80
Alfalfa	Entre heladas	0.80 a 0.85
	En invierno	0.60
Algodón	6 a 7 meses	0.60 a 0.65
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cacahuate	5 meses	0.60 a 0.65
Cacao	Todo el año	0.75 a 0.80
Café	Todo el año	0.75 a 0.80
Camote	5 a 6 meses	0.60
Caña de azúcar	Todo el año	0.75 a 0.90
Cartamo	5 a 8 meses	0.55 a 0.65
Cereales de granos pequeños: apiste, avena, cebada; centeno, trigo	3 a 5 meses	0.75 a 0.85
Cítricos	7 a 8 meses	0.50 a 0.65
Chile	3 a 4 meses	0.60
Espárrago	6 a 7 meses	0.60
Fresa	Todo el año	0.45 a 0.60
Frijol	3 a 4 meses	0.60 a 0.70
Frutales de hueso y pepita (hoja caduca)	Entre heladas	0.60 a 0.70
Frutales establecidos de climas tropicales y subtropicales (hoja descendida)	Todo el año	$0.75E + 8.80E_{TA}$ ; Donde:
		$\frac{2 \sum P}{E_{TA}}$
		$E_{TA}$ = Evaporación de tanque tipo A.
		$F$ = Factor de luminosidad y temperatura
Garbanzo	4 a 5 meses	0.60 a 0.70
Girasol	4 meses	0.50 a 0.65
Gladiola	3 a 4 meses	0.60
haba	4 a 5 meses	0.60 a 0.70
Hortalizas	2 a 4 meses	0.60
Jitomate	4 meses	0.70
Lechuga y Col	3 meses	0.70
Lenteja	4 meses	0.60 a 0.70
Lino	7 a 8 meses	0.70 a 0.80
Maíz	4 a 7 meses	0.75 a 0.85
Mango	Todo el año	0.75 a 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Nogal	Entre heladas	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Palma dátlera	Todo el año	0.65 a 0.80
Palma de coco	Todo el año	0.80 a 0.90
Papaya	Todo el año	0.60 a 0.80
Plátano	Todo el año	0.80 a 1.00
Pastos de gramíneas	Todo el año	0.75
Pastos de trébol ladina	Todo el año	0.80 a 0.85
Remolacha	6 meses	0.65 a 0.75
Sandía	3 a 4 meses	0.60
Sorgo	3 a 5 meses	0.70
Soya	3 a 6 meses	0.60 a 0.70
Tabaco	4 a 5 meses	0.70 a 0.80
Tomate	4 a 5 meses	0.70
Zanahoria	2 a 4 meses	0.60



**Tabla 6.4 Valores de  $K_T = 0.03114 T + 0.2396$  para diferentes temperaturas medias.**

10	0.5510	0.5541	0.5572	0.5603	0.5635	0.5666	0.5697	0.5728	0.5759	0.5790
11	0.5821	0.5853	0.5884	0.5915	0.5946	0.5977	0.6008	0.6039	0.6071	0.6102
12	0.6133	0.6164	0.6195	0.6226	0.6257	0.6289	0.6320	0.6351	0.6382	0.6413
13	0.6444	0.6475	0.6506	0.6538	0.6569	0.6600	0.6631	0.6662	0.6693	0.6724
14	0.6756	0.6787	0.6818	0.6849	0.6880	0.6911	0.6942	0.6974	0.7005	0.7036
15	0.7087	0.7098	0.7129	0.7160	0.7192	0.7223	0.7254	0.7285	0.7316	0.7347
16	0.7378	0.7410	0.7441	0.7472	0.7503	0.7534	0.7565	0.7596	0.7628	0.7659
17	0.7690	0.7721	0.7752	0.7783	0.7814	0.7846	0.7877	0.7908	0.7939	0.7970
18	0.8001	0.8032	0.8063	0.8095	0.8126	0.8157	0.8188	0.8219	0.8250	0.8281
19	0.7313	0.8344	0.8375	0.8406	0.8437	0.8468	0.8499	0.8531	0.8562	0.8593
20	0.8624	0.8655	0.8686	0.8717	0.8749	0.8780	0.8811	0.8842	0.8873	0.8904
21	0.8935	0.8967	0.8998	0.9029	0.9060	0.9091	0.9122	0.9153	0.9185	0.9216
22	0.9247	0.9278	0.9309	0.9340	0.9371	0.9403	0.9434	0.9465	0.9496	0.9527
23	0.9558	0.9589	0.9620	0.9652	0.9683	0.9714	0.9745	0.9776	0.9807	0.9838
24	0.9870	0.9901	0.9932	0.9963	0.9994	1.0025	1.0056	1.0088	1.0119	1.0150
25	1.0181	1.0212	1.0243	1.0274	1.0306	1.0337	1.0368	1.0399	1.0430	1.0461
26	1.0492	1.0524	1.0555	1.0586	1.0617	1.0648	1.0679	1.0710	1.0742	1.0773
27	1.0804	1.0835	1.0866	1.0897	1.0928	1.0960	1.0991	1.1022	1.1053	1.1084
28	1.1115	1.1146	1.1177	1.1209	1.1240	1.1271	1.1302	1.1333	1.1364	1.1395
29	1.1427	1.1458	1.1489	1.1520	1.1551	1.1582	1.1613	1.1645	1.1676	1.1707
30	1.1738	1.1769	1.1800	1.1831	1.1863	1.1894	1.1925	1.1956	1.1987	1.2018

**Ejemplo:**

Alternativa 2 para 700 ha.

Cultivos 50% de palma y 50% y plátano.

Ciclo: todo el año.

Estación meteorológica San Jeronimito

Latitud Norte : 17° 33'

Longitud oeste: 101° 20'



### Datos Climatológicos

Meses	Temperaturas medias mensuales promedio en °C
Enero	23.05
Febrero	23.96
Marzo	24.38
Abril	25.08
Mayo	26.43
Junio	26.79
Julio	26.54
Agosto	26.84
Septiembre	26.22
Octubre	26.25
Noviembre	25.66
Diciembre	25.14

Fórmula a utilizar:

$$UC = K \cdot F$$

#### Cultivo.- Palma

#### CUADRO DE CALCULO:

Mes	T en °C	$\frac{T+17.8}{21.8}$	P	F	UC
Enero	23.05	1.874	7.844	14.7	11.03
Febrero	23.96	1.916	7.309	14.0	10.5
Marzo	24.38	1.935	8.425	16.3	12.23
Abril	25.08	1.967	8.491	16.7	12.53
Mayo	26.43	2.029	9.068	18.4	13.8
Junio	26.79	2.045	8.898	18.2	13.65
Julio	26.54	2.034	9.193	18.7	14.03
Agosto	26.84	2.048	8.887	18.2	13.65
Septiembre	26.22	2.019	8.270	16.7	12.53
Octubre	26.25	2.021	8.215	16.6	12.45
Noviembre	25.66	1.994	7.674	15.3	11.48
Diciembre	25.14	1.970	7.767	15.3	11.48
				199.1	149.36



K se determina mediante la tabla 6.3 se obtiene  $k = 0.75$ .

$$UC = K \cdot F = (0.75)(199.1) = 149.325$$

El uso consuntivo sería de aproximadamente  $UC = 149.5$  cm.

Estos datos de uso consuntivo se utilizan para cálculos de superficies por regar teniendo un volumen de agua dado o para determinar el volumen de agua necesario para regar una cierta superficie de varios cultivos.

Para detallar más la variación del consumo de agua, con el fin de calcular laminas o intervalos de riego, Phelan en el Valle Imperial en California propuso que el coeficiente K se dividiera en dos, uno que depende de la temperatura ( $K_T$ ) y otro que depende de la edad del cultivo ( $K_C$ ).

El valor de  $K_T$  se obtiene de la ecuación:

$$K_T = 0.03114T + 0.2396$$

En la tabla 6.4 se presentan tabulados valores de  $K_T$ .

El coeficiente de cultivo o coeficiente de desarrollo se determina por medio de curvas obtenidas con datos reales por Phelan. Estas curvas se muestran en las figuras 1 a la 20.

En las ordenadas se presentan los valores del coeficiente de desarrollo y en las abscisas el ciclo vegetativo expresado en por ciento. Para facilidad el ciclo vegetativo se divide en 10 partes (en periodos de 10%).

Para nuestro ejemplo se tienen los siguientes valores:



Mes	%	F	K <sub>T</sub>	K <sub>C</sub>	UC
Enero	4.17	14.7	0.957	0.65	9.14
Febrero	12.5	14.0	0.988	0.75	10.35
Marzo	20.83	16.3	0.999	0.85	13.84
Abril	37.5	16.7	1.021	0.97	16.54
Mayo	45.83	18.4	1.063	1.08	21.12
Junio	54.16	18.2	1.074	1.15	22.48
Julio	62.5	18.7	1.068	1.12	22.32
Agosto	70.83	18.2	1.075	1.08	21.13
Septiembre	78.16	16.7	1.056	0.96	16.93
Octubre	87.5	16.6	1.057	0.86	15.09
Noviembre	95.83	15.3	1.039	0.75	11.92
Diciembre	104.16	15.3	1.022	0.63	9.85
		199.1			190.71

El uso consuntivo resulta de 149.5 cm., comparado con el calculado con la fórmula original resulta mayor. Y si se considera conveniente se puede ajustar por una simple regla de tres dada por:

$$\frac{149.5}{190.71} = 0.784$$

Con este factor se multiplican los valores mensuales y se obtienen los usos consuntivos ajustados:

Mes	UC	UC Ajustado (UC x 0.784)
Enero	9.14	7.166
Febrero	10.35	8.11
Marzo	13.84	10.85
Abril	16.54	12.97
Mayo	21.12	16.56
Junio	22.48	17.62
Julio	22.32	17.50
Agosto	21.13	16.57
Septiembre	16.93	13.27
Octubre	15.09	11.83
Noviembre	11.92	9.35
Diciembre	9.85	7.72
	190.71	149.516



Estos valores de uso consuntivo mensual representan la variación del consumo de agua por los cultivos y pueden usarse mensualmente o diarios dividiéndolos entre el número de días del mes.

<b>Cultivo.- Plátano</b>					
<b>CUADRO DE CALCULO:</b>					
<b>Mes</b>	<b>T en °C</b>	$\frac{T+17.8}{21.8}$	<b>P</b>	<b>F</b>	<b>UC</b>
Enero	23.05	1.874	7.844	14.7	11.76
Febrero	23.96	1.916	7.309	14.0	11.20
Marzo	24.38	1.935	8.425	16.3	13.04
Abril	25.08	1.967	8.491	16.7	13.36
Mayo	26.43	2.029	9.068	18.4	14.72
Junio	26.79	2.045	8.898	18.2	14.56
Julio	26.54	2.034	9.193	18.7	14.96
Agosto	26.84	2.048	8.887	18.2	14.56
Septiembre	26.22	2.019	8.270	16.7	13.36
Octubre	26.25	2.021	8.215	16.6	13.28
Noviembre	25.66	1.994	7.674	15.3	12.24
Diciembre	25.14	1.970	7.767	15.3	12.24
				<b>199.1</b>	<b>159.28</b>

K se determina mediante la tabla 6.3 se obtiene  $k = 0.8$ .

$$UC = K \cdot F = (0.80)(199.1) = 159.28$$

El uso consuntivo sería de aproximadamente  $UC = 159.5$  cm.

Estos datos de uso consuntivo se utilizan para cálculos de superficies por regar teniendo un volumen de agua dado o para determinar el volumen de agua necesario para regar una cierta superficie de varios cultivos.

Para detallar más la variación del consumo de agua, con el fin de calcular laminas o intervalos de riego, Phelan en el Valle Imperial en California propuso que el coeficiente K se



dividida en dos, uno que depende de la temperatura ( $K_T$ ) y otro que depende de la edad del cultivo ( $K_C$ ).

El valor de  $K_T$  se obtiene de la ecuación:

$$K_T = 0.03114T + 0.2396$$

En la tabla 6.4 se presentan tabulados valores de  $K_T$ .

El coeficiente de cultivo o coeficiente de desarrollo se determina por medio de curvas obtenidas con datos reales por Phelan. Estas curvas se muestran en las figuras 1 a la 20.

En las ordenadas se presentan los valores del coeficiente de desarrollo y en las abscisas el ciclo vegetativo expresado en por ciento. Para facilidad el ciclo vegetativo se divide en 10 partes (en periodos de 10%).

Para nuestro ejemplo se tienen los siguientes valores:

Mes	%	F	$K_T$	$K_C$	UC
Enero	4.17	14.7	0.9589	0.85	9.14
Febrero	12.5	14.0	0.9870	0.75	10.35
Marzo	20.83	16.3	0.9994	0.85	13.84
Abril	37.5	16.7	1.0212	0.97	16.54
Mayo	45.83	18.4	1.0306	1.08	21.12
Junio	54.16	18.2	1.0617	1.15	22.48
Julio	62.5	18.7	1.0742	1.12	22.32
Agosto	70.83	18.2	1.0648	1.08	21.13
Septiembre	79.16	16.7	1.0555	0.96	16.93
Octubre	87.5	16.8	1.0586	0.86	15.09
Noviembre	95.83	15.3	1.0399	0.75	11.92
Diciembre	104.16	15.3	1.0181	0.63	9.85
		199.1			180.71



El uso consuntivo resulta de 190.71 cm., comparado con el calculado con la fórmula original resulta mayor. Y si se considera conveniente se puede ajustar por una simple regla de tres dada por:

$$\frac{159.51}{190.71} = 0.836$$

Con este factor se multiplican los valores mensuales y se obtienen los usos consuntivos ajustados:

Mes	UC	UC Ajustado (UC x 0.836)
Enero	9.14	7.64
Febrero	10.35	8.65
Marzo	13.84	11.57
Abril	16.54	13.83
Mayo	21.12	17.66
Junio	22.48	18.79
Julio	22.32	18.66
Agosto	21.13	17.66
Septiembre	16.93	14.15
Octubre	15.09	12.62
Noviembre	11.92	9.97
Diciembre	9.85	8.23
	<b>190.71</b>	<b>159.43</b>

Estos valores de uso consuntivo mensual representan la variación del consumo de agua por los cultivos y pueden usarse mensualmente o diarios dividiéndolos entre el número de días del mes.

Cuando no se cuenta con las curvas de  $K_c$ , Grassi y Christiansen desarrollaron una familia de curvas que se diferencian para cada valor de  $K$  de Blaney y Criddle. En la tabla



6.5 se muestran los valores para cada caso. Estas funciones se denominan curvas de desarrollo y se muestran en la figura 21.

Por ejemplo para un  $K = 0.80$  los valores son:

% del ciclo	Valores de $K_{cc}$
10	0.362
20	0.584
30	0.761
40	0.895
50	0.984
60	1.028
70	1.030
80	0.986
90	0.899
100	0.768

Con estos valores se traza la curva que se muestra en la figura 19. De esta curva se sacan los valores de  $K_{cc}$  los cuales resultan así:

Mes	% del ciclo	$K_{cc}$	F	UC
Abril	8.3	0.33	13.46	4.44
Mayo	25.1	0.71	14.87	10.56
Junio	41.6	0.91	15.47	14.08
Julio	58.3	1.00	14.18	14.32
Agosto	75.0	1.01	13.84	13.98
Septiembre	91.6	0.88	12.75	11.22

Otro procedimiento para calcular el uso consuntivo usando la fórmula de Blaney y Criddle y un coeficiente de desarrollo, utiliza una curva única obtenida por Hansen. Este autor relaciono el uso consuntivo con la evaporación a través de todo el ciclo de crecimiento y de aquí obtuvo la relación UC/E.



Esta curva se muestra en la figura 22. Para cada cultivo se determina gráficamente la ordenada correspondiente al cultivo. De este punto hacia el origen de coordenadas se divide en 10 partes iguales equivalentes a 100 por ciento del ciclo vegetativo. La determinación del coeficiente de desarrollo se obtiene en la misma forma en que se obtuvo  $K_c$  y  $K_{GC}$ .

**Tabla 6.5. Coeficientes periódicos de uso consuntivo en función del ciclo vegetativo de acuerdo con Grassl y Christiansen.**

**Fórmula: Blaney y Criddle.**

**Valores del coeficiente  $K_c$ , en función del porcentaje del ciclo vegetativo.**

$K_{GC}$							
Ciclo vegetativo	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
%	K	K	K	K	K	K	K
10	0.158	0.181	0.104	0.226	0.249	0.272	0.294
20	0.255	0.292	0.328	0.365	0.401	0.438	0.474
30	0.333	0.380	0.428	0.475	0.523	0.571	0.618
40	0.391	0.447	0.503	0.559	0.615	0.671	0.727
50	0.430	0.492	0.553	0.615	0.676	0.738	0.799
60	0.450	0.514	0.578	0.643	0.707	0.771	0.836
70	0.450	0.515	0.579	0.643	0.708	0.772	0.837
80	0.431	0.493	0.555	0.616	0.678	0.740	0.801
90	0.393	0.450	0.506	0.562	0.618	0.674	0.731
100	0.356	0.384	0.432	0.480	0.528	0.576	0.624

Con estos valores se obtienen usos consuntivos porcentuales, los cuales son cercanos a los reales en cultivos de forrajes o aquellos que son importantes por su follaje. Para otros cultivos es necesario hacer ajustes reduciendo el consumo en la primavera y última parte del ciclo de crecimiento.

En la figura 23 se muestra una curva de desarrollo que refleja el consumo de agua para el caso del uso consuntivo minimax, correspondiente a granos pequeños (maíz, trigo, cebada, etc.).



Los consumos promedios de agua son menores en la primera y última parte del ciclo. En estos cálculos de uso consuntivo no se ha tomado en cuenta la lluvia, pero, cuando se trate de hacer un cálculo de laminas de riego para operación de un distrito de riego, o de una zona de riego cualquiera es necesario tomarlos en consideración.

En varias ocasiones y frecuentemente en anteproyectos, se adoptan laminas de riego en base al estudio o funcionamiento de una zona de riego que guarde características semejantes al proyecto.

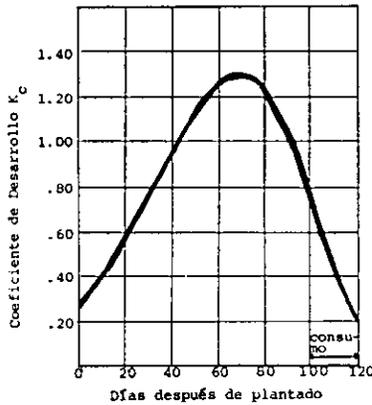


figura 1 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de grano de primavera

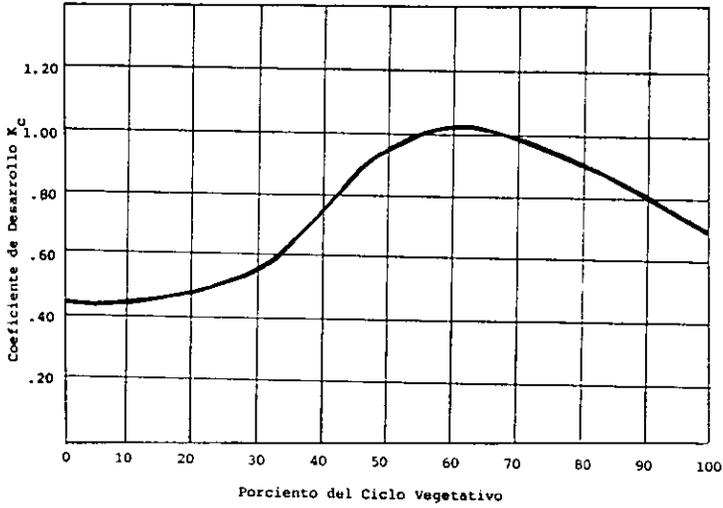


figura 2 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de tomate y chile

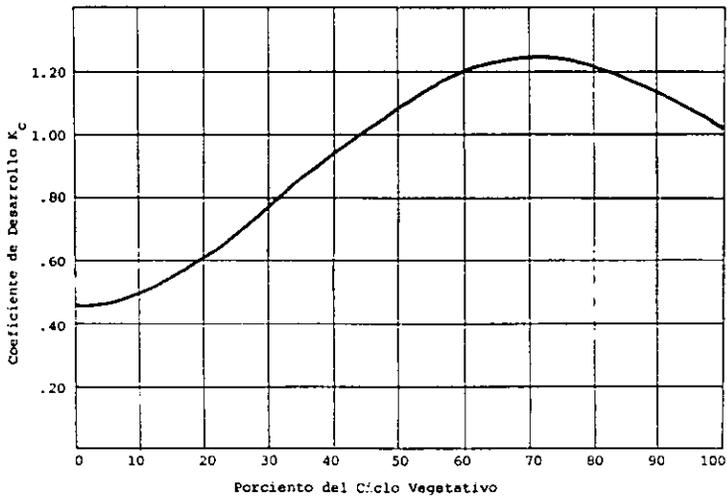


figura 3 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de la remolacha

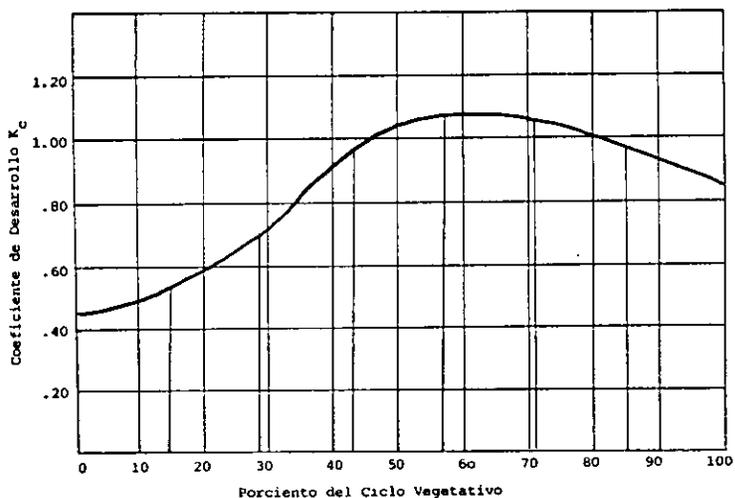


figura 4 Coeficiente de desarrollo para el cultivo del maíz (grano)

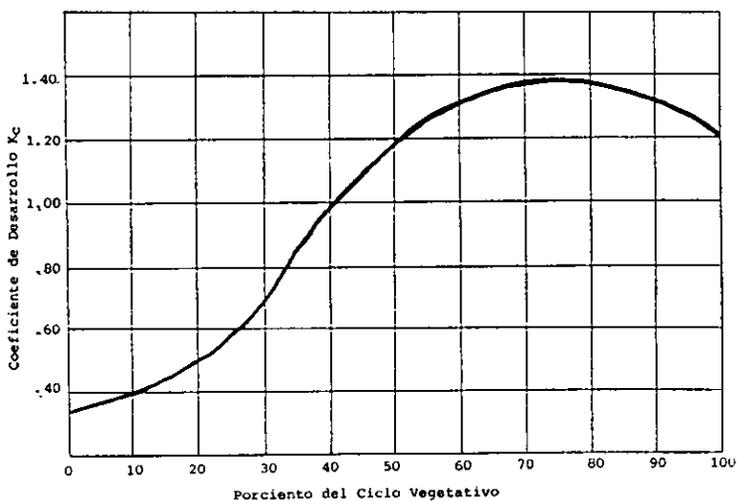


figura 5 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de la papa

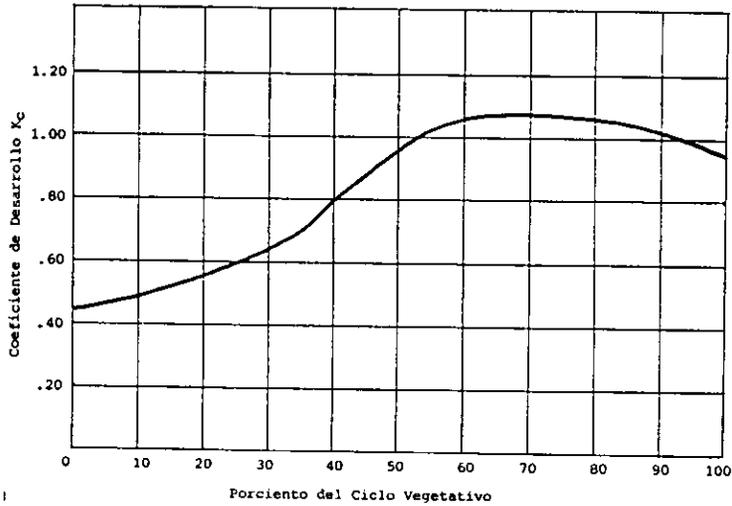


figura 6 Coeficiente de desarrollo para el cultivo del maíz (ensilado)

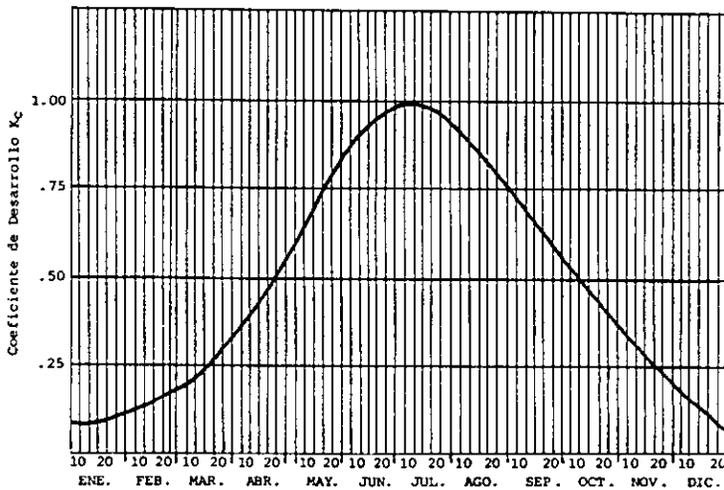


figura 7 Coeficiente de desarrollo para el cultivo del nogal

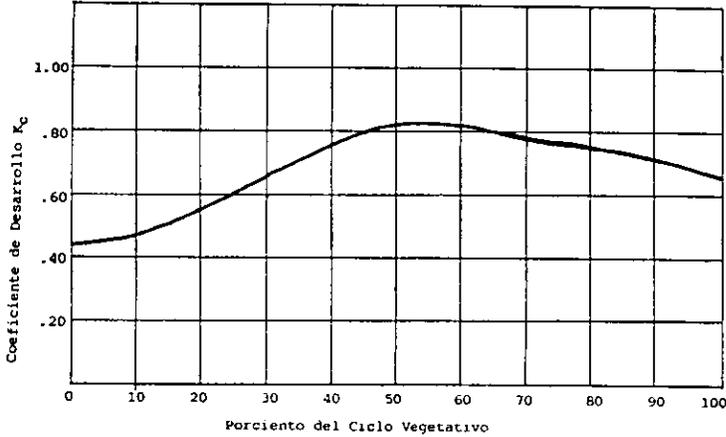


figura 8 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de la calabaza

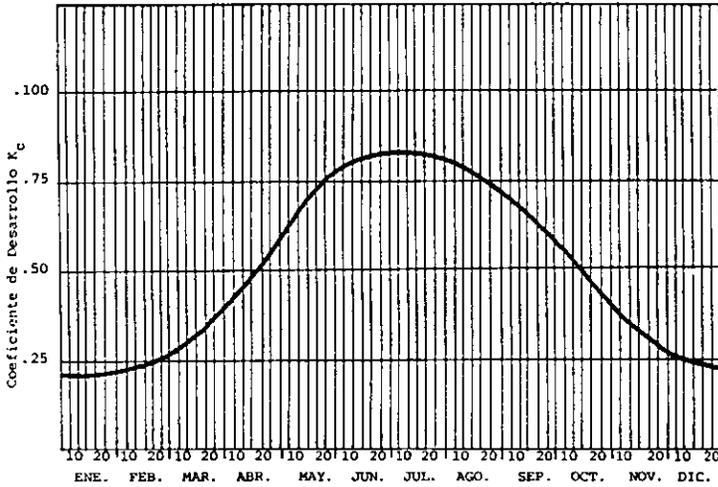


figura 9 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de la vid

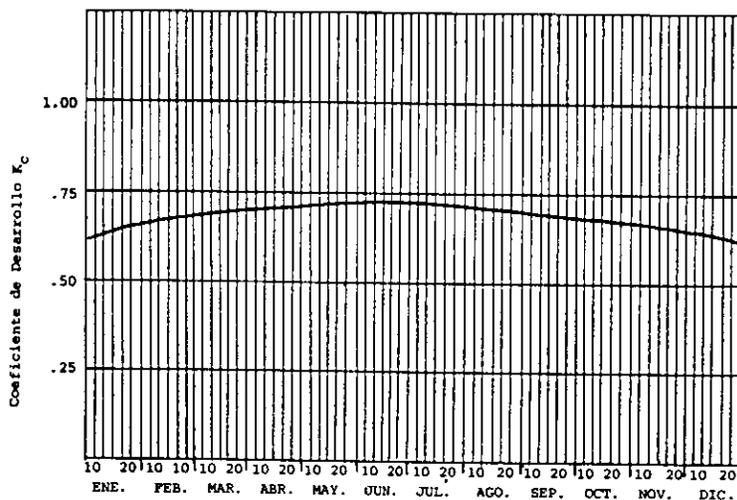


figura 10 Coeficiente de desarrollo para huerta de cítricos

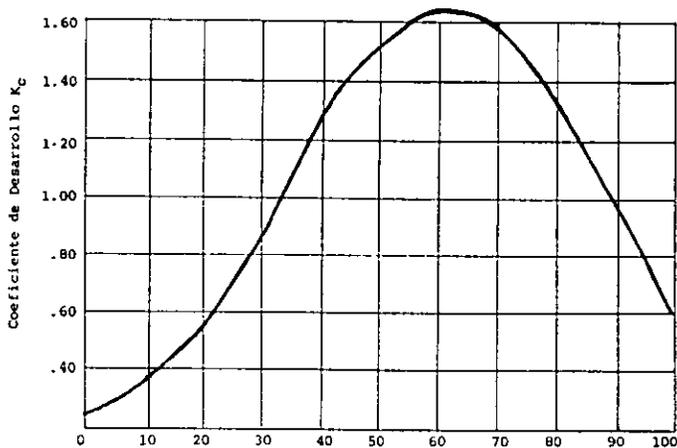


figura 11 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de del trigo

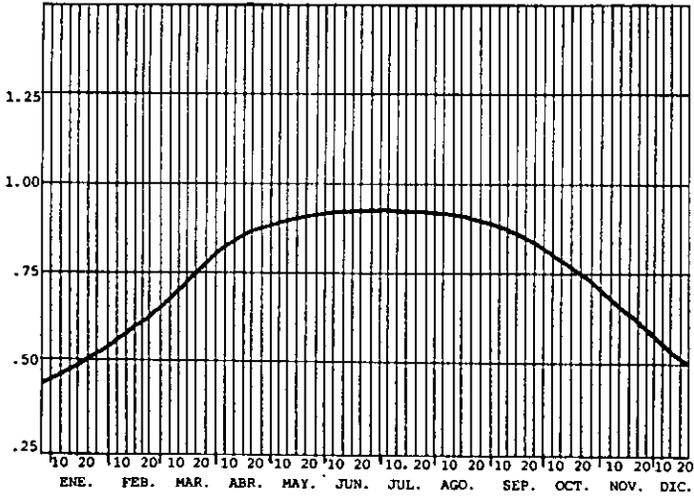


figura 12 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de pastos

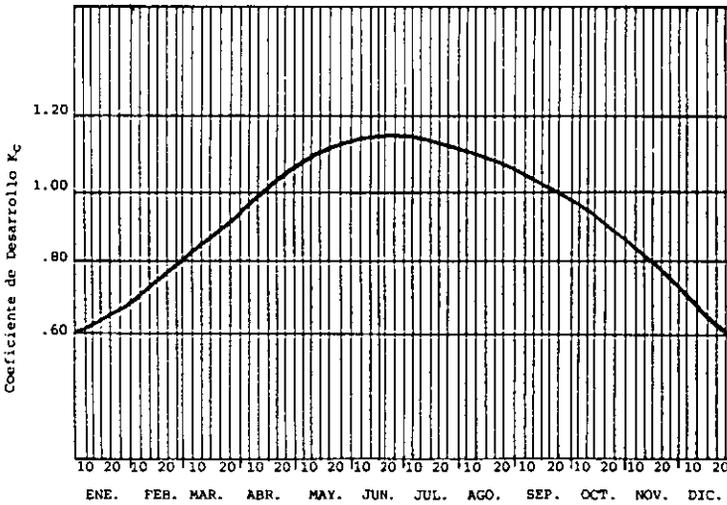


figura 13 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de alfalfa

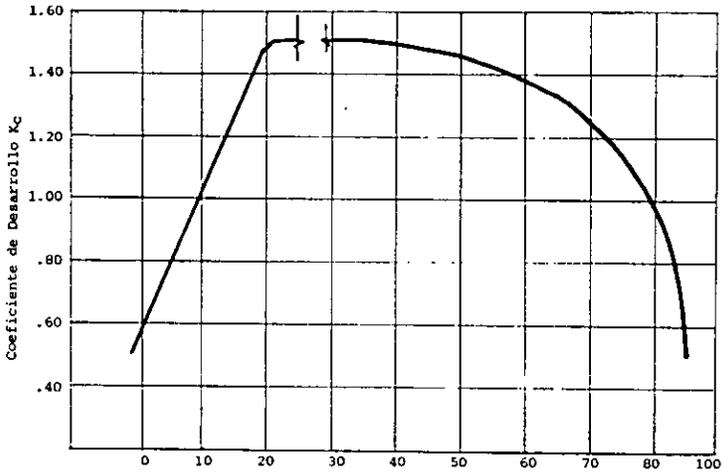


figura 14 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de trigo de invierno (cebada)

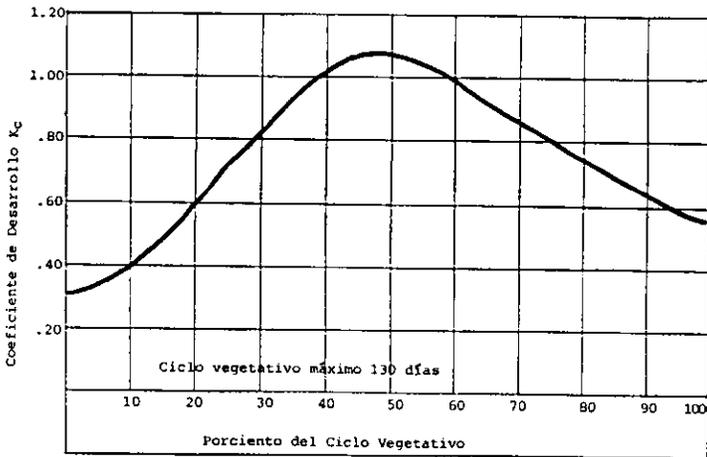


figura 15 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de sorgo de grano

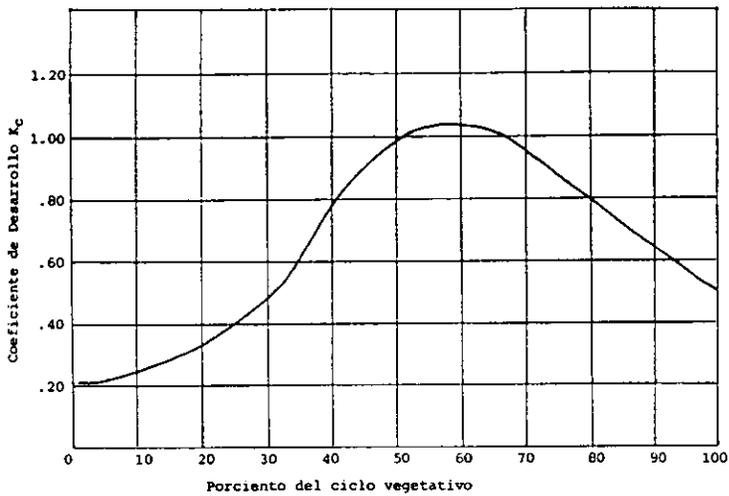


figura 16 Coeficiente de desarrollo para el cultivo del algodón

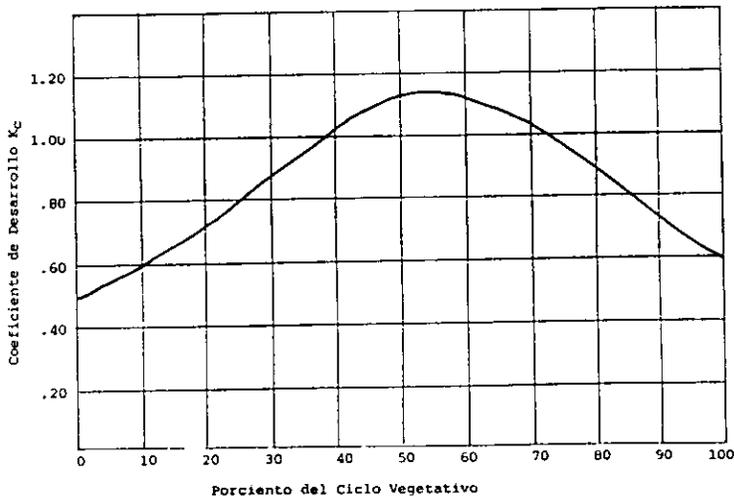


figura 17 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de frijol

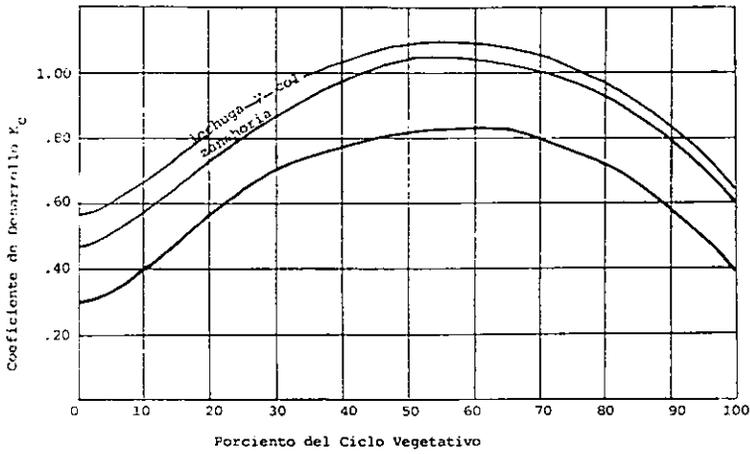


figura 18 Coeficiente de desarrollo para el cultivo de verduras pequeñas

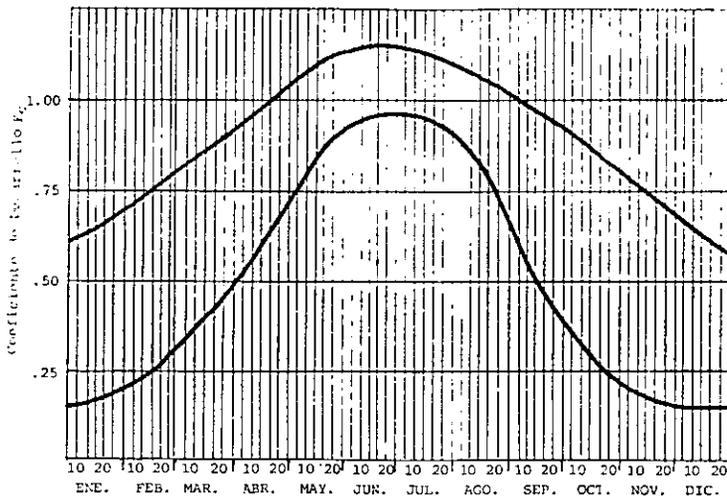


figura 19 Coeficiente de desarrollo para huertos de plantas caducifolias

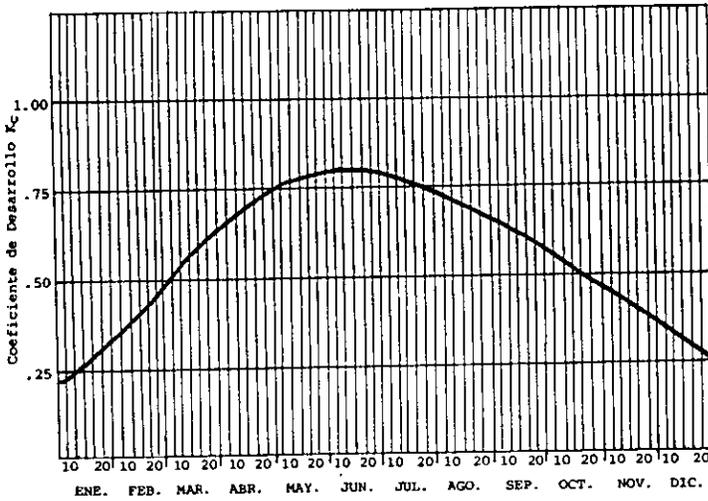


figura 20 Coeficiente de desarrollo para el cultivo del aguacate

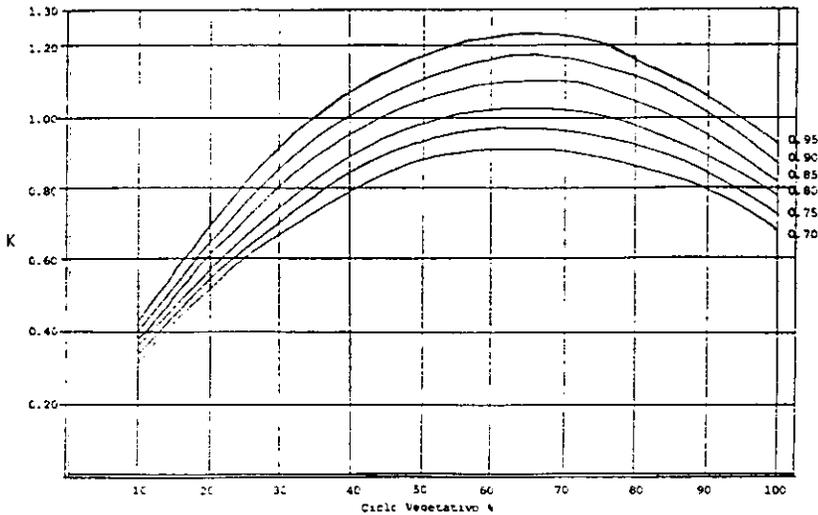


figura 21 Coeficiente periódico de uso consuntivo en función del ciclo vegetativo de acuerdo con Grassi y Cristiansen

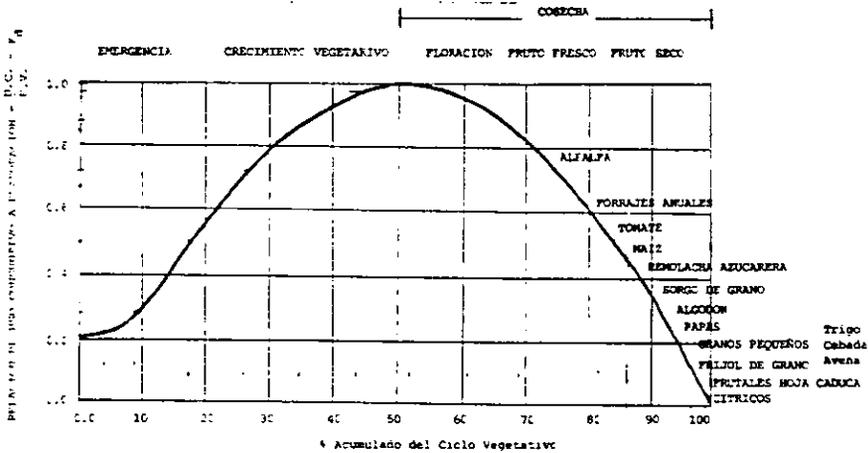


figura 22 Curva general que estima la relación del uso consuntivo y la evaporación con el porcentaje acumulado del ciclo vegetativo, Hansen

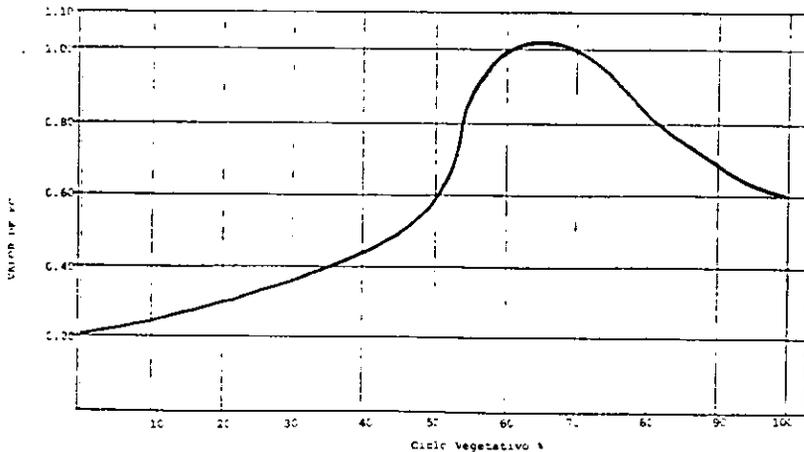


figura 23 Coeficientes de desarrollo para granos pequeños, Ajustados por Fernández al uso consuntivo minimax



## 6.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN.

El ejemplo de aplicación que se expone a continuación es solo una de las 4 alternativas que se estudiaron para la realización de este proyecto, esta alternativa es la numero 2 y fue la más viable.

### 6.4.1 Capacidad de la toma

Capacidad de la toma de San Jeronimito Guerrero

A continuación se expone el estudio de demandas y aportaciones que se efectuó para este anteproyecto, con la cual se pretende incorporar al riego una superficie hasta de 1500 hectáreas de terrenos ejidales.

Para llegar a definir la superficie de riego, clase de cultivos, y consecuentemente el gasto de derivación, desde el punto de vista hidráulico, se estudiaron varias alternativas tabla 6.12.

### 6.4.2 Resumen de datos:

**Localización:** El sitio de captación se localiza prácticamente en el cruce de la carretera Acapulco - Zihuatanejo, con el río San Jeronimito, cuyas coordenadas geográficas son:

Altitud

Latitud norte 17° 33'

Longitud 101° 20'

**Región hidrológica.-** considerando las coordenadas geográficas y la corriente aprovechada, la captación se localiza en la región hidrológica # 19.



**Régimen de aportaciones.**- Se tiene cerca del sitio de derivación, la estación hidrométrica San Jeronimito, funcionando desde el mes de abril de 1960. Mediante esta estación se tienen formulados los registros de datos medios diarios 1960-1970.

### **Régimen de demandas.**

Alternativa 2 para 700 ha.

Cultivos 50% de palma y 50% de plátano.

Laminas de riego: tabla 6.6.

**Lamina neta ( $L_n$ ).**- Se determina con el uso consuntivo siguiendo el método de los doctores Blaney H. F. y W. D'Criddle tabla 6.8 (datos obtenidos del ejemplo anterior).

**Lamina neta menos precipitación (LN-P).**- Se considera 70% de la precipitación media mensual a fin de obtener un mayor margen de seguridad.

### **6.4.3 Resumen de demandas de riego.**

De acuerdo con el calendario de riego se formo la tabla 6.9 tomando para los cultivos, palma, plátano. Con periodo agrícola de octubre a septiembre.

Ejemplo, mes de octubre:

Demanda para: 1 ha. 1,050  $m^3$ .

Demanda para: la alternativa 2 con superficie de 700 ha.

$$D = 1,050(700) = 735,000 m^3$$

Demanda en  $m^3 / s$ .



Para fijar el tiempo de riego en el mes, debe considerarse la idea de aprovechar al máximo los escurrimientos del río, las costumbres de los usuarios, el clima de la región, la clase de cultivos y por lo tanto las necesidades de riego, etc., en este caso se considero:

Número de días de riego 31

horas de riego diarias 24

Tiempo de riego, en segundos.

en el mes de octubre  $31 \times 24 \times 3,600 = 2'678,400$  segundos.

Por lo tanto:

$$Q = \frac{\text{Demanda}}{\text{Tiempo de riego}} = \frac{735,000}{2'678,400} = 0.274 \text{ m}^3 / \text{s}$$

### Cálculo de deficiencias.

Se recomienda y es práctico, el empleo de una tabla. Como la tabla 6.10.

Ejemplo: Mes de octubre; año de 1961 (ver tabla 3.5).

Demanda =  $Q_n = 0.274 \text{ m}^3 / \text{s}$  = gasto necesario.

Comparando este gasto con los gastos medios de escurrimiento del río San Jeronimito en 1961 (tabla 3.5), se observa que estos gastos son mayores que el gasto necesario y por lo tanto se habrá deficiencias en este mes. Esto ocurre también en los otros años del periodo en estudio.

Mes de marzo; año de 1961.

Demanda =  $Q_n = 0.497 \text{ m}^3 / \text{s}$  = gasto necesario



Observando el registro de gastos medios aportados en este mes, se ve que los correspondientes a los días 12, 13, 14, etc., hasta el 31 son menores que  $Q_a = 0.497 \text{ m}^3 / \text{s}$ .

Y por lo tanto en estos días habrá deficiencias. La forma de cuantificar las deficiencias es la siguiente:

La suma de gastos de aportación menores que el necesario es:

$$Q_a = 6.058 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

y la suma de gastos necesarios en los 20 días de deficiencia es:

$$Q_n = (20)(0.497) = 9.94 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

el gasto faltante valdrá:

$$Q_f = Q_n - Q_a = (9.94)(6.058) = 3.882 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

Por lo tanto; el volumen faltante en los 20 días (86,400 seg.) será:

$$\text{Volumen faltante} = V_f = (3.882)(86,400) = 335,404.8 \text{ m}^3$$

En esta forma se determinaron los valores que aparecen en los casilleros de dicha tabla, con la siguiente disposición (véase tabla 6.10)

Gasto necesario ( $Q_n$ )	Días con deficiencia ( $D_f$ )
Gasto aportado ( $Q_a$ )	Gasto faltante ( $Q_f$ )

Las deficiencias mensuales que se indican en la tabla 6.11 se calcularon así:

ejemplo mes de marzo de 1961.

$$\text{Volumen necesario} = V_n = 1,330 \text{ miles de m}^3$$

$$\text{Volumen faltante} = V_f = 335.4 \text{ miles de m}^3$$



La deficiencia expresada como un porcentaje del volumen necesario mensual será:

$$\% X_m = \frac{335.4}{1330} 100 = 25\%$$

La deficiencia anual expresada como porcentaje del volumen necesario, también anual, se calculará como sigue (véase tabla 6.11).

Ejemplo año de 1960 - 1961.

Volumen anual necesario 11'820,000 m<sup>3</sup>

Volumen faltante (335.4 + 1,184.2 + 1,821.3 + 386.2) = 3'727,100 m<sup>3</sup>

luego:

$$\% X_a = \frac{3727.1}{11820} 100 = 31.5 \cong 32\%$$

#### 6.4.4 Resumen de alternativas.

Considerando que el porcentaje de deficiencias aceptables en la obra de derivación, se han estimado alrededor de un 15% en el periodo de estudio, es aconsejable desde el punto de vista de este indicador la alternativa 2. En la cual se considero el riego de 700 ha, cultivando palma y plátano y cuyo porcentaje de deficiencias resulta de 13.4% en el periodo estudiado.

También puede observarse que en esta alternativa las deficiencias anuales no rebasan el 18%, exceptuando el año de 1961 en el que hubo poco escurrimiento y resulta con mayores deficiencias en todos los casos analizados y por ser este el año que primero se observo, se opto por excluirlo en la estimación de las deficiencias. Tomando en cuenta los cultivos, palma y plátano, los cuales son resistentes a un riego deficiente en ciertos meses, y al régimen permanente del río; estas deficiencias pueden disminuir o se



contrarrestan un poco con la humedad permanente que se podría tener al estar operando el sistema de riego.

### ESTUDIO DE LAS DEMANDAS DE RIEGO LAMINA DE RIEGO

Proyecto SAN JERONIMITO MUNICIPIO PETATLAN ESTADO GUERRERO FECHA

CULTIVO	LAMINA	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
PALMA	LEN	7.2	8.1	10.9	13.0	16.6	17.6	17.5	16.6	13.3	11.8	9.4	7.7
	P	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.0	11.0	10.0	16.0	6.0	0.0	0.0
	LEN-P	6.2	8.1	10.9	13.0	16.6	4.6	6.5	6.6	—	5.8	9.4	7.7
	1.66(LEN-P)=LB	10.3	13.5	18.0	21.8	27.6	7.6	10.8	11.0	—	9.6	15.6	12.8
PALMA	LEN	7.6	8.7	11.7	13.8	17.7	18.8	18.7	17.7	14.2	12.6	10.0	8.2
	P	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.0	11.0	10.0	16.0	6.0	0.0	0.0
	LEN-P	6.6	8.7	11.7	13.8	17.7	5.8	7.7	7.7	—	6.6	10.0	8.2
	1.66(LEN-P)=LB	11.0	14.4	19.4	22.9	29.4	8.8	12.8	12.8	—	11.0	16.6	13.8

Tabla 6.6

### ESTUDIO DE LAS DEMANDAS DE RIEGO VOLÚMENES DE AGUA PARA UNA HECTAREA EN M<sup>3</sup>

Proyecto SAN JERONIMITO MUNICIPIO PETATLAN ESTADO GUERRERO FECHA

Cultivo	%	ha.	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
Palma	50	0.50	500	700	900	1100	1400	400	550	550	—	500	800	650	8250
Plátano	50	0.50	550	700	1000	1150	1450	500	650	650	—	550	850	700	8750
SUMA	100	1.00	1050	1400	1900	2250	2850	900	1200	1200	—	1050	1650	1350	17000

TABLA 6.7



## CÁLCULO DE USOS CONSUNTIVOS

(PROYECTO "SAN JERONIMITO", GUERRERO=

### Cultivo - Palma

MES	F.	U. C.	U. C. A.	SUMA
ENE.	14.7	9.14	7.17	7.17
FEB.	14.0	10.35	8.11	15.28
MAR.	16.3	13.84	10.85	26.13
ABR.	16.7	16.54	12.97	39.10
MAY.	18.4	21.12	16.56	55.66
JUN.	18.2	22.48	17.82	73.48
JUL.	18.7	22.32	17.50	90.98
AGO.	18.2	21.13	16.57	107.55
SEP.	16.7	16.93	13.27	120.82
OCT.	16.6	15.09	11.83	132.65
NOV.	15.3	11.92	9.35	142.00
DIC.	15.3	9.85	7.72	149.72
	199.1	190.71		

Coficiente global seleccionado = 0.750

Coficiente global obtenido = 0.784

### Cultivo - Plátano

MES	F.	U. C.	U. C. A.	SUMA
ENE.	14.7	9.14	7.64	7.64
FEB.	14.0	10.35	8.85	16.28
MAR.	16.3	13.84	11.57	27.86
ABR.	16.7	16.54	13.83	41.69
MAY.	18.4	21.12	17.66	59.35
JUN.	18.2	22.48	18.79	78.14
JUL.	18.7	22.32	18.66	96.82
AGO.	18.2	21.13	17.66	114.48
SEP.	16.7	16.93	14.15	128.63
OCT.	16.6	15.09	12.62	141.25
NOV.	15.3	11.92	9.97	151.22
DIC.	15.3	9.85	8.23	159.45
	199.1	190.71		

Coficiente global seleccionado = 0.750

Coficiente global obtenido = 0.836

**TABLA 6.8**



### DEMANDA DE RIEGO

ALTERNATIVA No. 2

PROYECTO "SAN JERONIMITO" MUNICIPIO PETATLAN ESTADO GUERRERO FECHA

MES	PARA 1 Ha.	PARA 700 Ha.	
	MILES DE M <sup>3</sup>	MILES DE M <sup>3</sup>	M <sup>3</sup> /S.
OCT.	1.050	735	0.274
NOV.	1.850	1295	0.484
DIC.	1.350	945	0.353
ENE.	1.050	735	0.274
FEB.	1.400	980	0.366
MAR.	1.900	1330	0.497
ABR.	2.250	1575	0.588
MAY.	2.850	1995	0.745
JUN.	0.900	630	0.235
JUL.	1.200	840	0.314
AGO.	1.200	840	0.314
SEP.	0	0	0.000
S U M A	17.000	11820	

TABLA 6.9

### CALCULO DE DEFICIENCIAS GASTOS FALTANTES Y DIAS CON DEFICIENCIAS

PROYECTO "SAN JERONIMITO" MUNICIPIO PETATLAN ESTADO GUERRERO FECHA ALTERNATIVA 2

AÑO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR.	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
1960-61						9.94-20	9.94-20	9.94-20				
						6.058-3.68	6.058-3.68	6.058-3.68				
1961-62						2.415-5	17.010-30	20.40-30				
						2.020-0.39	9.656-7.35	9.355-11.05				
1962-63												
1963-64								1.38-2				
								1.304-0.06				
1964-65						9.177-18	17.01-30	21.08-31				
						7.303-1.87	8.21-8.80	8.504-12.57				
1965-66						7.728-16	13.608-24	21.08-31				
						6.687-1.841	9.707-3.9	8.99-12.08				
1966-67							17.01-30	21.08-31				
							11.563-5.5	9.2-11.89				
1967-68							15.87-28	11.55-17				
							11.81-4.07	1.503-10.06				
1968-69						9.66-20	17.01-30	21.080-31				
						8.34-1.28	8.54-8.47	6.63-14.45				
1969-70						6.28-13	17.01-30	21.08-31				
						4.98-1.30	7.670-9.34	9.57-11.51				

TABLA 6.10



## CALCULO DE DEFICIENCIAS MENSUALES Y ANUALES

PROYECTO "SAN JERONIMITO" MUNICIPIO PETATLAN ESTADO GUERRERO FECHA ALTERNATIVA 2

año 19	VOLUMENES FALTANTES												DEF. Anual			
	O	N	D	E	F	M	A		M	J	J	A	S	%	Mm <sup>3</sup>	
60-61							%	Mm <sup>3</sup>	%	Mm <sup>3</sup>	%	Mm <sup>3</sup>	%	Mm <sup>3</sup>	%	Mm <sup>3</sup>
61-62						25	335.4	80.8	1184	100	1821	100	386.2	32	3727.1	
62-63						2.8	34.1	43.2	635.4	52.4	954.3			14.1	1623.8	
63-64														0	0	
64-65									0.3	4.8				0.03	4.8	
65-66						12.5	161.9	51.7	760.3	59.7	1087			17.3	2008.8	
66-67						6.9	89.9	22.9	337	57.4	1044			12.7	1471	
67-68								32	470.6	56.4	1026			12.9	1497	
68-69								23.9	351.4	47.7	868.9			10.5	1220.3	
69-70						8.5	110.9	49.8	732	888	1248			19	2091.3	
70-71						8.7	112.2	54.9	807	54.8	994.6			16.5	1913.8	

**TABLA 6.11**

ALTERNATIVA No.	SUPERFICIE DE RIEGO Ha.	PERÍODO 1961 - 1970					
		DEMANDA MILES DE M <sup>3</sup>	VOL.APROVECHABLE MILES DE M <sup>3</sup>	DEFICIENCIA			
				MILES DE M <sup>3</sup>	%	MAX.	MIN
1	500	82,750	75,382.3	7,387.7	8.9	12.8	1.0
2	700	118,200	100,318.3	17883.7	15.1	18	0.0
3	1000	165,500	136,381.3	29,118.7	17.6	24.5	0.0
4	1500	248,250	191,578.8	56,671.2	22.8	31	1.8

**TABLA 6.12**

### 6.4.5 Capacidad de la toma:

Considerando la alternativa de riego No. 2, se tiene que:

Demanda máxima = 2,600 m<sup>3</sup> / ha - mes de mayo

Demanda para 700 ha. = 1,820 miles de m<sup>3</sup>

Demanda como gasto (Q<sub>1</sub>)

$$Q_1 = 0.68 \text{ m}^3 / \text{s} = 0.7 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Que es el gasto mínimo que se debe derivar. Con este gasto se debe diseñar la bocatoma.



## 8.5 CAPACIDAD DE LA TOMA, APROVECHANDO CORRIENTES INTERMITENTES

En ocasiones cuando se tiene la necesidad de construir una obra de derivación con el objeto de aprovechar el agua de las avenidas. Estos proyectos comúnmente son de poca magnitud y eventuales, y únicamente sirven para proporcionar riegos de auxilio mediante entarquinamiento o inundación de las áreas de cultivo. Este tipo de aprovechamiento no es recomendable debido a la poca seguridad y eficiencia que ofrece en el riego y, solo es aceptado en casos muy especiales.

Este tipo de derivación es preferible que sea substituido por la explotación de agua subterránea, mediante la perforación de pozos; o buscar la posibilidad de un pequeño almacenamiento u otra derivación, aun en sitios lejanos a la zona de riego.

Para los casos donde se pueda presentar el caso de aprovechar el agua de las avenidas, deberá pensarse en que la capacidad de la toma dependerá de los siguientes factores:

- ⇒ Magnitud y duración de las avenidas.
- ⇒ Superficie que se pretende regar.
- ⇒ Clase de cultivos.
- ⇒ Laminas de riego que se desea proporcionar.
- ⇒ Magnitud del canal de conducción.
- ⇒ Pérdidas de agua en la conducción, etc.-

**Los casos que pueden presentarse son dos:**

En uno se conoce la superficie de riego y el problema es determinar el gasto que es necesario derivar, de acuerdo con el hidrograma de una avenida más o menos abundante. En el segundo caso, se conoce el hidrograma y de acuerdo con él; la cuestión es determinar que superficie se puede regar.



En los dos casos, un estudio de costos en el que se considere la magnitud de la presa derivadora, canal de conducción y la superficie regada, serán un indicador para definir las características de la derivación.

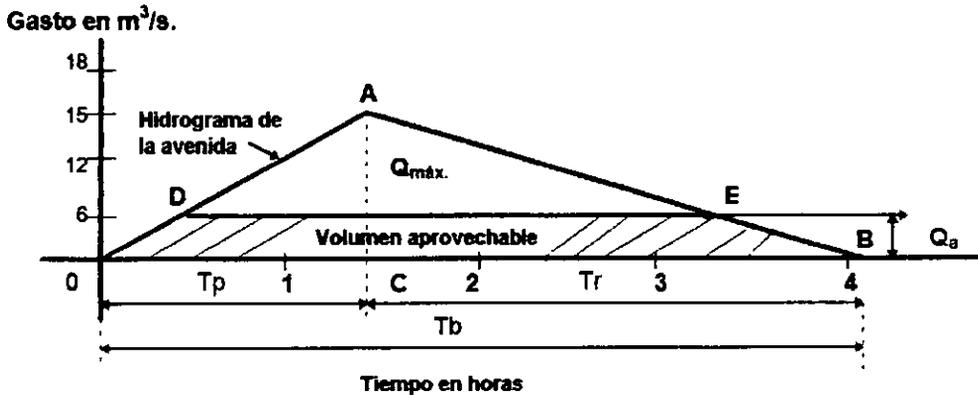


Figura 24 Hidrograma de una avenida

Ejemplo para el primer caso:

Se considera que la figura 24 representa el hidrograma de la avenida para regar 20 hectáreas dotándolos de una lamina de 30 cm., en cada avenida.

Como primer paso se verificara si el volumen de agua aportado por la avenida es suficiente para cubrir la demanda:

Demanda = Superficie por lamina.

Demanda = # de hectáreas x 10,000 x lamina ; en m<sup>3</sup>



$$\text{Demanda} = (20)10,000(0.3) = 60,000 \text{ m}^3$$

$$\text{Volomen Aportado} = \frac{(T_p + T_r)Q_{\max}}{2} = \frac{T_b \cdot Q_{\max}}{2};$$

sustituyendo valores:

$$\text{Volomen Aportado} = \frac{4 \cdot 3,600 \cdot 15}{2} = 108,000 \text{ m}^3$$

Como se puede apreciar, es posible cubrir la demanda, ya que:

$$108,000 \text{ m}^3 > 60,000 \text{ m}^3$$

El gasto de la toma ( $Q_a$ ) se puede conocer mediante tanteos moviendo la línea DE paralelamente moviendo las abscisas hasta lograr que el área que indica el volumen aprovechable sea igual a la demanda. Como en la mayoría de estos aprovechamientos no se tienen datos de avenidas, lo que se hace es construir un hidrograma triangular con datos de la observación directa de las crecientes o bien, calcular el gasto máximo del hidrograma por el método de la sección y la pendiente. Este último método es lo más común, y se sugiere no considerar las huellas más altas del escurrimiento, sino primero construir una curva de gastos empleando este método y considerar en el hidrograma el gasto que se estime sea más frecuente.

Para el ejemplo: considerando un gasto de:

$5 \text{ m}^3 / \text{s}$  se tiene:

$$V = \frac{4 + 2.66}{2} \cdot 5 \cdot 3,600 = 59,940 \text{ m}^3 \text{ que es el volumen requerido.}$$

Probablemente una obra de toma diseñada con  $5.5 \text{ m}^3 / \text{s}$  garantizaría el aprovechamiento de la avenida.



De una manera análoga se procedería tratando de dar el riego con dos o más avenidas, dando por resultado abatir el costo de la toma y el canal de conducción, puesto que el gasto de derivación resultaría menor. En estos aprovechamientos, el gasto de derivación es grande en comparación con el área regada aprovechando una corriente permanente en cuyo caso para ejemplo, si se considera un coeficiente para riego de 1.5 lts/seg./ha., el gasto de la toma sería de:

$$Q = 1.5 \times 20 = 30 \text{ lts/s.}$$

### 6.5 1 Volumen aprovechable de avenidas.

Tratándose de calcular el volumen aprovechable del hidrograma de una corriente y para conocer la superficie factible de regar, se puede emplear la expresión que se deduce a continuación.

De acuerdo con el hidrograma de la figura anterior se tiene que el volumen aprovechable vale:

$$V = \frac{OB + DE}{2} Qa \dots\dots\dots(1)$$

$$Tb = OB$$

$$\frac{DE}{Tb} = \left( \frac{Q_{max} - Qa}{Q_{max}} \right) Tb$$

sustituyendo en (1).

$$V = \frac{Tb + Tb \frac{Q_{max} - Qa}{Q_{max}}}{2} Qa = \frac{Tb}{2} \left( 1 + \frac{Q_{max} - Qa}{Q_{max}} \right) Qa$$

$$V = \frac{Tb}{2} \left( 1 + \frac{Q_{max}}{Q_{max}} - \frac{Qa}{Q_{max}} \right) Qa = \frac{Tb}{2} \left( 2 - \frac{Qa}{Q_{max}} \right) Qa = Tb \left( Qa - \frac{Qa^2}{2Q_{max}} \right) \dots\dots\dots(2).$$



Ahora bien, si en (2) se expresa  $Q_a$  en función de  $Q_{max}$ , mediante un factor  $K$  cuyos valores serán menores que la unidad y cuando más igual a uno se tiene:

$$Q_a = K \cdot Q_{max}$$

$$V = Tb \left( K Q_{max} - \frac{K^2 Q_{max}^2}{2 Q_{max}} \right) = Tb Q_{max} \left( K - \frac{K^2}{2} \right)$$

Y así:

$$\left( K - \frac{K^2}{2} \right) = C$$

finalmente se tiene:

$$V = C \cdot Tb \cdot Q_{max}.$$

Con la relación de los coeficientes  $K$  y  $C$  se conoce rápidamente el porcentaje aprovechado de la avenida, lo cual puede servir también para normar el criterio en la selección de la capacidad de la toma, por ejemplo: para  $K = 0.5$  se obtiene para  $C = 0.375$  y corresponde al aprovechamiento del 75% de la avenida.

### 6.5.2 Duración de la avenida ( $T_b$ ).

Se expone a continuación la expresión que puede emplearse para determinar en forma aproximada el valor de ( $T_b$ ) cuando no se haya obtenido en forma directa; sea:

$T_c$  = Tiempo de concentración. Duración del recorrido del agua, desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés.

$L$  = Longitud que recorre el agua según la definición de  $T_c$ ; en pies. Este valor se puede obtener de una carta topográfica.

$R_a$  = Retraso. Tiempo del punto medio del exceso de precipitación hasta la hora del gasto máximo. Su valor es empírico y se estima como el 60% de  $T_c$ , es decir:  $= 0.6T_c$ .

$D$  = Periodo de exceso de lluvia. Su valor se puede estimar en base al tiempo de concentración  $T_c$  según los siguientes datos:



( T <sub>c</sub> ) en horas	( D ) en horas
15 a 30	3
10 a 15	2
3 a 6	1
3 a menor	0.5

He = Constante T<sub>r</sub>/T<sub>p</sub> que es característica de cada cuenca y cuyo valor medio se acepta de 1.67; para cuencas no aforadas.

V = Velocidad media del agua en la corriente principal, cuyo valor se estima de acuerdo con las tablas que siguen;

S = Pendiente media del río desde el punto más lejano al sitio del aprovechamiento.  
Su valor se puede obtener para un caso dado; recurriendo a una carta geográfica en la cual se indican las curvas de nivel y el recorrido del río.

DEL PROYECTO RACIONAL DE LAS ALCANTARILLAS Y PUENTES DE TEXAS				DE LA PUBLICACIÓN TECNICA DE U. S. NAVY	
Velocidad media en m/s.				"S" en %	Velocidad media m/s
"S" en %	Bosques (en la porción superior de la cuenca)	Pantanos (en la porción superior de la cuenca)	Cauce natural no muy bien definido		
0 a 3	1	1.5	1	1 a 2	0.6
4 a 7	2	3	3	2 a 4	0.9
8 a 11	3	4	5	4 a 6	1.2
12 a 15	3.5	4.5	8	6 a 10	1.5

Ahora bien, de acuerdo con las definiciones anteriores se tiene:

$$T_b = T_r + T_p \quad ; \quad T_p = D/2 + 1$$

Aceptando que:

$$T_r = 1.67 T_p; \quad R_o = 0.6 T_c = 0.6 L/V.$$

Se puede escribir:

$$T_b = 1.67 T_p + T_p = 2.67 T_p.$$

$$T_p = D/2 + 60 L/V$$



y para obtener segundos:

$$T_p = 3600D/2 + 60 LV$$

$$T_b = 2.67 (1800 D + 0.6 LV) = 4.706 D + 1.603 LV; \text{ en segundos.}$$

Que es la igualdad con la que se valúa el tiempo de duración de la avenida en forma poco aproximada.

En ocasiones otra forma de estimar la duración de la avenida es asignarle a criterio una velocidad de la corriente, considerando la pendiente del río y sus condiciones y, con la longitud de recorrido calcular el tiempo buscado, haciendo algún ajuste con el criterio basado en la practica.

## **6.6 CAPACIDAD DE DERIVACIÓN PARA ALIMENTAR UN VASO DE ALMACENAMIENTO.**

Ocasionalmente se presenta la necesidad de derivar los escurrimientos de una corriente, con el fin de alimentar a un vaso de almacenamiento y de este efectuar la extracción controlada del canal. Este tipo de problema puede tenerse, cuando existiendo terrenos de cultivo y más o menos cercanos a ellos , un vaso y boquilla atractivos, los escurrimientos de la corriente en donde estos se ubiquen sean insuficientes y entonces haya la necesidad de llevar el agua de otra parte.

También se presenta cuando disponiéndose de una corriente abundante, se tenga la inquietud de aprovecharla, conduciendo la derivación hasta un sitio fuera del cauce del río, que es favorable para una presa de almacenamiento. En otras ocasiones, cuando sea necesario complementar el llenado de un almacenamiento construido con anterioridad o suplir las deficiencias no previstas por una falla en la apreciación de la potencialidad hidrológica de su cuenca.



El caudal de derivación para un proyecto de estas características puede resultar de magnitud considerable, influyendo, la capacidad de almacenamiento y del régimen de la corriente aprovechada, sobre todo si se trata de la captación de gastos intermitentes, como las avenidas. En este caso será de tomar muy en cuenta la magnitud, duración y frecuencia de las mismas, y hacer un cálculo similar del volumen de agua apartado por las avenidas, como en el caso de los riegos, aprovechando las aguas broncas para fijar el gasto de la bocatoma. Conviene recordar que en estos proyectos deberá ponerse especial atención en la conducción del gasto derivado, tanto desde el punto de vista técnico, como económico, debiendo prever; costo de la conducción en si, estructuras de cruce, problemas geológicos, etc.

#### **6.7 CAPACIDAD DE DERIVACIÓN AGUAS ABAJO DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO.**

Con frecuencia el agua extraída de una presa de almacenamiento es conducida por el cauce del río hasta un sitio cercano a la zona de riego y de ahí se encausa a los canales mediante una presa de derivación. En este caso se presenta una vez que se hayan estudiado, el costo de la construcción de un canal muerto y el de la presa de derivación y se concluye que esta última sea más conveniente en cuestiones económicas.

La capacidad de la toma para estas presas derivadoras, estarán normadas por la obra de toma del almacenamiento aguas arriba o más bien en las demandas de la zona de riego. En estos casos, en la estimación de la avenida de proyecto de la presa derivadora, deberá considerarse el gasto máximo del vertedor de demasías aguas arriba y la que origine la cuenca adicional, entre el almacenamiento y la derivación estimándose además, la probabilidad de que ambos gastos puedan ser simultáneos.

Esto último deberá estudiarse con mayor cuidado, sobre todo cuando las distancias entre las dos obras sean notables.

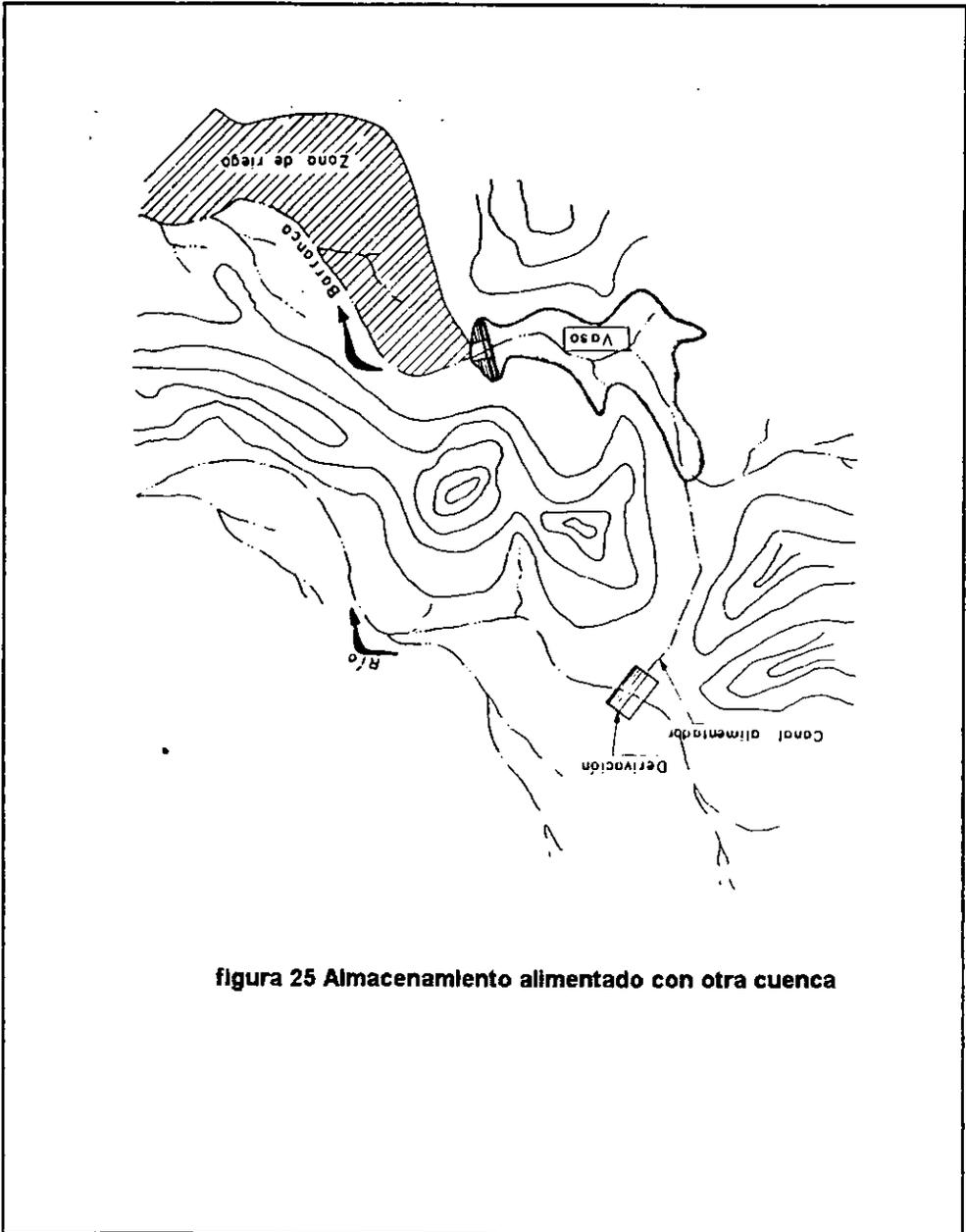


figura 25 Almacenamiento alimentado con otra cuenca

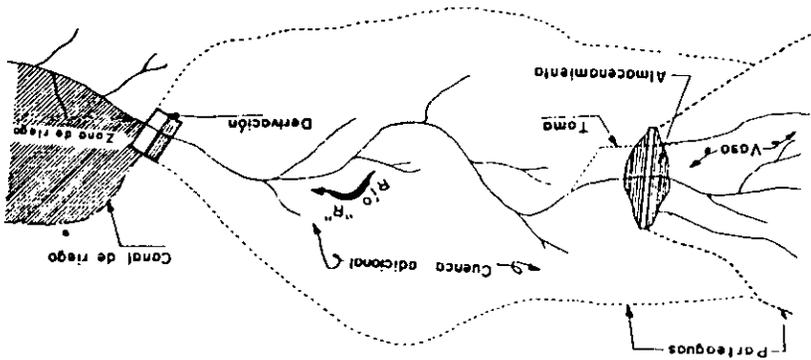


figura 26 Sistema de riego, con almacenamiento y derivación



# 7

## Remanso, azolves y acarreos

### 7.1 PODER DESTRUCTIVO DE LA CRECIENTE.

Aun cuando desde la elección del sitio para la presa derivadora, se procura siempre evitar la acumulación de azolves acarreos de gran tamaño, así como la erosión debido a la velocidad de las crecientes; dentro del estudio hidrológico se ha creído conveniente incluir estos conceptos, con el objeto de no perderlos de vista en el diseño de la obra derivadora, puesto que la evaluación de estos elementos se relaciona con los escurrimientos de la corriente.

La determinación de la cantidad de acarreos, tamaño y calidad de los mismos, no es tan riguroso en estas obras y probablemente mediante una visita de inspección del proyectista, al sitio del aprovechamiento, será suficiente para percatarse de sus características y considerarlas en el diseño de las estructuras de limpia o desarenadoras. La visita al sitio de la derivación hará pensar en el poder destructivo de la corriente y tomar en cuenta lo observado, para dimensionar los muros de encausamiento, los dentellones, atraques en la ladera y la cortina.



## 7.2 CAPACIDAD DE AZOLVES y ACARREOS

La capacidad de azolve, es el volumen muerto que se debe considerar en un almacenamiento debido al azolve progresivo del vaso, para que se conserve su capacidad inicial útil. El cálculo empírico de esta capacidad, puede efectuarse mediante la fórmula:

$$C_z = 0.001 \frac{n}{a} \Sigma V_{ai}$$

siendo:

$C_z$  = capacidad de azolve, miles de metros cúbicos.

0.1 = factor de azolve por año, por millar de metros cúbicos.

$n$  = años supuestos de vida útil de la obra

$V_a$  = volumen aprovechable mensual

### 7.2.1 Estructura de Ilmpla

En general el daño de azolves a las estructuras, se prevée tomando medidas ya sea para quitar la acumulación del material de tiempo en tiempo o evitar que durante un período razonable no llegue a sentirse el daño, por ejemplo, en las presas de almacenamiento, el umbral de la toma se localiza arriba del nivel que marca el limite del espacio, que se deja para los azolves durante cierto período, de esta manera se evita el taponamiento, u obstrucción de la toma.

En las presas de derivación, se construyen estructuras con el objeto de prever una limpieza periódica a la bocatoma. La estructura consiste fundamentalmente y en general, en un canal que se localiza frente a la toma; así este canal, llamado desarenador, queda formado por dos paredes verticales y paralelas, una que separa el cauce del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se localiza el canal de riego figura 7.1.



El canal desarenador debe quedar de preferencia paralelo al eje del río y la toma se hará por uno de sus lados, en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el desarenador, tratando de evitar la entrada de azolves al canal. En ocasiones cuando los problemas de azolve son más serios y las características topográficas del cauce son propicias, se construyen desarenadores muy amplios para que el río desarene parcial o totalmente en toda la anchura de su cauce, mediante la abertura del sistema de control del paso del agua figura 7.2.

En otros casos además del desarenador se le provee a la bocatoma un sistema de cribas para impedir el paso de acarros a la misma y propiciar su decantación ante la toma. Con esto se logra facilitar el desalojo de acarros de tiempo en tiempo figura 7.3. la figura 7.4 muestra el esquema de un diseño de estructura de limpia, a cuya toma se le antepuso un vertedor, para evitar el paso de acarros de tamaño grande y facilitar la limpieza periódica.

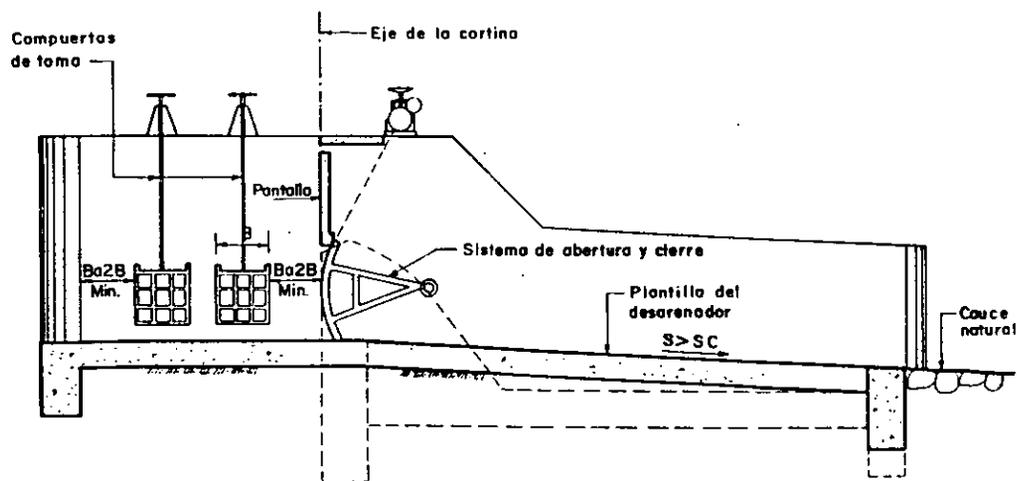
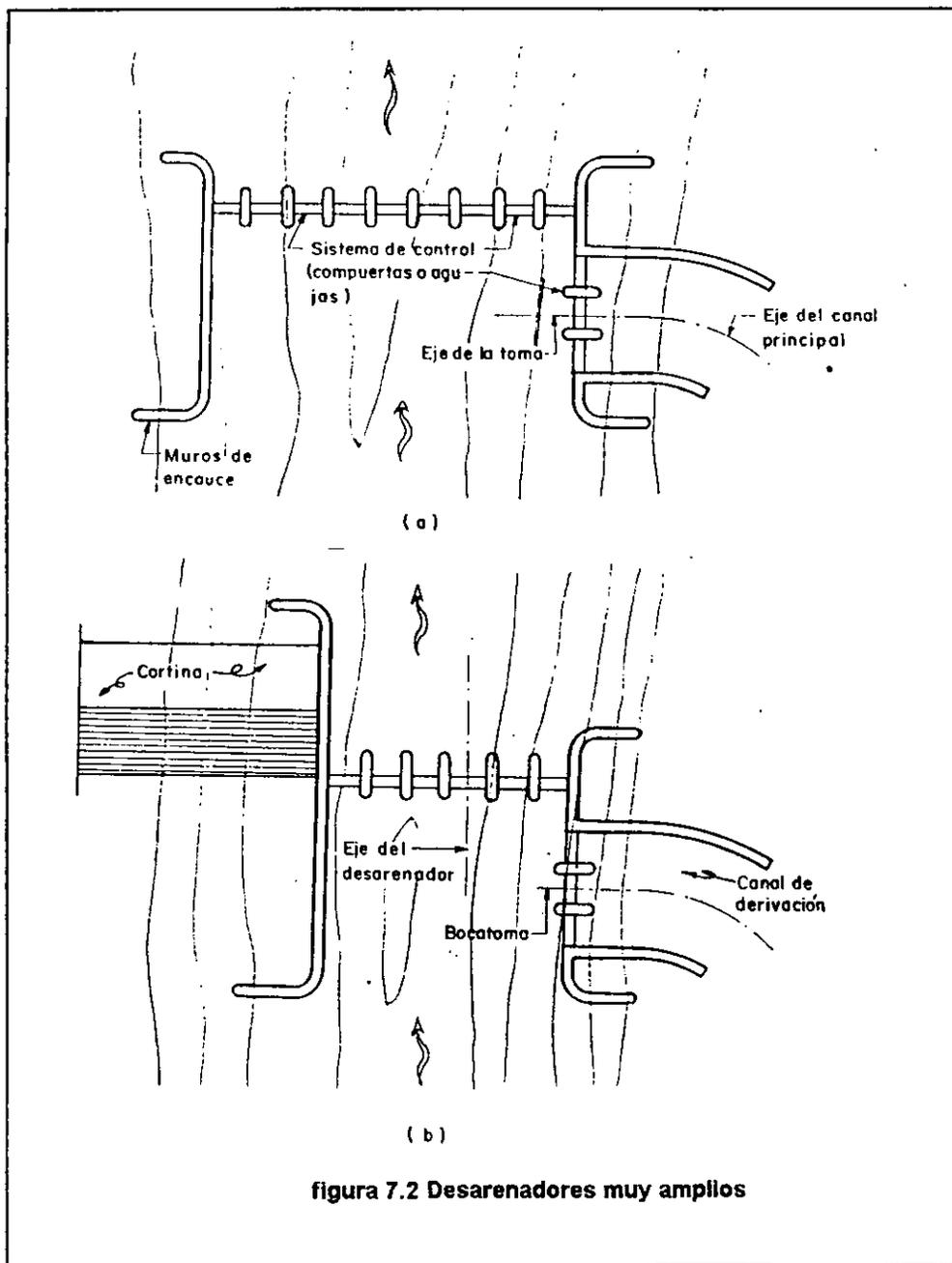


figura 7.1 Perfil longitudinal de un canal desarenador



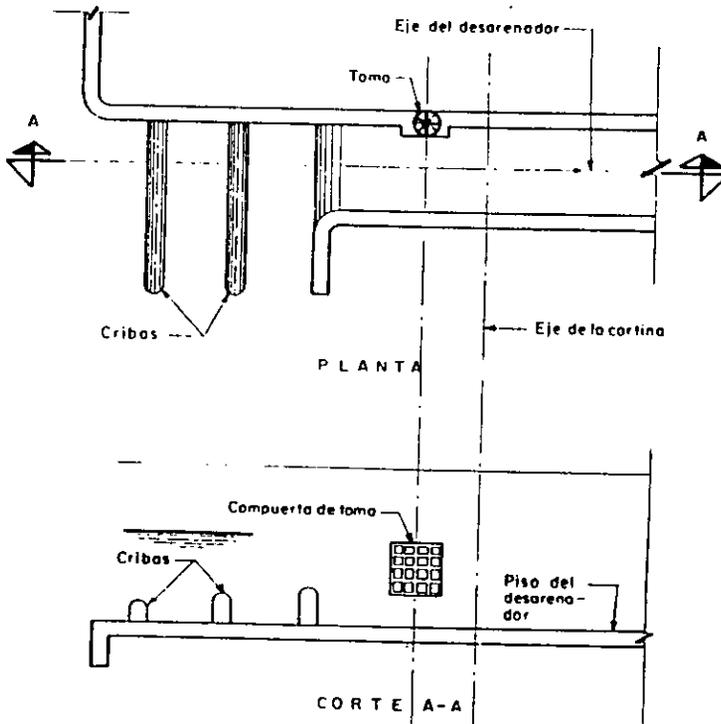
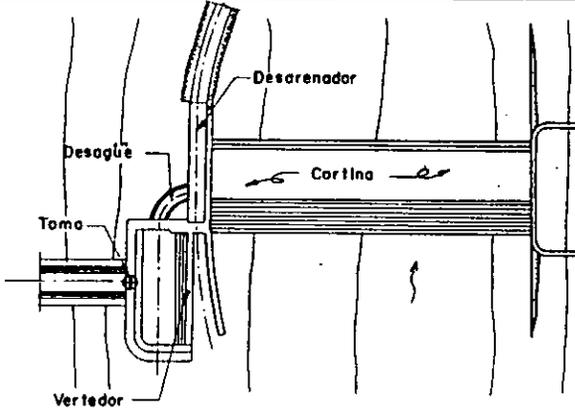


figura 7.3 Sistema de cribas en la bocatoma



7.4 Obra de toma con vertedor en el desarenador

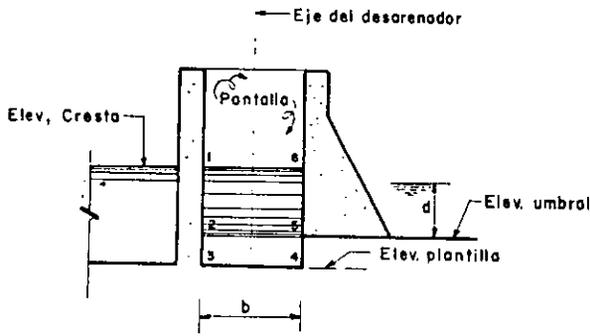


figura 7.5 Sección hidráulica del canal desarenador

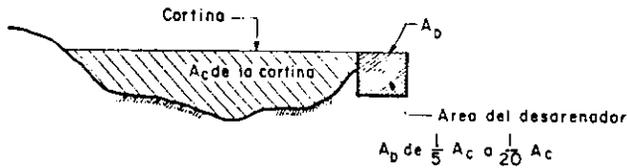


figura 7.6 Relación de las áreas del desarenador y cortina



### 7.2.2 Funcionamiento del canal desarenador

Considerando la compuerta del desarenador figura 7.1 se puede impedir el paso del agua hacia abajo, para encausarla hacia el canal de riego, cuando las compuertas de la toma estén abiertas; en esta forma, en el tramo del canal arriba del sistema de obstrucción y cierre, se propicia que los materiales se decanten para lo cual, será necesario tener en este sitio una baja velocidad. Para desalojar periódicamente el azolve acumulado, deberán cerrarse las compuertas de la toma, abrir la descarga del desarenador y producir el flujo del agua de manera que la velocidad sea suficiente para arrastrar dicho azolve, descargándola nuevamente al río aguas abajo del sitio de la derivación.

### 7.3 DISEÑO DEL CANAL DESARENADOR

La toma se hará a partir de un canal desarenador, con un trazo perpendicular al eje de este. El desarenador quedara alojado hacia la margen en la que se vaya a efectuar la toma. Su eje será paralelo al escurrimiento del río y contará el muro de la presa, aproximadamente a 90°. Tendrá pendiente longitudinal y sección adecuadas. Estará construido de materiales rígidos, con plantilla horizontal en cualquier sección y muros verticales. Será de ancho constante en toda su longitud.

Estará controlado por compuertas de tipo radial, situados aproximadamente en la dirección del eje de la presa, que permitan o corten la circulación del agua durante el desarene y al efectuarse la toma respectivamente. El desarenador empezara hacia aguas arriba de la presa a una distancia tal que permita alojar en el los orificios de la toma, en el tramo recto. Hacia abajo, se prolongará lo necesario para garantizar que su funcionamiento no va a perjudicar la estructura de la presa ni la boquilla.

Para facilitar el acceso del agua, lo más practico es cortar el terreno a fin de formar una banqueta desde el inicio del canal desarenador hacia aguas arriba, a una elevación que



corresponde a la de la plantilla del desarenador, pero preferentemente un poco menor que esta elevación, sin embargo, para definir el acceso habrá que considerar la ubicación del desarenador, así como otras características del sitio, tales como: tipo de materiales en la ladera, elevación de la plantilla del desarenador con relación al fondo del cauce, anchura del canal, etc.

La velocidad del agua en el desarenador durante la operación de toma, y considerando solamente el área localizada de la elevación de la plantilla del canal de conducción para arriba, debe ser igual o menor que la del agua en el río. En nuestro país se ha usado una velocidad de alrededor de 0.6 m/s, que permite la decantación en el desarenador de los materiales relativamente gruesos, como arenas o mayores que transporta el agua de río.

El piso del desarenador se sitúa de 1.2 m a 1.5 m. abajo del nivel de la toma, para dejar un espacio en su parte inferior para la depositación de los arrastres. La obra de toma, consistirá en una, dos ó más compuertas que estén alojadas en el muro exterior del desarenador. Si por medio de orificios, que conviene que trabajen ahogados por su entrada y su salida. Esta quedará en el principio del canal de conducción.

Los orificios se situarán aguas arriba de la compuerta radial quedando el más próximo a ella, a una distancia mínima de 1.5 el ancho de una de las compuertas deslizantes. El canal desarenador se extenderá por lo menos una distancia igual hacia aguas arriba de la primera.

En general todas las compuertas de la toma son iguales y se sitúan en la misma elevación. Quedaran separadas una de otra, lo necesario para permitir su instalación cómoda. Su umbral debe quedar a la altura de la plantilla del canal de toma en su principio. Durante el desarene se serrarán las compuertas de la toma y se abrirá la radial que controla el desarenador y aprovechando un gasto igual al de la toma o normal se debe



producir una velocidad suficiente para el arrastre de los materiales que se hayan depositado en el periodo de toma.

Se considera que esta velocidad debe estar comprendida entre 1.5 y 3 m/s para que sea capaz de mover los azolves, pero que no perjudique a la estructura ni al terreno de la boquilla en ninguna parte. Esta velocidad se logra dando a la plantilla del desarenador una pendiente adecuada.

### **Geometría e hidráulica del desarenador.**

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de funcionamiento, y así, para determinar dichas características, consideraremos fundamentalmente, dos formas de operar el canal desarenador y que a continuación se indican:

1ª.- Condición. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.

2ª.- Condición. Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada.

#### **1ª Condición de funcionamiento.**

Para esta primera condición, el tramo del desarenador, frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como un tanque de sedimentación, su geometría deberá permitir, velocidades bajas del agua, para dar oportunidad de que los acarreos se depositen en el sitio.

La sección del canal adquiere la forma rectangular, porque se aprovechan las paredes de los muros laterales y porque dicha sección facilita instalar los controles de apertura y cierre.



La elevación de la plantilla del canal, frente a la toma es inferior a la del umbral de las compuertas de la misma, con el propósito de contar con un espacio para el depósito de los sedimentos, evitando así, su paso al canal de riego. Este espacio es variable y se puede dejar tan alto, como sea posible y conveniente, pero desde luego, dependerá del tamaño y cantidad de los acarrees que se tengan en el río en cuestión, y en general se recomienda de acuerdo con la experiencia, que como mínimo sea de 80 cm.

De acuerdo con lo anterior el diseño del canal se reduce a determinar su ancho, una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de él y considerando que la superficie libre del agua, corresponde con la elevación de la cresta de la cortina vertedora, así pues, basándose en la ecuación de continuidad se tendrá:

$$Q = V \cdot A$$

de aquí tenemos que :

$$A = \frac{Q}{V} \quad \text{y}$$

$$b = \frac{A}{d}$$

siendo:

Q = gasto mínimo normal considerado

A = sección hidráulica del canal

V = velocidad para propiciar la sedimentación.

### **Gasto mínimo normal**

En un momento dado, el gasto en este canal, será el que deba pasar por la toma y por lo tanto, será igual al gasto de derivación normal. Otra condición sería el comportamiento del desarenador para gastos menores que el normal de derivación, pero



este caso sería favorable, dado que para la misma sección hidráulica, la velocidad sería menor.

Esta condición se presenta, cuando la toma opera parcialmente.

### Área hidráulica del canal.

Considerando que el espacio abajo del umbral de la toma, 2 - 3 - 4 - 5 figura 7.5 está destinada a la ocupación de acarreos y lodos, el área hidráulica que se considera será la 1 - 2 - 5 - 6.

En ocasiones se tiene un gasto de derivación relativamente pequeño, y al considerar una velocidad máxima recomendada para propiciar la sedimentación, el canal resulta pequeño, de tal suerte que constructivamente y desde el punto de vista de la proporción, se antoja hacerlo más amplio; por lo que de acuerdo con la experiencia de obras construidas, se ha adoptado que este canal tenga como mínimo una anchura de 1.5 m. a 2.00 m. y lo que va a suceder en estos casos, es que la velocidad será menor que la máxima recomendable, lo cual es ventajoso.

Una de las recomendaciones que se da es que la velocidad en el canal desarenador, siempre deberá ser menor que la velocidad en el río, para cuando esté operando la toma. También se debe verificar que la velocidad adoptada para propiciar el depósito de azolves, sea menor que la que tenga el canal de conducción o de riego, e inmediatamente después de las compuertas de la bocatoma.

En diversas obras que han operado con éxito en la india, R. B. Buckley observó, que entre el área hidráulica del desarenador y el área obstruida por la cortina vertedora, existía una relación que variaba entre  $1/5$  y  $1/20$ , y en una mayoría predominaba la relación de  $1/10$ , figura 7.6.



Esta observación también se puede considerar al diseñar el desarenador, no obstante, su aplicación no debe ser tan rigurosa, ya que por razones económicas no siempre es posible cumplirla, pues en ocasiones la sección de la corriente obstruida, resulta ser bastante grande, y por otra parte en la eficiencia del desarenador, intervienen otros factores, además del área hidráulica, tales como, posición con respecto a la corriente, elevación con relación al lecho del río, etc., y además no se sabe con detalle, las condiciones y características de estas obras en la India.

### Ejemplo

Se trata de determinar el ancho de un canal desarenador, teniendo los siguientes datos: véase figura 7.5.

Gasto normal de derivación  $Q = 1.50 \text{ m}^3 / \text{s}$ .

Elev. de la plantilla del desarenador = 1000 m

Elev. del umbral de toma = 1000.8 m

Elev. de la cresta del vertedor = 1002.3 m

Velocidad máxima adoptada = 0.60 m/s.

De acuerdo con la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = A \cdot V$$

de donde:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{1.5}{0.60} = 2.50 \text{ m}^2$$

pero:

$$A = b \cdot d$$



$$b = \frac{A}{d} = \frac{2.5}{1.5} = 1.66 \text{ m}$$

$$d = \text{elev. } 1002.30 - 1000.80 = 1.50 \text{ m.}$$

Ajustando el ancho  $b = 2.00 \text{ m.}$  para instalar una compuerta tipo, de  $2 \times 2 \text{ m.}$

La velocidad valdrá:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.50}{b \cdot d} = \frac{1.5}{(2)(1.5)} = 0.5 \text{ m/s.}$$

## 2ª condición de funcionamiento

Quando los azolves se hayan acumulado frente a la toma, las compuertas de ésta deberán cerrarse, y abrirse las del desarenador para establecer un escurrimiento, cuyo principal fin es desalojar los materiales acumulados, en ese sitio, es decir, efectuar la operación de limpieza. Para lograr lo anterior es fundamental que el flujo que se establezca sea con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre.

Por otro lado, la velocidad no deberá ser tan alta, para no ocasionar erosión a lo largo del canal o socavaciones al pie de la descarga del desarenador que pudieran dañar seriamente la estructura. Para fijar la pendiente que garantice una velocidad de arrastre suficiente, se pueden considerar dos casos para esta condición de funcionamiento.

1.- Se cuenta inicialmente con el gasto normal de derivación

Es obvio que el gasto mínimo con el que se cuente en cualquier momento, será el gasto de derivación y este caso en cierto modo es el más desfavorable, para el análisis de esta condición de funcionamiento, ya que para gastos mayores el escurrimiento, será más favorable para lograr el desazolve.



2.- Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador.

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y en verificar las velocidades del escurrimiento, para lo cual se deberá contar con los siguientes datos:

Q = gasto de derivación.

B = Ancho de la plantilla.

V = Velocidad adoptada para producir arrastre.

Para el primer caso se tiene:

$$Q = V \cdot A$$

y para secciones rectangulares  $A = b \cdot d$ .

entonces:

$$Q = V \cdot d \cdot b.$$

de donde:

$$d = \frac{Q}{V \cdot b}$$

y también:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot d}{b + 2d}$$

Aplicando la fórmula de Manning, para el cálculo de la pendiente, se tiene:

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



de donde:

$$S = \left( \frac{Vn}{r} \right)^2$$

Para el segundo caso tenemos:

$A = b \cdot d$ , siendo "d" la altura del orificio en el canal desarenador.

$$P = b + 2d$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot d}{b + 2d}$$

y la velocidad valdrá:

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

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

#### 7.4 REMANSO.

Cuando a la corriente de un río se le interpone un obstáculo, se presenta el fenómeno de remanso, que consiste en la sobreelevación del nivel del agua que empieza en el obstáculo y se prolonga disminuyendo hacia aguas arriba, hasta una distancia en la cual cesa el efecto del obstáculo interpuesto.

En el caso de una presa derivadora, es necesario determinar la curva de remanso con el fin de prever la inundación de los terrenos ribereños. Esto es muy necesario, sobre todo cuando las presas derivadoras se localizan en ríos de cauce más o menos ancho y que no estén encajonados. Este tipo de cauces se encuentran cerca de las costas o en las zonas de los meandros.

En ocasiones el agua represada por la derivadora inunda terrenos agrícolas cuya área es necesario conocer, para efectos de indemnización, etc. también la curva de remanso ayuda a fijar la altura de los muros de encausamiento y de rectificaciones en los ríos si el caso lo amerita.

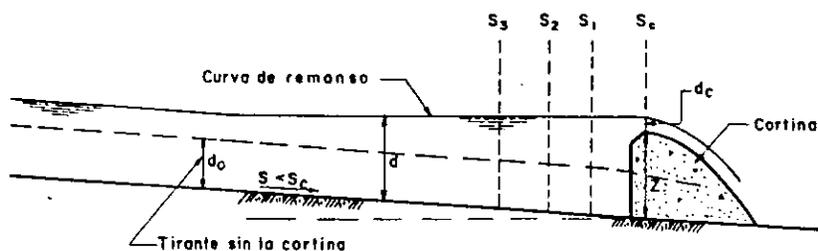


figura 7.7 Croquis del fenómeno de remanso

Existen varios métodos para determinar la curva de remanso, uno de los procedimientos que se consideran suficientes para el caso del proyecto de derivadoras, es el que se efectúa mediante la aplicación sucesiva del teorema de Bernoulli, a partir de la sección de control del dique vertedor hacia aguas arriba.

Únicamente lo que se tiene que verificar para el empleo de este procedimiento, es que el escurrimiento del río sea con régimen tranquilo, esto quiere decir que su pendiente tiene que ser menor que la pendiente crítica. Generalmente esta condición no es problema ya que en todos los proyectos se presenta.

Se parte con:

$$z + d_c + h_w = \Delta_1 + d_i + h_w + \Sigma h_{p1}$$

Siendo:

$z$  y  $\Delta_1 Z$  = cargas de posición.



$d_c$  y  $d_1$  = Tirantes, crítico y en otra sección cualquiera respectivamente.

$h_{vc}$  y  $h_{v1}$  = Cargas de velocidad.

$\Sigma h_p$  = pérdidas de carga que incluye, las de por fricción, por cambio de sección (ampliación o reducción), etc.

se continua con:

$$\Delta_1 + d_1 + h_{v1} = \Delta_2 + d_2 + h_{v2} + h_{p2}$$

#### 7.4.1 Curvas de remanso

En este caso, como se puede observar, la curva que se verifica es del tipo M1, puesto que se pasa de un tirante normal a un tirante mayor que el normal; dado que la pendiente es menor que la crítica, será curva M, y por encontrarse arriba del tirante normal y del crítico, será M1

Este estudio es muy importante cuando se va a construir una cortina, y se conduce a investigar hasta donde puede llegar el fenómeno de remanso, y determinar los terrenos que pudieran ser afectados aguas arriba de la cortina.

#### 7.4.2 Cálculo de las curvas de remanso

Para calcular la magnitud de las curvas de remanso existen varios procedimientos:

Procedimiento de Tolkmitt para secciones parabólicas de gran ancho.

Procedimiento de Bresse para secciones rectangulares de gran ancho.

Procedimiento de incrementos finitos de cualquier sección.

Procedimiento de Bakhmeteff para cualquier sección.

Procedimiento de integración gráfica para cualquier sección.



### Procedimiento de Bresse para la sección rectangular de gran ancho.

La integración de la ecuación del régimen variado, hecha por Bresse, para la sección rectangular de gran ancho, dio como resultado la fórmula siguiente:

$$x = \frac{y_0 z}{s_0} - y_0 \left( \frac{1}{s_0} - \frac{C^2}{g} \right) \left( \frac{1}{6} L \frac{z^2 + z + 1}{z - 1} \frac{1}{\sqrt{3}} \cot g^{-1} \frac{2z + 1}{3} \right)$$

en la que  $z = y/y_0$ ; observando esta fórmula, vemos que todos los términos dentro del segundo paréntesis son una función de  $z$ ; por lo que:

$$x = \frac{y_0 z}{s_0} - y_0 \left( \frac{1}{s_0} - \frac{C^2}{g} \right) \phi z$$

$x$  es la distancia buscada; mediante ella se encuentra la separación de un tirante y cualquiera, a una estación determinada del canal;  $y_0$  es el tirante normal;  $z$  la relación entre un tirante cualquiera y el normal;  $C$  el coeficiente de Chezy;  $s_0$  la pendiente del fondo y  $g$  la aceleración de la gravedad.

Los valores de la función  $\phi(z)$  se encuentran en la tabla 7.1;

### Cálculo de una curva de remanso por el método de Bresse

Se trata de calcular la curva de remanso para un canal rectangular con los siguientes datos:

Ancho de la base o plantilla	$b = 20.00 \text{ m.}$
Gasto	$Q = 130 \text{ m}^3/\text{s.}$
Pendiente del canal	$s_0 = 0.0006$
Coefficiente de rugosidad	$n = 0.03$
Tirante en la cortina	$y = 25.00 \text{ m}$



cálculo del tirante normal

fórmulas para calcular tirante normal:

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = AR^{2/3}$$

sustituyendo valores, tendremos:

$$\frac{(130)(0.030)}{0.0006^{1/2}} = 159.2168 = AR^{2/3}$$

Calculando el tirante por tanteos tendremos:

tirante d (m)	Área A (m <sup>2</sup> )	Perímetro P (m)	radio hid. R (m)	R <sup>2/3</sup>	AR <sup>2/3</sup>	(Qn)/s <sup>1/2</sup>
5	100	30	3.33	2.2314	223.144	159.2168
3	60	26	2.3072	1.746	104.77	159.2161
4	80	28	2.857	2.013	161.082	159.2161

El valor de  $y_0$  es aproximadamente igual a 4, si de 4 va a pasar a 25 m., tiene que ser una curva subiendo. Para saber que clase de curva es, se necesita conocer el valor del tirante crítico.

Cálculo del tirante crítico.

Utilizando nuevamente el método de tanteos, pero ahora con las fórmulas para tirante crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

sustituyendo:

$$\frac{130^2}{9.81} = 1722.7319 = \frac{A_c^3}{T_c}$$



$y_c$ (m)	Área $A_c$ (m <sup>2</sup> )	$T_c$	$A_c^3$	$A_c^3/T_c$	$Q^2/g$
1.5	30	20	27000	1350	1722.732
1.6	32	20	32768	1638.4	1722.732
1.627	32.54	20	34455.031	1722.7516	1722.732

$$y_c = 1.63 \text{ m.}$$

$$y_0 < y_c \therefore s_0 > s_c, \text{ curva M.}$$

$$\text{Como: } y < y_0$$

y  $y > y_c$  esta en la zona 1, y es una curva M1.

En la ecuación de Bresse aparece C. de acuerdo con la fórmula de Manning:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}; \text{ para } y = 4 \text{ m.}; C^2 = 1580; \text{ para } y = 25 \text{ m.}; C^2 = 2160; \text{ se tomara un valor medio}$$

de  $C^2 = 1800$ . A continuación se busca la relación:

$$\frac{y_0}{s_0} = \frac{4.00}{0.0006} = 6666.67$$

$$y_0 \left( \frac{1}{s_0} - \frac{C^2}{g} \right) = 4.00 \left( \frac{1}{0.0006} - \frac{1800^2}{9.81} \right) = 5937$$

Ahora tomando los valores correspondientes a función  $\phi(z)$  de la Tabla No. 7.2 se obtienen los siguientes:

Y	Z	666.67 Z	$\phi(z)$	5937 $\phi(z)$	x	Distancias
25	6.25	41700	74	42626	0	0
20	5.00	33333	119	33214	8412	8412
15	3.75	25000	214	24786	16840	16840
10	2.50	16700	490	16210	25416	25416
5	1.25	8260	2555	5785	35841	35841
4.04	1.01	6750	8400	-165	41791	41791



la integración de la fórmula deberá dar una constante; en este caso se ha supuesto igual a cero; de esta manera nos resulta un origen supuesto, que es de donde están consideradas las distancias  $x$ .

Como se ve, llega un momento en el que el tirante de 4.04 m. se encuentra a -165 m.; es decir, en la dirección contraria a los demás considerando el origen supuesto. El tirante de 4 m. se encontraría al infinito, por que  $z$  vale 1, en cuyo caso, y según las tablas,  $\phi(z)$  es igual a  $\infty$ , y  $x = -\infty$ .

Por otra parte es costumbre considerar el cero u origen, precisamente en la cortina, y a partir de ella estimar las distancias. Así, por ejemplo, si el tirante de 25 m., se encuentra a 41626 m del origen considerado inicialmente, y el tirante de 20 m se encuentra a 33214 m., este se encontrara a una distancia de la cortina, igual a la diferencia, o se:  $D = 41626 - 33214 = 8412$  m. cuando  $x$  es negativa, se hace una suma en lugar de una resta.

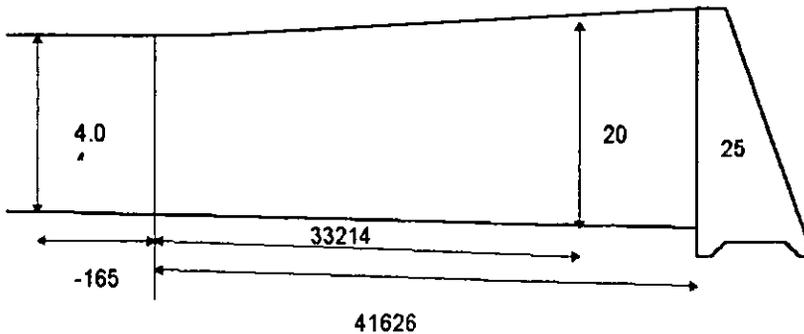




TABLA 16 FUNCIONES DE BRESSE PARA CURVAS DE REMANSO (CURVAS M1, S1 Y S2)											
Z	$\phi(z)$	Z	$\phi(z)$	Z	$\phi(z)$	Z	$\phi(z)$	Z	$\phi(z)$	Z	$\phi(z)$
1.000		1.037	0.9919	1.098	0.6887	1.36	0.3285	1.96	0.1377	4.5	0.0248
1.001	2.1837	1.038	0.9834	1.100	0.6806	1.37	0.3220	1.98	0.1347	4.6	0.0237
1.002	1.9530	1.039	0.9750	1.105	0.6659	1.38	0.3158	2.00	0.1318	4.7	0.0227
1.003	1.8182	1.040	0.9669	1.110	0.6519	1.39	0.3098	2.05	0.1249	4.8	0.0218
1.004	1.7226	1.041	0.9590	1.115	0.6387	1.40	0.3039	2.10	0.1186	4.9	0.0209
1.005	1.6466	1.042	0.9513	1.120	0.6260	1.41	0.2983	2.15	0.1128	5.0	0.0201
1.006	1.5881	1.043	0.9438	1.125	0.6139	1.43	0.2875	2.20	0.1074	5.5	0.0186
1.007	1.5371	1.044	0.9364	1.130	0.6025	1.44	0.2824	2.25	0.1024	6.0	0.0139
1.008	1.4929	1.045	0.9293	1.135	0.5913	1.45	0.2775	2.30	0.0978	6.5	0.0118
1.009	1.4540	1.046	0.9223	1.140	0.5808	1.46	0.2727	2.35	0.0935	7.0	0.0102
1.010	1.4192	1.047	0.9154	1.145	0.5707	1.47	0.2680	2.40	0.0894	7.5	0.0089
1.011	1.3878	1.048	0.9087	1.150	0.5608	1.48	0.2635	2.45	0.0857	8.0	0.0077
1.012	1.3591	1.049	0.9022	1.155	0.5514	1.49	0.2591	2.50	0.0821	8.5	0.0069
1.013	1.3327	1.050	0.8958	1.160	0.5423	1.50	0.2548	2.55	0.0788	9.0	0.0062
1.014	1.3083	1.052	0.8834	1.165	0.5335	1.52	0.2506	2.60	0.0757	9.5	0.0055
1.015	1.2857	1.054	0.8714	1.170	0.5251	1.54	0.2389	2.65	0.0728	10.0	0.0050
1.016	1.2645	1.056	0.8599	1.175	0.5169	1.56	0.2315	2.70	0.0700	12.0	0.0035
1.017	1.2446	1.058	0.8499	1.180	0.5090	1.58	0.2246	2.75	0.0674	15.0	0.0022
1.018	1.2259	1.060	0.8382	1.185	0.5014	1.60	0.2179	2.80	0.0650	20.0	0.0013
1.019	1.2082	1.062	0.8279	1.190	0.4939	1.62	0.2116	2.85	0.0628	30.0	0.0006
1.020	1.1914	1.064	0.8180	1.195	0.4868	1.64	0.2056	2.90	0.0604	50.0	0.0002
1.021	1.1755	1.066	0.8084	1.200	0.4798	1.66	0.1999	2.95	0.0584	100.0	0.0001
1.022	1.1603	1.068	0.7990	1.21	0.4664	1.68	0.1944	3.00	0.0564		0.0000
1.023	1.1458	1.070	0.7900	1.22	0.4538	1.70	0.1892	3.1	0.0527		
1.024	1.1320	1.072	0.7813	1.23	0.4419	1.72	0.1842	3.2	0.0494		
1.025	1.1187	1.074	0.7728	1.24	0.4306	1.74	0.1794	3.3	0.0464		
1.026	1.1060	1.076	0.7645	1.25	0.4198	1.76	0.1748	3.4	0.0437		
1.027	1.0937	1.078	0.7565	1.26	0.4096	1.78	0.1704	3.5	0.0412		
1.028	1.0819	1.080	0.7487	1.27	0.3998	1.80	0.1662	3.6	0.0389		
1.029	1.0706	1.082	0.7411	1.28	0.3905	1.82	0.1621	3.7	0.0368		
1.030	1.0596	1.084	0.7337	1.29	0.3816	1.84	0.1582	3.8	0.0349		
1.031	1.0490	1.086	0.7265	1.30	0.3731	1.86	0.1545	3.9	0.0331		
1.032	1.0387	1.088	0.7194	1.31	0.3649	1.88	0.1509	4.0	0.0315		
1.033	1.0288	1.090	0.7126	1.32	0.3570	1.90	0.1474	4.1	0.0299		
1.034	1.0191	1.092	0.7059	1.33	0.3495	1.92	0.1440	4.2	0.0285		
1.035	1.0098	1.094	0.6993	1.34	0.3422	1.94	0.1408	4.3	0.0272		
1.036	1.0007	1.096	0.6928	1.35	0.3352			4.4	0.0259		



## Procedimiento de Integración gráfica

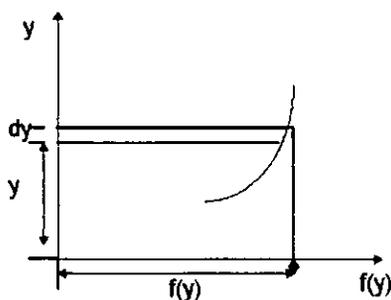
Si se conoce un tirante se puede fijar el siguiente y calcular la distancia que los separa, con la ecuación:

$$dx = \frac{1 - \frac{Q T}{A^3 g}}{s_0 - \frac{C^2 r}{V^2}}$$

En esta ecuación puede observarse que en el numerador, Q, T y A son funciones del tirante y, g es una constante. En el denominador,  $s_0$  es una constante, mientras que V, C y r son también funciones de y, de manera que todo el quebrado es una función de y. Por lo que se puede escribir:

$$dx = f(y)dy$$

Para cada valor de y existe un valor de f(y). De acuerdo con esto se puede construir una gráfica de ejes rectangulares, llevando a uno de ellos los valores de y y al otro, los que resulten para f(y). Se obtiene una curva como la siguiente

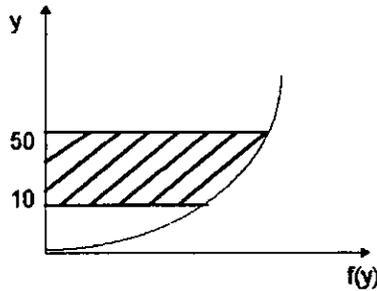


Si se integra la ecuación se tiene:



$$x = \int_1^x f(x)dy$$

Si el eje  $y$  se considera un incremento  $dy$ , al multiplicar dicho valor por  $f(y)$ , que es una abscisa, se obtiene un área diferencial; integrando se obtiene un área finita. Dicha área es la que se encuentra limitada por el eje  $y$  y la curva. Así, si se trata de obtener la distancia que separa el tirante 10 cm, del tirante 50 cm; simplemente se determina el área correspondiente, como se ve en la siguiente figura.



Este método es de los más exactos, siempre que se usen escalas adecuadas.

### Ejemplo

Se trata de calcular el perfil de la lamina de agua con los datos del ejemplo anterior.

Ancho de la base o plantilla	$b = 20.00$ m.
Gasto	$Q = 130$ m <sup>3</sup> /s.
Pendiente del canal	$s_0 = 0.0006$
Coefficiente de rugosidad	$n = 0.03$
Tirante en la cortina	$y = 25.00$ m



tirante normal = 4.00m

en la ecuación:

$$f(y) = \frac{dx}{dy} = \frac{1 - \frac{Q T}{A^3 g}}{s_0 - \frac{V^2}{C^2 r}}$$

$$V^2 = \frac{Q^2}{A^2}; C = \frac{R^{1/6}}{n}; C^2 = \frac{R^{1/3}}{n^2}$$

sustituyendo valores

$$f(y) = \frac{1 - \frac{Q^2 T}{A^3 g}}{s_0 - \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}}$$

Resolviendo la ecuación para los tirantes  $y$  o  $y$ .

y	A	A <sup>2</sup>	A <sup>3</sup>	p	R <sup>4/3</sup>	A <sup>2</sup> R <sup>4/3</sup>	$\frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$	$s_0 - \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{Q^2 T}{A^3 g}$	f(y)	dx = f(y)dy
4	80	6400	512000	28	4.0542	25947.125	0.000586	0.000014	0.067294	67548.737	
4.2	84	7056	592704	29.4	4.2457	28957.5643	0.0005077	0.000092	0.05813	10206.438	7775.518
8	180	25600	4096000	36	7.3063	187088.7529	0.00008	0.000519	0.00841	1911.7086	23024.479
12	240	57800	13824000	44	9.8018	553053.8171	0.00003	0.000572	0.00248	1742.3770	7308.171
16	320	102400	32768000	52	11.2771	1154769.938	0.000013	0.000587	0.00105	1702.2635	6889.321
20	400	160000	64000000	60	12.5471	2007543.528	0.0000076	0.0005924	0.000538	1687.0757	6778.718
24	480	230400	110592000	68	13.5407	3119791.527	0.00000466	0.0005951	0.000312	1679.7967	6733.745
25	500	250000	125000000	70	13.7561	3439029.974	0.00000442	0.0005856	0.000276	1678.5805	1679.189
										<b>TOTAL</b>	<b>60189.141</b>



## Recomendaciones y conclusiones

### 8.1 RECOMENDACIONES

Con el presente tema de investigación se ha conjuntado la teoría básica para el diseño de presas derivadoras para sistemas de riego, recopilando lo expuesto por diversos investigadores y la experiencia de técnicos que se han desarrollado en el tema durante su vida profesional. De tal manera que lo expuesto en este trabajo despierte el interés del lector.

Una de las recomendaciones que se da es incrementar dentro de lo posible, la obtención y estudio de los datos climatológicos para que a medida que se tenga un mayor conocimiento de estos elementos, puedan hacerse interpretaciones más correctas para un mejor aprovechamiento de las disponibilidades de agua, y una más correcta adaptabilidad de las plantas de cultivo, definiéndolas de las desfavorables y aprovechando al máximo las favorables.

Es necesario insistir que, debido a que cada vez los proyectos se realizan en condiciones difíciles, no pueden hacerse grandes inversiones en un período inicial, sobre todo en regiones en las cuales la ecología no es tan favorable como parece, y donde no se ha implementado debidamente el proyecto desde el punto de vista técnico, económico y



social. Debe recordarse que las obras de infraestructura de riego y drenaje sólo son herramientas en el proceso de producción, y no el objetivo de las inversiones, como lo piensan algunos ingenieros.

Dadas las condiciones por las que atraviesa el país, con un continuo crecimiento demográfico que ocasiona situaciones conflictivas en el sector agrario, debido entre muchas otras cosas, al desempleo y mala distribución del ingreso, es necesario que se aumente la eficiencia de las inversiones que tratan de resolver estos problemas y, en el caso de las inversiones en irrigación, como ya se dijo anteriormente, no están logrando satisfacer las metas nacionales con la eficiencia requerida. Por tanto es necesario hacer un mejor diagnóstico de la situación actual, aumentar el número y la calidad de los estudios y factibilidad de las obras. Considerar que tal vez sea mejor, después, ir a través del largo camino de adaptarse a las condiciones locales y tecnificar a los campesinos, invertir el proceso, es decir, estableciendo inicialmente estaciones experimentales, servicios de divulgación agropecuaria, demostrar la rentabilidad del riego, mediante la construcción de las obras poco costosas, estudiar y resolver los problemas de mercadeo y, después, una vez establecida una demanda de riego, realizar las grandes inversiones en obras mayores de infraestructura de riego y drenaje.

## **8.2 CONCLUSIONES**

La información acerca de escurrimientos en una sección de interés sobre una corriente es necesario para diseñar obras de aprovechamiento o de protección. En muchas ocasiones el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de medidas directas que le permitan conocer la historia de los escurrimientos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación. Además, cuando la cuenca ha estado o estará sujeta a cambios de importancia (por ejemplo, por la construcción de obras de almacenamiento, urbanización y deforestación en partes de la cuenca, etc), estos cambios modifican el régimen del escurrimiento, por lo que su registro histórico no representa correctamente el comportamiento futuro de la corriente.



En esos casos y evidentemente en los problemas de predicción de avenidas a corto plazo, es necesario contar con un modelo que permita estimar los escurrimientos a partir de las características de la lluvia tomando en cuenta las condiciones de la cuenca.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es compleja; depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se ha desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples fórmulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados basados en el principio de la física.

En nuestro país existen numerosas agencias gubernamentales federales, estatales y descentralizadas que sistemáticamente realizan procesos de captura de datos hidrometeorológicos. Una lista parcial de ellas que contiene a las principales colectoras de datos se muestra a continuación:

- ⇒ dirección general del servicio meteorológico nacional. Secretaría de agricultura y recursos Hidráulicos (SARH).
- ⇒ Subdirección de hidrología de la dirección general de estudios (SARH).
- ⇒ Comisión federal de electricidad (CFE).
- ⇒ Comisión de estudios del río Papaloapan. (SARH).
- ⇒ Comisión de aguas del valle de México (SARH).
- ⇒ Comisión de estudios del río Pánuco (SARH).
- ⇒ Comisión internacional de límites de aguas entre México y los Estados Unidos. Secretaría de relaciones exteriores.
- ⇒ Compañía de luz y fuerza del centro.



- ⇒ Gobiernos de los estados y municipios.
- ⇒ Particulares.

La hidrología encuentra su aplicación en ingeniería principalmente a través del diseño y operación de estructuras hidráulicas y de la implementación de medidas no estructurales para minimizar los impactos de ciertos fenómenos hidrológicos.

Aspectos que frecuentemente se encuentran son los dimensionamientos de vertedores de demasías de presas de almacenamiento, determinaciones de gastos de alcantarillas de carreteras y ferrocarriles, de sistemas de drenaje urbano. Otro campo de aplicación lo constituyen el dimensionamiento hidrológico de la capacidad de almacenamiento de una presa que puede asegurar el suministro adecuado de agua para diversos usos: irrigación, agua potable, generación de energía eléctrica, navegación, estabilidad de niveles de contaminación, subsistencia de vida acuática, etc.

En la fase de operación de obras hidráulicas pueden citarse los siguientes fines: control de avenidas y de sequías y los citados en el punto anterior.

Es común que las organizaciones gubernamentales federales y las grandes compañías privadas puedan mantener hidrólogos dentro de sus cuadros de personal técnico, pero en agencias estatales o municipales o en pequeñas compañías del sector privado, este no es el caso y frecuentemente son los ingenieros civiles los encargados de realizar los estudios hidrológicos que se requieren.

En virtud de esto es necesario el conocimiento de los fundamentos de la hidrología como parte de la formación esencial del ingeniero civil.

Uno de los datos fundamentales con que se debe contar para proyectar cualquiera de las obras mencionadas, es el gasto máximo de la corriente en avenidas máximas



asociadas a un cierto período de retorno, mismo que se determina en función de la vida útil del proyecto y del riesgo que se deba aceptar de que falle la obra, el cual a su vez es función de la importancia de esta, de los daños que ocasione en caso de falla y del costo de reparación ó construcción.

Por todo lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de proyecto lo más adecuadamente posible y para esto el ingeniero se vale de la hidrología que se puede definir como la ciencia que trata las propiedades, la distribución y circulación del agua en la naturaleza, en sus tres estados, Sólido, líquido y gaseoso, estando una de sus ramas principales a la determinación de los volúmenes de agua que transportan las corrientes (arroyos y ríos).

---

---

## BIBLIOGRAFIA

1. **Secretaría de Comunicaciones y Transportes**  
**Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones**  
**Subsecretaría de Infraestructura**  
**Método Hidrológico para Previsión de Esgurrimientos.**  
**México, 1992.**
2. **R. K. Linsley, M. A. Kohler, y J. L. Paulhus**  
**Hidrología para Ingenieros.**  
**Mc. Graw-Hill México, 1977**
3. **Leandro Ramiroso Wade**  
**Pequeños Almacenamientos**  
**Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural**  
**Secretaría de Recursos Hídricos, 1975**
4. **Octavio Fernández Pelaéz**  
**Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hídricas para Riego y Abrevadero,**  
**Tomo I**  
**Colegio de Postgraduados, Chapingo, 1980**
5. **Diseño de Presas Pequeñas**  
**Una Publicación Técnica de Recursos Hídricos**  
**Título original en Ingles: Desing of smali dams**  
**traductor: José Luis Lepe**  
**CECSA, 1974**
6. **Eduardo Arteaga Tovar**  
**Normas y Criterios Generales que Rigen el Proyecto de un Bordo de**  
**Almacenamiento**  
**Departamento de Irrigación, UACH, 1985**

---

7. Ramón Fernández González

Fundamentos y Cálculos Útiles para la Aplicación de Agua de Riego

Centro Nacional de Investigaciones Agrarias

Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos, 1988

8. Jesús Villaseñor Contreras

Proyectos de Obras Hídricas

Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos

Departamento de Enseñanza y Servicio en Irrigación, UACH, 1979

9. Presas de Derivación

Plan Nacional de Obras Hídricas Para el Desarrollo Rural

Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos, 1975

10. Francisco Javier Aparicio Mijares

Fundamentos de Hidrología de Superficie

LIMUSA, México, 1993

11. José M. Zamudio Morales

Apuntes de Presas Derivadoras

Facultad de Ingeniería, UNAM

Departamento de Hidráulica.

12. Francisco Torres Herrera

Obras Hídricas

LIMUSA, México, 1980

13. División de Educación Continua Facultad de Ingeniería UNAM.

Hidrología Aplicada a la Ingeniería

---

---

14. Vijay P. Singh.

Elementary Hidrology

U, S. A. Prentice Hall, 1992

15. Víctor Miguel Ponce

Engeneering Hidrology (Principles and Practices)

U. S. A. Prentice Hall, 1989

16. Phillpe B. Bedient, Wayne C. Hyber

Hidrology and Flood Plain Analysis

U. S. A. Addison-Wesley Publishing Company, 1988.