

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



DEMARCAACION DE ZONAS FEDERALES
DE CAUCES DE PROPIEDAD NACIONAL

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
GEORGINA SALINAS HERNANDEZ

México, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-157/94

Señorita
GEORGINA SALINAS HERNANDEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR VEGA ROLDAN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DEMARCAACION DE ZONAS FEDERALES DE CAUCES DE PROPIEDAD NACIONAL"

- I. GENERALIDADES
- II. ESTUDIOS HIDROLOGICOS PRELIMINARES
- III. DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO ORDINARIO
- IV. ESTUDIO HIDRAULICO
- V. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 14 de octubre de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nil



COMISION NACIONAL
DEL AGUA

ESTA TESIS SE IMPRIMIO CON EL
APOYO DE LA
COMISION NACIONAL DEL AGUA

*Para tí, Papá.
Porque se que te fuiste sabiendo que
terminaría con la mejor herencia que
pudiste darme: mi carrera.*

*A mi Mamá y a todos y cada uno de mis
hermanos, porque de alguna u otra forma
me ayudaron y alentaron para terminar
mis estudios.*

A Isain.

*Agradezco a la Sugerencia de Aguas
Superficiales su gran apoyo para realizar
este trabajo, así como al Ingeniero Oscar
Vega Roldán por su valiosa colaboración.*

INDICE

	PAGINA
INTRODUCCION	1
CAPITULO 1. GENERALIDADES.	3
1.1 Definiciones.	3
1.2 ¿Qué son las aguas de propiedad nacional?	4
1.3 Zonas Federales. Definición.	5
1.4 Factores que determinan a las zonas federales.	6
CAPITULO 2. ESTUDIOS HIDROLOGICOS PRELIMINARES.	8
2.1 Datos generales de la cuenca.	8
2.2 Información hidrométrica.	15
2.3 Precipitación Máxima Probable.	20
2.3.1 Métodos de estimación de la PMP.	21
2.4 Determinación del Número de escurrimiento.	24
2.4.1 Grupos hidrológicos de suelos.	26
2.4.2 Uso del suelo.	27
2.5 Período de retorno.	30
2.6 Definición del tiempo de concentración.	31
CAPITULO 3. DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO ORDINARIO.	35
3.1 Planteamiento estadístico.	35
3.1.1 Planteamiento estadístico con base en una tendencia de distribución normal.	35
3.2 Planteamiento probabilístico.	40

3.2.1 Modelo de Gumbel.	40
3.2.2 Modelo de Nash.	44
3.3 Otros planteamientos	49
3.3.1 Método racional básico.	49
3.3.2 Método de I Pai Wu.	57
CAPITULO 4.	
ESTUDIO HIDRAULICO.	62
4.1 Definición de secciones transversales.	62
4.1.1 Elementos geométricos e hidráulicos de las secciones transversales.	63
4.2 Determinación del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO).	67
4.3 Demarcación de zona federal.	75
4.4 Uso, explotación y aprovechamiento de las zonas federales.	78
4.4.1 Concesiones.	78
4.4.2 Supresiones.	78
CAPITULO 5.	
CONCLUSIONES.	79
BIBLIOGRAFIA.	81

INTRODUCCION.

El planeta tierra se distingue de todos los demás, de todas las demás estrellas, por la existencia de agua. No se ha encontrado agua hasta la fecha en ninguna otra parte del universo, y correlativamente no se ha encontrado vida en ninguna otra parte, porque el agua es eso: *vida*.

Las tres cuartas partes del planeta tierra son agua pero de mar, que tiene su parte fundamental en el ciclo hidrológico, pues sirve para producir agua dulce, que es la vida del hombre.

Fisiológicamente nuestro cuerpo está integrado por más de un 60% de agua.

Cuando el agua sufre transformaciones y afectaciones la sociedad lo resiente. Este recurso de la naturaleza forma parte de nuestra vida y de nuestro desarrollo.

El agua en nuestro país, aún en la época prehispánica, siempre ha obedecido a una regulación. Tenemos muestras palpables de la civilización indígena en el manejo del agua a través de los acueductos de los que aún se conservan algunos importantes; de las chinampas; de los sistemas de riego; todo lo cual obedecía a una regulación.

En la época colonial las aguas eran de la Corona y solamente se permitía su uso mediante mercedes reales (concesiones).

El Código Civil de 1871 establecía la diferencia que se utilizaba al hablar de los ríos, corrientes, lagos e inclusive de los esteros, entre aguas flotables y aguas navegables. La diferencia entre el agua flotable y el agua navegable, consistía en que, el agua navegable, como su nombre lo indica, es para la transportación a través de barcos, de buques, con calados para tales circunstancias; el agua flotable es la que se utiliza para conducir cosas.

La Ley sobre Vías Generales de Comunicación del 5 de junio de 1888, solamente se refería a las aguas en cuanto a navegación y concesiones de energía.

La Constitución de 1917, con el artículo 27 estableció a las aguas como propiedad originaria de la Nación.

En la década de los setenta, se promulgó la Ley Federal de Aguas y el primer reglamento en materia de Prevención y Control de la Contaminación. Sin embargo, después de 20 años, esta Ley ya no respondía plenamente a los problemas que se generaron al incrementarse el uso y aprovechamiento del recurso. Fue por ello que el Ejecutivo Federal aprobó la Ley de Aguas Nacionales, la cual entró en vigor el 2 de diciembre de 1992; su aplicación, se apoya en las disposiciones que contiene su reglamento.

La Ley de Aguas Nacionales define claramente la administración de las aguas nacionales, desde el otorgamiento de permisos, asignaciones y concesiones, hasta la cancelación de los mismos; la vigilancia de las condiciones en que se utiliza el agua en cantidad y calidad; el establecimiento de zonas de veda y reservas; la identificación de conflictos y la instrumentación de sus posibles soluciones; y la definición de terrenos federales. Todas estas acciones involucran procesos administrativos y representan trámites.

Particularmente, la definición de terrenos o zonas federales puede dar lugar a conflictos, provocados por constituir dichas zonas el límite que separa los bienes que pertenecen a la Nación de aquéllos que pertenecen al dominio privado.

Por esta razón, la definición de estas zonas debe de ser clara y precisa.

El objetivo de este trabajo es ilustrar el procedimiento que se lleva a cabo para determinar estos terrenos siguiendo lo establecido por la Ley de Aguas Nacionales y su reglamento.

En el capítulo uno se definen algunos conceptos generales y se explica qué son las aguas nacionales, las zonas federales y los factores que intervienen en la definición de estas últimas.

El capítulo dos plantea los estudios previos que deben de realizarse para determinar aquellos valores que tienen participación en el estudio hidrológico básico asociado a la demarcación de zona federal, el cual se ilustra en el capítulo tres.

El capítulo cuatro establece el procedimiento de demarcación apoyado en el estudio hidráulico correspondiente.

Finalmente, en el último capítulo se presentan las conclusiones obtenidas después de haber explicado el proceso de demarcación de zona federal.

CAPITULO 1.

GENERALIDADES.

1.1 Defniciones.

CORRIENTE EFIMERA.

Es aquella que lleva agua sólo cuando llueve o inmediatamente después.

CORRIENTE INTERMITENTE.

Es la que lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias, su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

CORRIENTE PERENNE.

Contiene agua todo el tiempo, ya que aún en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

CAUCE DE UNA CORRIENTE.

El canal natural o artificial que tiene la capacidad necesaria para que las aguas de la creciente máxima ordinaria escurran sin derramarse. Cuando las corrientes estén sujetas a desbordamiento, se considera como cauce el canal natural, mientras no se construyan obras de encauzamiento.

LAGO.

Es una extensión de agua dulce o salada que ocupa las partes deprimidas de la superficie.

LAGUNA.

Es un lago pequeño y poco profundo.

GASTO MÁXIMO ORDINARIO.

Con fines de demarcación de zona federal, de acuerdo con el Diario Oficial de la Federación del 12 de enero de 1994, en México se ha establecido como gasto máximo ordinario el que se asocia a un período de retorno de 5 años. Para el caso de las corrientes que presenten flujo nulo durante uno o más años de su período de registro, el gasto máximo ordinario se obtendrá a partir de tormentas máximas a las que se asociará el período de retorno correspondiente.

PERÍODO DE RETORNO.

La definición de este concepto es objeto del inciso 2.5 del capítulo 2.

1.2 ¿Qué son las aguas de propiedad nacional?

La Ley de Aguas Nacionales define como las aguas de propiedad nacional en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, el cual establece que son propiedad de la nación:

- ♣ las aguas de los mares territoriales, en la extensión y términos que fije el Derecho Internacional;
- ♣ las aguas marinas interiores;
- ♣ las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar;
- ♣ las de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes;
- ♣ las de los ríos y sus afluentes directos o indirectos, desde el punto del cauce en que se inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el mar, lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional;
- ♣ las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos, cuando el cauce de aquéllas en toda su extensión o en parte de ellas, sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas, o cuando pase de una entidad federativa a otra o cruce la línea divisoria de la República;
- ♣ las de los lagos, laguna o esteros cuyos vasos, zonas o riberas estén cruzados por líneas divisorias de dos o más entidades o entre la República y un país vecino;

• las de los manantiales que broten en las playas, zonas marítimas, cauces, vasos o riberas de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, y las que se extraigan de las minas.

Además, la Ley Nacional de Aguas establece que son propiedad de la Nación:

• los cauces de las corrientes de propiedad nacional;

• las zonas federales contiguas a los cauces de las corrientes;

• los terrenos de los cauces y los de los vasos de lagos, laguna o esteros de propiedad nacional descubiertos por causas naturales o por obras artificiales.

El régimen de propiedad nacional de las aguas subsistirá aún cuando las aguas, mediante construcción de obras sean desviadas del cauce o vaso originales, se impida su afluencia a ellos o sean objeto de tratamiento.

Igualmente las aguas residuales provenientes del uso de las aguas propiedad de la Nación tendrán el mismo carácter.

1.3 Zona Federales. Definición.

La Ley de Aguas Nacionales en el Título primero, artículo 3º fracción VIII define como:

"Ribera o zona federal": las fajas de diez metros de anchura contiguas al cauce de las corrientes o vasos de los depósitos de propiedad nacional, medidas horizontalmente a partir del nivel de aguas máximas ordinarias. La amplitud de la ribera o zona federal será de cinco metros en los cauces con una anchura no mayor de cinco metros. El nivel de aguas máximas ordinarias se calculará a partir de la creciete máxima ordinaria que será determinado por "La Comisión" de acuerdo a lo dispuesto en el reglamento de dicha ley. En los ríos estas fajas se delimitarán a partir de cien metros río arriba, contados desde la desembocadura de éstos en el mar.

El artículo 4º del reglamento de la Ley de Aguas Nacionales a que se hace mención en el párrafo anterior, establece que:

Para efectos de la fracción VIII del artículo 3º de la "Ley", por lo que se refiere a la delimitación de las riberas o zonas federales contiguas a los cauces de las corrientes y a los

• La Comisión Nacional del Agua, órgano administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

vasos o depósitos de propiedad nacional, se usará lo siguiente:

El nivel de aguas máximas ordinarias a que se refiere la fracción VIII, del artículo 3º de la "Ley", se entenderá como el que resulta de la corriente ocasionada por la crecencia máxima ordinaria dentro de un cauce sin que en éste se produzca desbordamiento. La crecencia máxima ordinaria estará asociada a un período de retorno de cinco años.

1.4 Factores que determinan a las zonas federales.

Para demarcar la zona federal de una corriente de agua superficial, se deben considerar los siguientes aspectos:

hidrológicos
topográficos
hidráulicos
legales

Aspectos hidrológicos:

La delimitación del cauce de una corriente está dada por la capacidad del mismo para que escurra la avenida máxima ordinaria definida en la sección 1.1, y la zona federal por una faja de terreno contiguo al cauce.

De acuerdo con esto el gasto máximo ordinario que define la capacidad del cauce es el primer factor a considerar para demarcar una zona federal.

El estudio básico hidrológico concierne a la determinación de dicho gasto y se explicará en los capítulos 2 y 3 del presente trabajo.

Aspectos topográficos:

La topografía del lugar en donde se va a demarcar la zona federal es el segundo factor a considerar ya que permite conocer las secciones transversales de la corriente por donde va a transitar la avenida máxima ordinaria sin desbordar y sus respectivas elevaciones; esto se explica más ampliamente en el capítulo 3.

Aspectos hidráulicos:

Tomando como dato de partida el gasto máximo ordinario determinado en el estudio hidrológico, se deberá estudiar el tránsito de la corriente en estudio con objeto de conocer sus parámetros hidráulicos. La realización del estudio básico hidráulico se explica en el capítulo 3.

Aspectos legales:

La línea límite de la zona federal separa terrenos del dominio federal de aquéllos del dominio privado, ejidal o comunal, por lo que el factor legal también es determinante en la demarcación de la zona federal. La SARH tiene facultades para autorizar permisos relativos al uso agrícola de la zona federal provenientes de solicitudes de campesinos

y en muchas ocasiones se tienen situaciones conflictivas entre los usuarios de la zona federal y propietarios de terrenos contiguos, en los cuales la Secretaría tiene que dictaminar, con base en la Legislación Federal en Materia de Aguas y con apoyo en los estudios antes mencionados, los límites del terreno federal.

Es necesaria la elaboración de estos estudios básicos relativos a la cuenca y al cauce de la corriente. De ellos se obtendrán datos concluyentes que sustentarán la demarcación física del cauce y zona federal en un sitio o tramo de la corriente.

Para ilustrar lo antes mencionado se tomó como ejemplo la demarcación del cauce y zona federal del arroyo Atolinga, municipio de Atolinga en el estado de Zacatecas. Conforme se vaya explicando el procedimiento general para demarcación de zona federal se irá desarrollando el ejemplo ilustrativo.

CAPITULO 2.

ESTUDIOS HIDROLOGICOS PRELIMINARES

Para demarcar la zona federal de una corriente superficial se debe de contar con el apoyo de un estudio técnico que determine al gasto máximo ordinario que define la capacidad del cauce. De lo anterior se infiere la importancia del estudio hidrológico que defina al gasto de diseño mencionado.

Existen diferentes métodos aplicables para tal finalidad pero todos ellos requieren ciertos datos hidrológicos que deben obtenerse previamente; esta capítulo tiene como objetivo indicar cuáles son y cómo se obtienen, para su posterior aplicación.

2.1 Datos generales de la cuenca.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre tal que (si fuera permeable) todas las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación. El parteaguas cruza las corrientes en los puntos de salida.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Entre éstas se puede mencionar principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son longitud y pendiente, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán las formas de calcular las características fisiográficas principales de la cuenca.

Área de la cuenca

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas. Generalmente esta área se determina en un plano topográfico con un planímetro, y se expresa en kilómetros cuadrados.

Para el caso del arroyo Atolinga, la cuenca que lo contiene es la "Lerma Santiago" localizada en las coordenadas geográficas:

103 ° 28' 08" longitud oeste
22 ° 48' 14" latitud norte
2105 msnm altitud

con un área medida con la malla de la figura 2.1 de 20.75 km², la cuenca queda comprendida en la carta topográfica INEGI F-13-D-15 Villa Guerrero, escala 1: 50000.

Longitud del cauce principal

La corriente principal de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Las demás corrientes de una cuenca se denominan tributarias. Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, más rápida será su respuesta a la precipitación.

La longitud de la corriente principal se mide a lo largo del eje del valle y se obtiene midiendo una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a la trayectoria del cauce de dicha corriente.

La longitud del cauce del arroyo Atolinga se midió de acuerdo con la tabla 2.1.



1/4 km²

ESCALA 1:50 000

AREA DE CUENCA= 20.75 km²

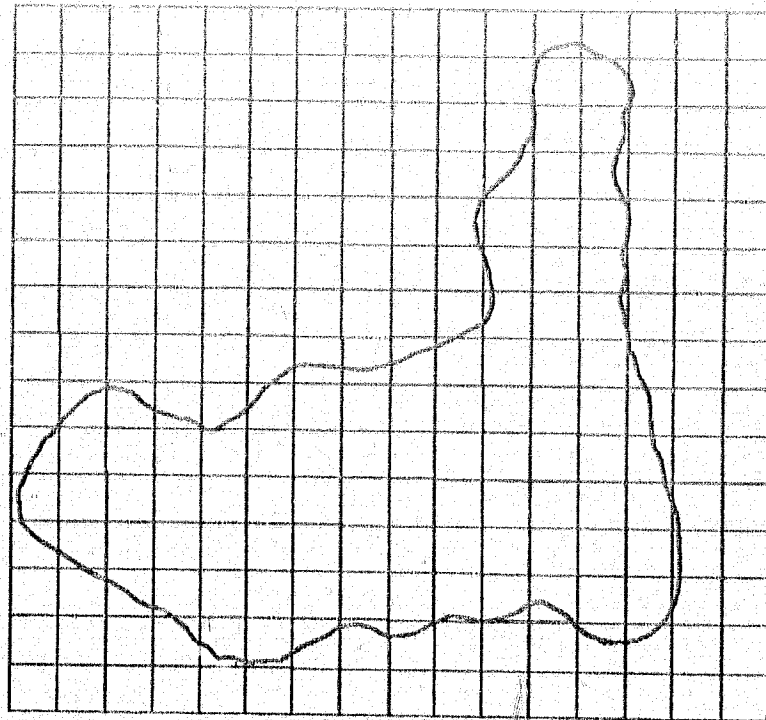


Fig. 2.1. Malla para calcular el área de cuenca del arroyo Atolinga, Zacatecas.

Elevaciones (metros)	Longitud parcial (m)	Longitud acumulada (m)
2270-2260	200	200
2260-2240	400	600
2240-2220	720	1320
2220-2200	1300	2620
2200-2180	1350	3970
2180-2160	1240	5210
2160-2140	2910	8120
2140-2120	1640	9760
2120-sitio	980	10740
sitio-2100	800	11540

Longitud total del río = 11540 metros

Tabla 2.1 Longitud del cauce principal.

Pendiente del cauce principal.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media, para lo cual existen varios métodos.

La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de un tramo de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo considerado. Una manera más real de valorar una pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella que en su parte superior, respecto al perfil del cauce, es decir, la pendiente media será la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas abajo de la corriente hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea. FIG 2.2.

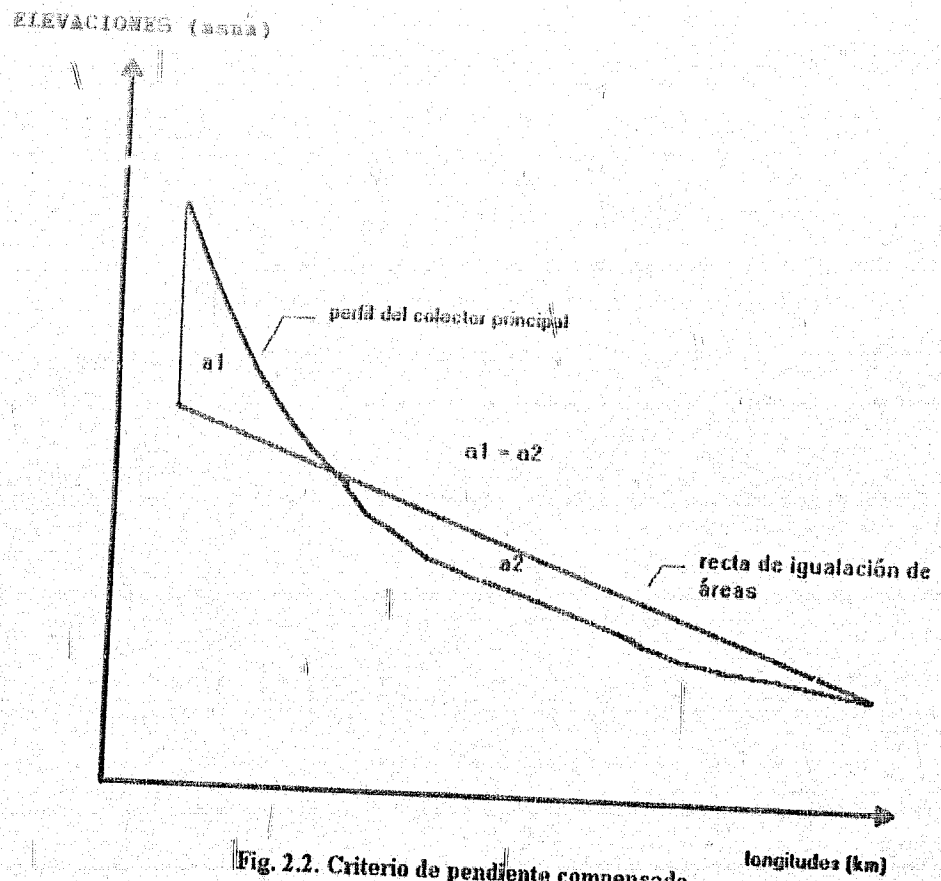


Fig. 2.2. Criterio de pendiente compensada.

Taylor y Schwarz² proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tuviera la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

Si se subdivide el río en estudio en m tramos iguales de longitud δx , se tiene que el tiempo de recorrido por tramo j es:

$$t_j = \frac{\delta x}{V_j}$$

donde V_j es la velocidad media del tramo, la cual, de acuerdo con Chezy, se puede expresar como:

$$V_j = C_j \sqrt{R_j S_j} = k \sqrt{S_j}$$

donde C_j es el coeficiente de velocidad del tramo, R_j es su radio hidráulico, k es una constante y S_j es la pendiente del tramo j . De acuerdo con esto, el tiempo de recorrido será:

$$t_j = \frac{\delta x}{k \sqrt{S_j}}$$

Por otra parte, el tiempo total de recorrido es la suma de los tiempos parciales t_j ; además, se puede calcular de acuerdo con la ecuación anterior como:

$$T = \frac{L}{k \sqrt{S}}$$

donde:

- k** constante
- L** longitud total del tramo de río en estudio
- S** pendiente media del tramo del río en estudio
- T** tiempo total del recorrido

De las dos ecuaciones anteriores se tiene que:

$$T = \frac{L}{k \sqrt{S}}$$

²A.B Taylor y H.E. Schwarz, "Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Basin Characteristics", Trans American Geophysical Union, Vol. 33, N°2 (abril 1952)

y como $L = m \cdot x$, sustituyendo, simplificando y ordenando la expresión anterior se encuentra que:

$$\bar{S} = \frac{1}{m} \left(\frac{S_1}{2} + \frac{S_2}{2} + \dots + \frac{S_m}{2} \right)$$

donde:

m número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio

\bar{S} pendiente media del tramo en estudio

S_1, S_2, \dots, S_m pendiente de cada segmento según la ecuación $S = H/L$.

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo de río por analizar.

Ejemplo de aplicación.

a) Pendiente media.

La figura 2.3 muestra el perfil del colector principal de la cuenca de Atolinga, calculado a partir de los datos de la tabla 2.1

La elevación del sitio representa la elevación más baja de la corriente en estudio y se obtiene mediante una interpolación de los valores mostrados en la tabla 2.1

Elevación del sitio = $2100 + x$

$$\frac{2120 - 2100}{1154 - 9760} = \frac{x}{1154 - 10740}$$

$$\frac{20}{1780} = \frac{x}{800}$$

$x = 8.989$ metros.

De lo anterior se tiene que la elevación del sitio será:

$$2100 + 8.989 = 2109 \text{ msnm}$$

La elevación más alta del arroyo Atolinga es de 2270 msnm y la elevación más baja es entonces 2109 msnm, por lo que el desnivel entre el punto donde comienza la corriente y la estación es:

$$H = 2270 - 2109 = 161 \text{ metros}$$

PERFIL DEL RIO

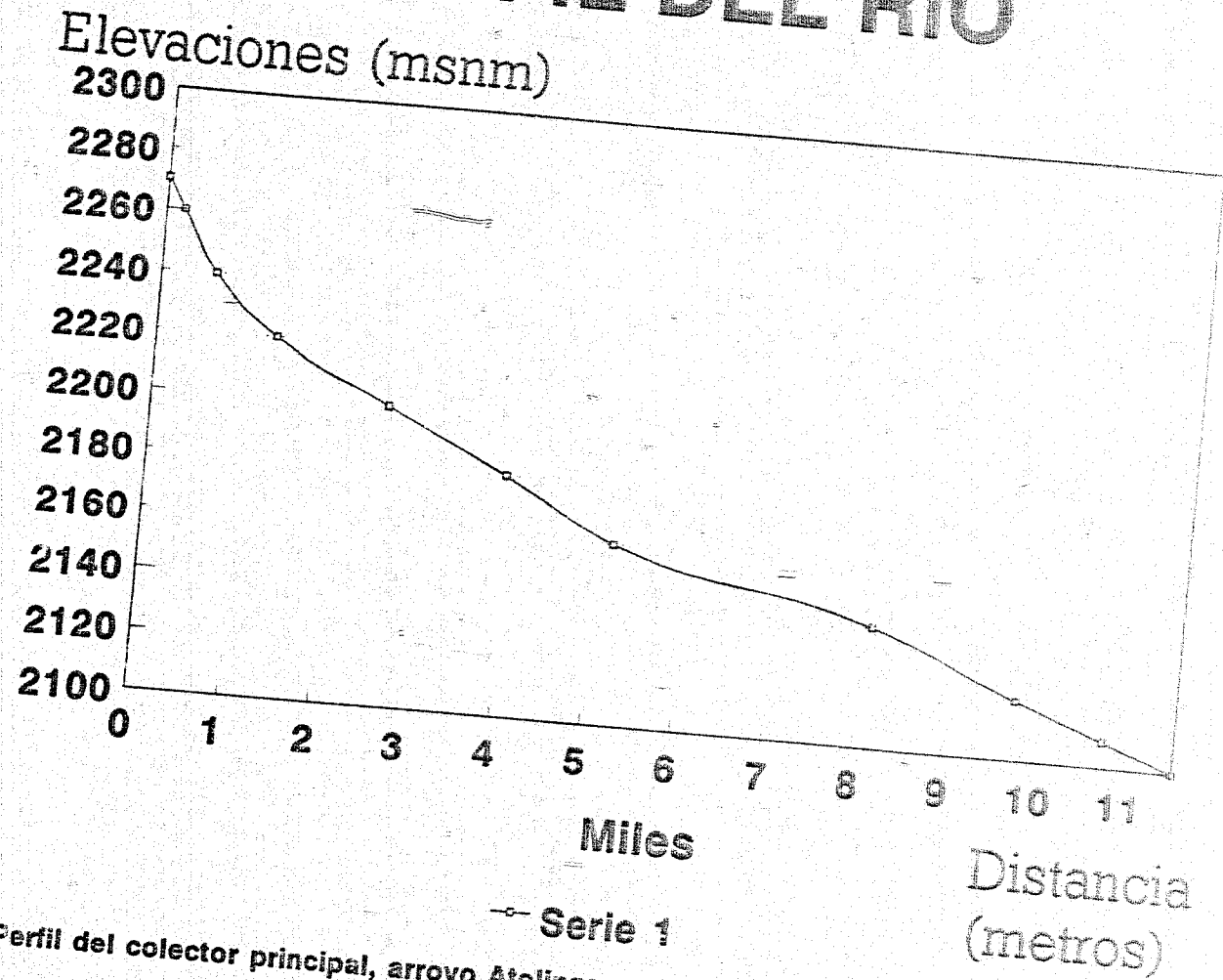


Fig.2.3. Perfil del colector principal, arroyo Atolinga

Dado que la longitud del cauce es de 11.54 km, la pendiente media será:

$$S_1 = \frac{H}{L} = \frac{191 \text{ m}}{11540 \text{ m}} = 0.01655$$

b) Pendiente compensada.

La figura 2.4 muestra el perfil del arroyo Atolinga y el trazo de la recta de igualación de áreas o línea compensadora.

El punto donde la compensadora corta al eje de las elevaciones es de 2228 mmnm (teniéndose entonces un desnivel de

$$2228 - 2109 = 119 \text{ metros}$$

de esta forma, la pendiente del río será:

$$S_2 = \frac{119}{11540} = 0.01031$$

c) Taylor y Schwarz.

Para aplicar este criterio se dividió la corriente en estudio en diez tramos iguales de 1.154 km cada uno, como se muestra en la figura 2.5.

La tabla 2.2 constituye el cálculo de la pendiente mediante este criterio.

i	Desnivel (m)	Longitud (m)	Pendiente del tramo i (S _i)	S _i	1/ S _i
1	45.0	1154	0.03899	0.19747	5.06403
2	21.0	1154	0.01820	0.13490	7.41299
3	16.5	1154	0.01430	0.11957	8.36298
4	18.3	1154	0.01586	0.12593	7.94104
5	13.2	1154	0.01144	0.10695	9.35009
6	8.0	1154	0.00693	0.08326	12.01041
7	7.3	1154	0.00633	0.07954	12.57307
8	13.9	1154	0.01205	0.10975	9.11162
9	13.0	1154	0.01127	0.10614	9.42174
10	13.8	1154	0.01196	0.10935	9.14457

Tabla 2.2. Pendiente de los tramos en que se subdividió el arroyo Atolinga.

ELEVACIONES (msnm)

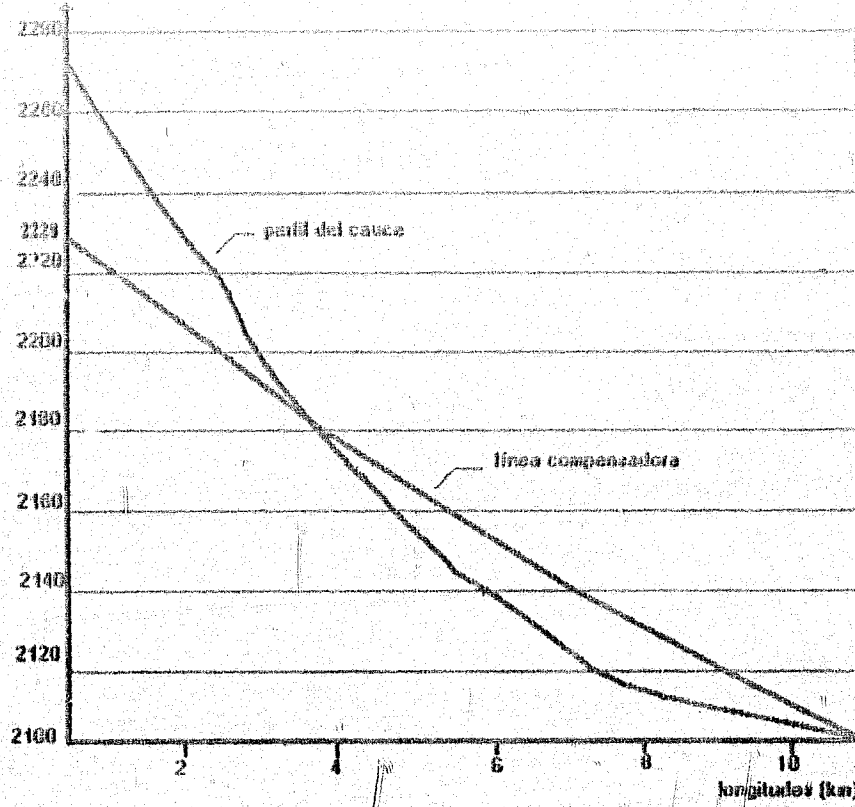


Fig. 2.4 Criterio de pendiente compensada aplicada al cauce del arroyo Atolinga.

ELEVACIONES (msnm)

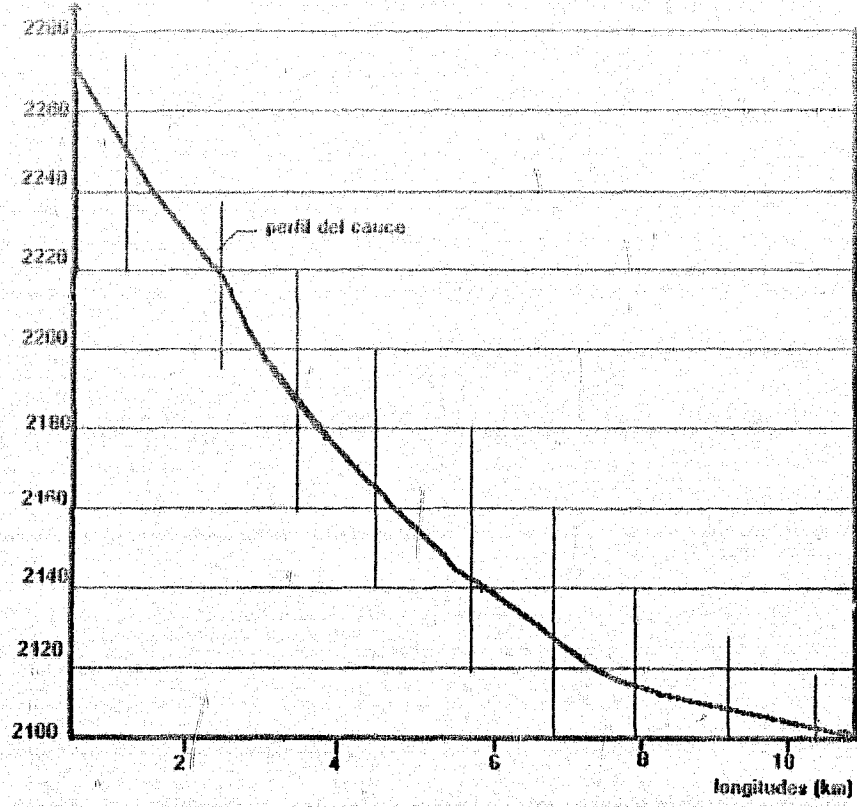


Fig. 2.5. Criterio de Taylor y Schwarz aplicado al arroyo Atolinga, Zacatecas.

Aplicando la fórmula:

$$S_r = \left(\frac{10}{90.90224} \right)^2 = 0.01224$$

RESUMEN DE PENDIENTES CALCULADAS:

Pendiente media = 0.01395
Pendiente compensada = 0.01031
Taylor y Schwarz = 0.01224

Se tomará como valor de diseño $S = 0.01224$ ya que al calcularse por tramos es la que más se aproxima al perfil del río.

Red de drenaje.

Otras características importantes de cualquier cuenca son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Densidad de drenaje.

Esta característica proporciona información más real de la eficiencia de drenaje, ya que se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, o sea que

$$D_d = \frac{L}{A}$$

donde:

A área total de la cuenca, en km^2

L longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en la cuenca, en km

D_d densidad de drenaje por km

Para la cuenca del arroyo Atolinga se obtuvo:

$$D_d = \frac{11.84 \text{ km}}{20.76 \text{ km}^2} = 0.5681 \text{ km/km}^2$$

2.2 Información hidrométrica.

Se denomina estación climatológica a la instalación que permite medir precipitaciones, evaporaciones, temperaturas, viento, humedad y presión. Dichas estaciones cuentan con diversos aparatos para llevar a cabo las mediciones de los elementos climatológicos como son pluviómetros y pluviógrafos, evaporímetros, anemómetros, veletas, termómetros, etc.

Una estación hidrométrica es aquella instalación en donde se lleva a cabo la medición de los escurrimientos (volúmenes, gastos máximo, medio y mínimo) y de los azolves.

Las estaciones hidrométricas están constituidas por:

- ★ Una sección de control donde se lleva a cabo la medición de las elevaciones de la superficie libre del agua

- ★ Un medidor de niveles que puede ser limnómetro o limnógrafo, y

- ★ Una sección medidora donde se lleva a cabo el aforo del gasto

Las condiciones para instalar una estación hidrométrica son:

- ★ que se localice en un tramo del río lo más recto posible, donde la sección sea más o menos constante

- ★ que se tenga accesibilidad al sitio

- ★ que las instalaciones de la estación se ubiquen en una zona libre de inundaciones, y

- ★ que el medidor de niveles abarque todo el rango de elevaciones del agua

Las fuentes de información que permiten el acceso a los registros climatológicos e hidrométricos son: la Comisión Nacional del Agua (CNA), la Comisión Federal de Electricidad (CFE), la Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA), el Servicio Meteorológico Mexicano (SMM) y algunas instituciones educativas.

Para llevar a cabo el estudio hidrológico básico asociado a la demarcación de la zona federal, es necesario que se tengan datos de precipitaciones y de gastos.

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se origine es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación, la precipitación puede ser por convección, orográfica y ciclónica.

La precipitación por convección se origina por el levantamiento de masas del aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. La precipitación orográfica es debida al levantamiento de aire producido por las barreras montañosas

Por último, la precipitación ciclónica está asociada al paso de ciciones y está ligada con los planos de contacto entre masa de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad.

En la actualidad existe una gran variedad de instrumentos y técnicas para medir la precipitación. Sin embargo, los aparatos que miden la cantidad y la intensidad de la precipitación son los más importantes.

La precipitación se mide en términos de la altura de la lámina de agua y se expresa en milímetros y décimas de milímetros.

Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura, y pueden ser, de acuerdo con el registro de las precipitaciones pluviómetros y pluviógrafos.

PLUVIOMETROS. En teoría, cualquier recipiente abierto, cuyos lados sean verticales puede emplearse para medir la lluvia, sin embargo, debido a los efectos del viento y el salpicado, las observaciones no son comparables a menos que los recipientes de medida sean del mismo tamaño y forma, además de estar expuestos de manera similar.

El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos previamente establecidos, comúnmente 24 horas, medidas a partir de las 8 de la mañana de cada día.

PLUVIOGRAFOS. El pluviógrafo más utilizado en la República Mexicana es el de flotador, en el cual el ascenso de este último es producido por el aumento de lluvia captada, hasta que el recipiente que contiene el flotador se llena y entonces se vacía automáticamente por medio de un sifón. El pluviógrafo hace sus registros con una pluma sobre la gráfica (banda pluviográfica), que va montada en un cilindro que es movido por un sistema de relojería.

Los registros o datos sobre la precipitación se recolectan en la red pluviométrica y pluviográfica de país. La tabla 2.3 muestra el número de estaciones pluviométricas y pluviográficas por Estado.

En muchos tipos de problemas hidrológicos es necesario determinar las magnitudes de la precipitación promedio y de la precipitación máxima probable sobre un área o cuenca específica.

La precipitación que se toma como precipitación de diseño para obtener el gasto máximo ordinario asociado a la demarcación de zona federal, tema de este trabajo, es la precipitación máxima probable, de la cual se trata más ampliamente en el siguiente inciso.

Aplicación.

Se hará considerando los datos aportados por la estación EXCAME, que cuenta con un período de observación de 42 años para precipitaciones máximas anuales (1950 -

1901), y de 36 años para gastos máximos anuales (1950 - 1985).

La oficina de climatología del Servicio Meteorológico Mexicano, lleva el registro de la precipitación máxima en 24 horas, de las estaciones a su cargo, en una serie de tarjetas, en las cuales se anotan los datos de lluvias máximas mensuales y anuales. De estas tarjetas se obtuvieron los datos de lluvia máxima de la estación Excamé y se integro la serie anual de lluvia máximas diarias que se muestra en la tabla 2.4.

La estación Excamé también lleva a cabo mediciones hidrométricas que registra en el boletín climatológico a cargo de la SARH; de este boletín se tomó la serie anual de gastos máximos que se muestra en la tabla 2.5.

N°	ESTADO	PLUVIOMETROS	PLUVIOGRAFOS
1	Aguascalientes	23	1
2	Baja California Norte	55	8
3	Baja California Sur	58	8
4	Campache	32	3
5	Coahuila	18	4
6	Colima	22	5
7	Chiapas	175	36
8	Chihuahua	140	7
9	Distrito Federal	54	14
10	Durango	83	10
11	Guanajuato	84	6
12	Guerrero	112	23
13	Hidalgo	66	13
14	Jalisco	170	16
15	Estado de México	173	25
16	Michoacán	132	14
17	Morelos	36	2
18	Nayarit	44	5
19	Nuevo León	67	11
20	Oaxaca	184	29

21	Puebla	132	10
22	Queretaro	23	2
23	Quintana Roo	27	3
24	San Luis Potosi	103	8
25	Sinaloa	99	11
26	Sonora	102	11
27	Tlaxcala	42	10
28	Tamaulipas	67	15
29	Flaxcala	28	3
30	Veracruz	195	22
31	Yucatan	37	7
32	Zacatecas	54	3
	TOTAL DE ESTACIONES	2682	345

Tabla 2.3 Número de estaciones pluviométricas y pluviográficas en la República registradas hasta junio de 1993
Fuente: SMM, 1993.

AÑO	FECHA	PRECIPITACION (mm)	AÑO	FECHA	PRECIPITACION (mm)
1950	11 julio	40.10	1971	11 julio	63.40
1951	2 julio	70.10	1972	13 julio	36.30
1952	5 agos.	56.40	1973	24 junio	34.80
1953	23 sept.	61.00	1974	9 oct.	56.50
1954	25 junio	70.50	1975	12 junio	59.60
1955	21 agos.	77.30	1976	1 julio	42.80
1956	17 agos.	47.30	1977	5 julio	37.80
1957	5 sept.	82.00	1978	14 agos.	46.00
1958	1 julio	80.60	1979	19 julio	69.10
1959	24 agos.	42.50	1980	30 agos.	57.20
1960	21 junio	38.50	1981	27 sept.	36.70
1961	22 julio	40.60	1982	2 dic.	55.00
1962	13 julio	69.50	1983	15 agos.	80.80
1963	1 julio	52.10	1984	28 julio	38.70
1964	23 julio	35.20	1985	2 agos.	49.60
1965	15 julio	58.10	1986	9 julio	45.80
1966	12 dic.	45.00	1987	22 junio	72.50
1967	21 sept.	34.30	1988	7 junio	57.10
1968	21 sept.	59.50	1989	19 agos.	43.70
1969	2 abril	40.50	1990	29 junio	101.00
1970	14 julio	37.40	1991	31 julio	71.00

Tabla 2.4. Serie Anual de lluvias máximas en la estación climatológica Excamé, estado de Zacatecas.

AÑO	FECHA	GASTO (m ³ /seg)	AÑO	FECHA	GASTO (m ³ /seg)
1950	23 sept.	70.30	1958	7 sept.	24.98
1951	27 sept.	28.24	1969	26 junio	7.50
1952	23 ago.	52.40	1970	26 sept.	67.18
1953	20 ago.	87.50	1971	2 oct.	238.09
1954	17 ago.	107.68	1972	12 junio	14.91
1955	15 ago.	74.20	1973	9 julio	404.60
1956	25 ago.	113.00	1974	5 sept.	103.50
1957	1 mayo	3.20	1975	8 ago.	147.92
1958	3 nov.	114.00	1976	19 julio	149.56
1959	17 julio	119.60	1977	13 sept.	117.30
1960	26 ago.	68.76	1978	1 oct.	104.17
1961	19 ago.	159.00	1979	16 ago.	91.40
1962	7 sept.	93.80	1980	16 ago.	12.47
1963	29 julio	245.00	1981	29 julio	96.68
1964	23 sept.	70.61	1982	2 ago.	10.30
1965	15 ago.	197.40	1983	12 julio	92.00
1966	26 ago.	144.80	1984	26 ago.	80.94
1967	23 sept.	247.25	1985	28 sept.	97.34

Tabla 2.5. Serie anual de gastos máximos de la estación hidrométrica Excamé, estado de Zacatecas.

2.3 Precipitación máxima probable (PMP).

La precipitación máxima probable es la máxima cantidad de precipitación teórica para una duración dada que es físicamente posible que ocurra sobre una cuenca en un cierto tiempo del año.

Una definición de PMP más operacional en su naturaleza es: *la precipitación máxima probable es aquella magnitud de lluvia que ocurre sobre una cuenca particular, en la cual generará un gasto de avenida, para el que virtualmente no existe probabilidad de ser excedido.*

Otra definición de PMP indica que: es la cantidad de precipitación para un área dada, resultante de las condiciones meteorológicas, más críticas que son consideradas razonablemente posibles.

2.3.1. Métodos de estimación de la precipitación máxima probable

Los diversos procedimientos de estimación de la PMP no están normalizados, ya que varían con la cantidad y calidad de los datos disponibles; además, cambian con el tamaño de la cuenca, su emplazamiento y su topografía, con los tipos de temporales que producen las precipitaciones extremas y con el clima.

Por otra parte, la mayoría de los métodos de estimación existentes están basados en planteamientos meteorológicos o tradicionales, que requieren un gran volumen de información, es especial sobre vientos y puntos de rocío, que los hacen difícilmente aplicables en la mayoría de los casos y por ello, los enfoques empíricos y el llamado *Método estadístico*, que son de fácil y rápida aplicación, han adquirido gran popularidad.

En este trabajo sólo se tratará del último, debido a que es el que arroja mejores resultados y es más sencillo.

El método estadístico de estimación de la PMP, fue desarrollado alrededor de 1960 por David M. Hershfield, y puede ser empleado siempre y cuando se disponga de suficientes datos de precipitación máxima diaria y es particularmente útil para realizar estimaciones más rápidas, o donde los datos meteorológicos, tales como punto de rocío y registros de viento no existen o son insuficientes. El método básicamente permite realizar estimaciones rápidas de la PMP en cuencas no mayores de 1000 km².

El método de Hershfield es especialmente aplicable a nuestro país, ya que solamente emplea los registros de lluvia máxima diaria, recomendándose, de ser posible, el uso de registros no menores de 20 años o cuando menos mayores a 10 años, pues los de menor longitud no se deben emplear por la imprecisión resultante.

El método está basado en la ecuación general del análisis hidrológico de frecuencia:

$$X = x + k_m(s)$$

siendo:

- X = variable aleatoria
- x = valor medio de la serie
- s = desviación estándar de la serie
- k_m = factor de frecuencia

ecuación propuesta por V. T. Chow en 1951 y aplicable a casi todas las distribuciones de probabilidad empleadas en hidrología. De dicha ecuación, el factor de frecuencia k_m fue evaluado a través de los registros de lluvia de 24 horas de 2600 estaciones, el 90% de ellas en los Estados Unidos.

Los valores de k_m para otras duraciones diferentes a 24 horas fueron determinados posteriormente y su variación se muestra en la figura 2.6.

Entonces, en el método estadístico la precipitación máxima probable se estima con la siguiente ecuación:

$$PMP = X_n \cdot k_m \cdot S_n$$

en donde:

PMP = precipitación máxima probable diaria en mm

X_n, S_n = media y desviación estándar, respectivamente, de la serie anual de lluvias máxima diarias, previamente corregidas por el valor máximo observado de la serie y longitud de registro (tamaño de muestra).

k_m = factor de frecuencia, función de la lluvia media anual de las máximas diarias y de la duración en horas de la PMP que se estima, por supuesto, 24 horas.

◆ Metodología de aplicación ◆

La secuela de aplicación del método de D.M. Hershfield se describe a través de 3 pasos:

1. Con base en el registro disponible de lluvias máximas diarias mensuales, se integra una serie anual.

2. A la serie anual formada se le suprime el evento máximo (designado por m), formándose dos series de (n) y $(n - m)$ datos o eventos. A cada serie se les calcula su media (x_n, x_{n-m}) y desviación estándar (s_n, s_{n-m}).

3. Se determina el valor de k_m (factor de frecuencia) por medio de la figura 2.6, con base en la media de la serie anual (x_n), y en la duración que se analiza (24 horas).

El cálculo de k_m con base en la figura 2.6 puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y a valores muy bajos para otras áreas, por lo cual se recomienda el siguiente procedimiento, que se inicia calculando los valores de k_m para todos los registros disponibles en la zona por medio de la ecuación para la PMP modificada, ésta es:

$$P_{m\acute{a}x} = P \cdot k_m \cdot S$$

siendo:

$P_{m\acute{a}x}$: precipitación máxima del registro anual disponible de lluvias máximas diarias, en milímetros.

P, S : media y desviación estándar de la lluvias máximas diarias del registro anual disponible, en milímetros.

k_m : factor de frecuencia (incógnita), adimensional.

Los valores de k_m calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las ordenadas contenga los valores de k_m a usar en la zona y que permitirá verificar o corregir el valor calculado con ayuda de la figura 2.6.

4. Se ajusta o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual por lluvia máxima observada, con auxilio de la figura 2.7 y la figura 2.8 en función de la longitud de registro (n) en años, y de las relaciones:

$$\frac{x_{n-m}}{x_n} \text{ y } \frac{s_{n-m}}{s_n}$$

5. Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual por tamaño de muestra (longitud de registro), con auxilio de la figura 2.9, teniendo en cuenta solamente el número de años en el registro (n).

6. Los valores de la media (x_n) y de la desviación estándar (s_n) corregidos por máxima precipitación observada y por amplitud de registro, conducen a los valores de x_n y s_n de la ecuación para calcular la PMP, pudiéndose calcular ahora la magnitud de la precipitación máxima probable en un día con la ecuación citada.

7. La precipitación máxima probable calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos utilizados para evaluarlas son lluvias diarias medidas cada 24 horas, entonces, de acuerdo con la figura 2.10, el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por 1.13, ya que los datos (lluvias máximas diarias) fueron medidos en un único intervalo.

8. Por último, se realiza el ajuste o corrección de la precipitación máxima probable puntual, por magnitud de cuenca, de la figura 2.11 tomando en cuenta, la duración analizada y la magnitud de cuenca o área de proyecto, en km^2 .

Aplicación.

De acuerdo con la serie anual de lluvias máximas diarias para la estación Excamé mostrada en la tabla 2.4 del inciso anterior, se procede a aplicar el método estadístico para la obtención de la precipitación máxima probable.

Datos:

Tamaño de la muestra $n = 42$
lluvia máxima de la serie $m = 101.00 \text{ mm}$
media $x_n = 54.617 \text{ mm}$
desviación estándar $s_n = 16.199 \text{ mm}$
media obtenida descontando el valor de m de la serie
 $x_{n-m} = 53.485 \text{ mm}$, desviación estándar: $s_{n-m} = 14.625 \text{ mm}$

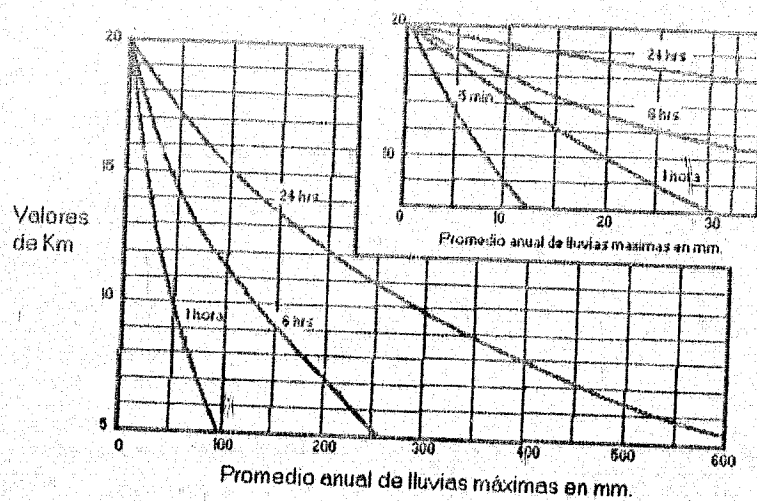


Fig. 2.6. Km en función de la duración de la lluvia y de su valor medio anual.

FUENTE: Campos Aranda, D.F., "Procesos del ciclo hidrológico", Tomo II.

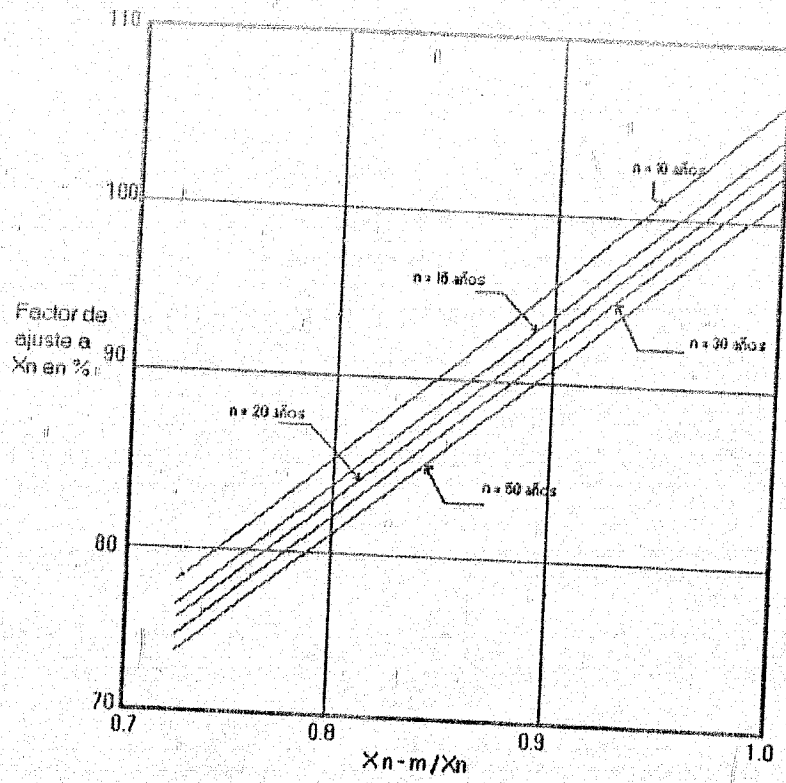


Fig. 2.7. Ajuste de la lluvia media anual X_n por lluvia máxima observada.

Fig. 2.8. Ajusto a la desviación estándar S_n , de la serie anual de lluvias máximas.

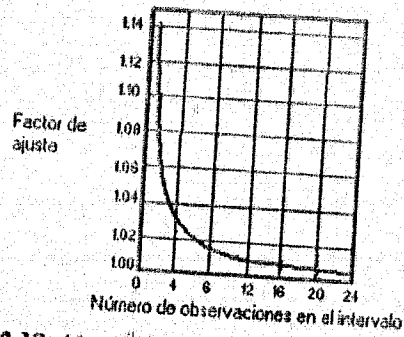
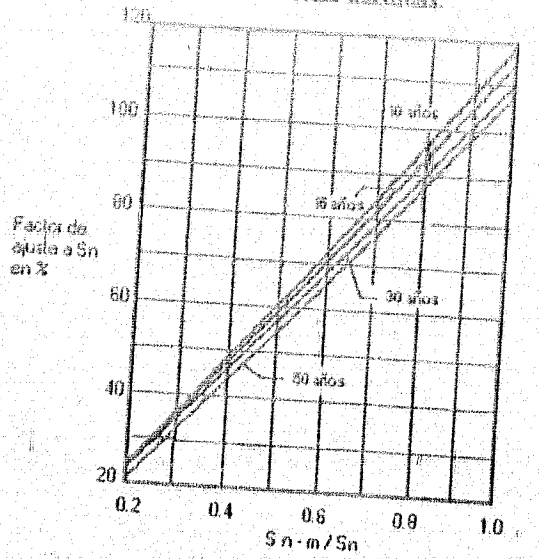


Fig. 2.10. Ajuste por intervalo fijo de observación.

Fig. 2.9 . Ajuste a la media y a la desviación estándar de la serie anual de lluvias máximas. (D.M. Hershfield).
Fuente: Campos Aranda, op.cit.

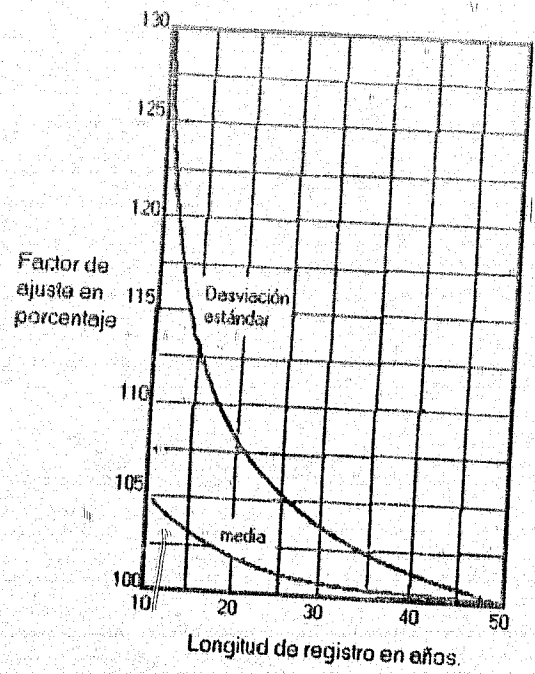
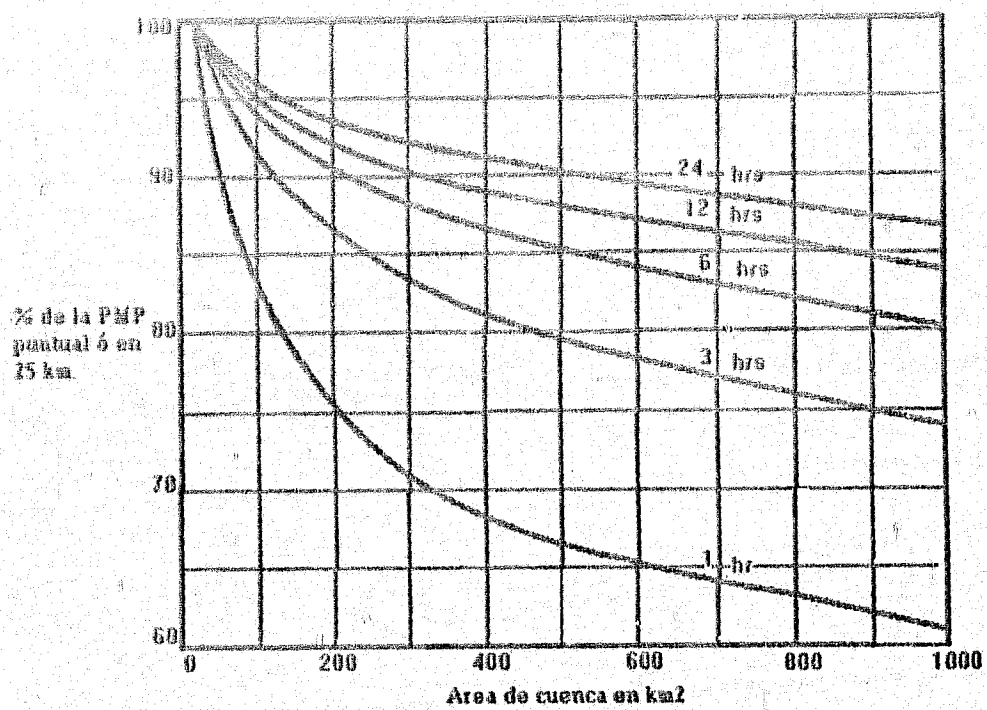


Fig. 2.11. Curvas Área-Reducción para la Precipitación Máxima Probable



De la figura 2.6, para $d = 24$ horas y $x_n = 54.617$ mm se obtiene $k_m = 17.10$

$$\frac{x_n - \bar{x}}{x_n} = \frac{51.985}{54.617} = 0.979$$

De la figura 2.7, con 0.979 y $n = 42$
factor correctivo = 0.998

$$\frac{s_n - \bar{s}}{s_n} = \frac{14.425}{16.199} = 0.903$$

De la figura 2.8, el factor correctivo es de 0.970

De la figura 2.9, para $n = 42$, el factor correctivo para la media es de 1.001 y para la desviación estándar de 1.010.

Siguiendo con el método:

$$x_n = 0.998 \cdot 1.001 \cdot 54.617 = 54.562 \text{ mm}$$

$$s_n = 0.970 \cdot 1.010 \cdot 16.199 = 15.870 \text{ mm, entonces,}$$

$$\text{PMP diaria} = 54.562 + 17.10 \cdot 15.870 = 325.903 \text{ mm}$$

$$\text{corrección por intervalo fijo y único de observación:}$$

$$\text{PMP} = 1.13 \cdot 325.903 = 368.27 \text{ mm}$$

corrección por tamaño de cuenca:

$A = 20.75 \text{ km}^2$, de la figura 2.11, el factor correctivo es de 1, entonces:

$$\text{PMP} = 1 \cdot 368.27 = 368.27 \text{ mm}$$

2.4 Determinación del número de escurrimiento.

Se denomina complejo hidrológico suelo-cobertura y se designa con la letra N a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento. El valor de N es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de N producirá gran escurrimiento y viceversa.

El suelo, situado en la interfase atmósfera-litósfera desempeñará un papel muy importante en la determinación del escurrimiento y en la cantidad de agua que se infiltra en él.

El suelo es el resultado de la acción y los efectos físicos, químicos y de la actividad biológica sobre las rocas a través del tiempo. El término suelo deriva de la palabra latina "solum" que significa piso y se define como el material orgánico y mineral no consolidado de la superficie del terreno, que sirve como medio natural para el desarrollo de las plantas.

Un corte vertical de suelo se denomina perfil y las capas sucesivas que en él se distinguen se llaman horizontes. El conjunto de éstos, diferenciados unos de otros por las características químicas y físicas adquiridas, determina la morfología del mismo e integra su perfil.

En general, los suelos totalmente formados presentan 4 horizontes:

Un horizonte superior "A" más o menos rico en materia orgánica humificada y de color algo más oscuro que los demás horizontes del perfil.

Un horizonte "B" abajo del "A" que contiene notablemente menos materia orgánica y en algunos casos contienen materiales acumulados que migran desde "A".

El horizonte "C" que es una capa de material en proceso de descomposición y conversión a suelo, con abundancia de partículas de minerales primarios, mezclados con los secundarios del suelo.

El horizonte "D" de material geológico (roca) sobre el cual descansa todo el perfil y que puede ser el original.

Suele presentarse en algunos suelos un horizonte "E" albizo, entre el "A" y el "B" que destaca por su color blanquecino o gris y que se desarrolla debido a la pérdida de componentes coloreados (humos, óxidos, arcillas, etc.), que emigran del mismo hacia horizontes inferiores. Los espesores de los horizontes son bastante variables y cada uno puede mostrar cierto grado de diferenciación interna.

No todos los suelos presentan los horizontes mencionados.

A todos los horizontes mencionados anteriormente se les llama *horizontes diagnósticos*. Los órdenes y subórdenes de suelos se definen principalmente en términos de los horizontes que presentan, pero tomando en cuenta propiedades físicas y químicas, tales como color, textura, estructura, pH, saturación con bases, contenidos de sales y otros.

Los principales horizontes son:

"A" *Hístico*. Capa superficial con más de 20% de materia orgánica, área de drenaje natural deficiente.

"A" *Mólico*. Capa superficial blanda de color oscuro, rica en materia orgánica y nutrientes.

"A" *Umbrico*. Capa superficial de color oscuro, rica en materia orgánica y pobre en nutrientes.

"B" *Argílico*. Capa en general abajo de la "A", con acumulación de arcilla.

"B" *Nátrico*. Además de las características anteriores del argílico, tiene exceso de sodio, y estructura columnar.

"B" *Espódico*. Con acumulación de hierro y materia orgánica, por lo que su color es más oscuro o más rojo que el de "A".

"B" *Oxico*. Capa roja o amarilla intensamente alterada y empobrecida, muy

permeable a pesar de ser arcillosa.

"B" Cámbico. Capa abajo de "A" con estructura de suelo y no de roca.

Albica. Capa intermedia decolorada y muy permeable, entre "A" y "B" o un tepetate.

Cálcico. Capa con acumulación abundante de carbonato.

Sálico. Capa con acumulación abundante de sales.

Ólico. Capa saturada con agua estacional o permanente, que presenta manchas rojas o amarillentas con tono de verde o azul o es de color verde o azul.

Plúvico. Capa profunda con notables manchas rojas formadas por agregados de fierro que al secarse se endurecen en forma permanente.

La clasificación anterior es propuesta por la Subdirección de Seguridad de Presas de la Comisión Nacional del Agua.

2.4.1 Grupos hidrológicos de suelos.

Las propiedades de un suelo son factor esencial en el proceso de generación del escurrimiento a partir de la lluvia y por lo tanto, los suelos deberán de ser clasificados por medio de un parámetro hidrológico: la velocidad de infiltración mínima obtenida para un suelo desnudo (sin vegetación) después de estar mojado suficiente tiempo. Además, las influencias de la superficie y de los horizontes del suelo deben ser incluidos, lo cual conduce a tomar en cuenta dos velocidades: velocidad de infiltración que es la velocidad con la cual el agua penetra en un suelo por su superficie y es controlada por sus condiciones exteriores y la velocidad de transmisión que es la velocidad con la cual el agua se desplaza en el suelo y es controlada por los horizontes del mismo.

El parámetro velocidad de infiltración es un indicador del potencial de escurrimiento del suelo y es la base de clasificación del Soil Conservation Service, en los cuatro grupos hidrológicos de suelos, que son:

GRUPO A. Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente en arenas y gravas de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas, con bueno o excesivo drenaje. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión de agua y generan el menor escurrimiento.

GRUPO B. Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente en suelos con cantidades moderadas de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos mezcla de arena y limo.

GRUPO C. Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente en suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, como suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla. Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión y generan escurrimiento superior al medio.

GRUPO D: Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente en suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con nivel freático alto y permanente, suelos con estratos arcillosos cerca de su superficie, o bien, suelos someros sobre horizontes impermeables. Estos suelos tienen muy bajas velocidades de transmisión del agua y un alto potencial del escurrimiento.

Con frecuencia uno o dos grupos de estos suelos predominan en una cuenca y otros cubren sólo una pequeña porción, en tales casos se acostumbra combinar el grupo menor con el predominante, si éstos son semejantes (A y B, B y C ó C y D), pues de no ser así puede incurrirse en graves errores: por ejemplo, si en una cuenca el 90% de sus suelos pertenecen al grupo A y el 10 % restante al grupo D, la mayoría del escurrimiento producido por una tormenta provendrá del grupo D y englobar a tales suelos en el grupo A causará una seria subestimación al escurrimiento.

2.4.2. Uso del suelo.

El uso del suelo es la cobertura de terreno o cuenca, incluye cualquier tipo de vegetación, arropa y humus mantillado y el barbecho (suelo desnudo), así como los usos no agrícolas como son aguas superficiales (lagos, embalses, pantanos, etc.) y superficies impermeables (caminos, techos, etc.).

Las clases son las combinaciones de uso y tratamiento que pueden ser encontradas en las cuencas.

Clases en los terrenos cultivados.

♦ **Barbecho:** es un uso y tratamiento agrícola del terreno con un alto potencial de escurrimiento debido a que el suelo se mantiene sin vegetación para conservar la humedad, que será utilizada en el siguiente cultivo.

♦ **Cultivo en surco:** es cualquier campo de cultivo (maíz, sorgo, tomate, remolacha azucarera) plantado en surcos separados de manera que la mayor parte de la superficie del suelo es expuesta al impacto de la lluvia durante la época de desarrollo de dicho cultivo.

♦ **Granos pequeños o cereales finos (trigo, cebada, lino, etc.):** son plantados en surcos próximos, de manera que la superficie del suelo no está expuesta al impacto de la lluvia, excepto durante un corto tiempo en la época de siembra.

♦ **Legumbres o rotación de pradera (alfalfa, trébol, etc. y sus combinaciones):** son cultivos plantados en surcos juntos o al volteo, esta cobertura puede brindar protección al suelo por un año o más.

Clases de pradera natural.

La pradera natural (pastizal) en las cuencas, puede ser evaluada por medio de tres condiciones hidrológicas del pasto natural o pastizal que se muestran en la tabla 2.6.

Por otra parte, la pradera permanente es un campo con pasto en continuo desarrollo, protegido del pastoreo y generalmente segado para obtener heno. Representa el límite superior de las cuencas cubiertas con pasto.

CONDICION VEGETATIVA	CONDICION HIDROLOGICA
Tiene pastoreo excesivo. Las plantas cubren menos del 50% del área.	pobre
No tienen pastoreo excesivo. Las plantas cubren del 50% al 75% del área.	regular
Tienen pastoreo ligero, Las plantas cubren más del 75% del área.	bueno

Tabla 2.6. Clasificación de la pradera natural (pastizal).

Clases de bosques.

La clasificación de los bosques, se ha realizado con respecto a sus efectos hidrológicos como sigue:

- *Bosque pobre:* tiene excesivo pastoreo, árboles pequeños y el arroyo se destruye regularmente por incendio.
- *Bosque regular:* tienen poco pastoreo pero no se queman, pueden tener escaso mantillo o arroyo y generalmente están completamente protegidos del pastoreo.
- *Bosque bueno:* protegidos del pastoreo, de manera que el suelo siempre está cubierto de arroyo y arbustos.

Para determinar el número *N*, se utiliza la tabla 2.7, la cual se ha construido apoyándose en todo lo antes mencionado.

USO DEL SUELO	CONDICIÓN DE LA COBERTURA VEGETAL DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques cultivados	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espero, alta transpiración	25	53	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espero, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	57	70	78	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o al volteo	Surcos rectos	62	73	83	87
	Surcos en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
Curva de nivel, bueno	6	35	70	79	
Potrero permanente	Normal	30	53	71	78
Áreas comerciales	85% impermeable	89	92	94	95
Distritos industriales	75% impermeable	81	88	91	93
Calzadas, tejados, estacionamientos pavimentados, etc.	impermeable	98	98	98	98
Caminos engravados	normal	76	85	89	91
Caminos de arcilla	normal	72	52	87	89
Parques, campos de golf, cementerios, canchas deportivas, etc.	bueno	39	61	74	80
	regular	49	69	79	84

Tabla 2.7 Selección del número de escurrimiento *N*. FUENTE: Cartas edafológicas y uso del suelo, INEGI.

Aplicación.

La cuenca del arroyo Atolinga, tiene el siguiente uso del suelo.

USO DEL TERRENO	AREA (km ²)	%
Agricultura de temporal	14.46	69.73
Pastizal permanente	3.61	17.44
Pastizal natural	2.04	9.87
Bosque natural	0.61	2.96
	Σ 20.75	Σ 100.00

Tabla 2.8 Uso del suelo de la cuenca del arroyo Atolinga, estado de Zacatecas.

Los usos del suelo mostrados en la tabla 2.8, fueron obtenidos de la carta INEGI, uso del suelo F-13-D-15 Villa Guerrero y se muestran en la figura 2.12.

El tipo de suelo dominante en la cuenca es B y C, además de que el clima que predomina en la cuenca es húmedo y semihúmedo.

Con estos datos, de la tabla 2.7 se obtiene un valor para el número de escurrimiento de $N = 73$ (adimensional).

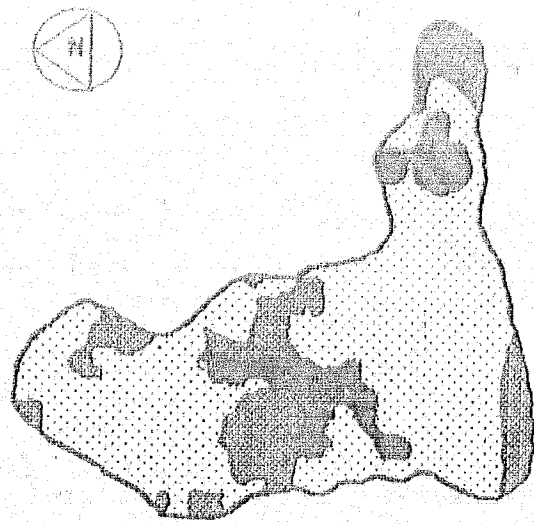
2.5 Período de retorno.

El objetivo primario del análisis estadístico de datos hidrológicos es la determinación de la magnitud de un evento hidrológico asociado a un período de retorno previamente definido. El período de retorno se designa con las letras T_r y se define como el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada.

Otra definición establece que es el intervalo promedio de tiempo, dentro del cual, un evento de magnitud dada "x" puede ser igualado o excedido (en valor) por lo menos una vez en promedio.

Entonces, al hablar de una tormenta o creciente de período de retorno igual a 25 años, se entiende que dicho evento será igualado o excedido en promedio, una vez cada 25 años, en el transcurso de un gran número de años, por ejemplo 1000 años.

El reglamento de la Ley de Aguas Nacionales establece en el artículo 4º, publicado en el Diario Oficial de la Federación, que el nivel de aguas máximas ordinarias a que se refiere la definición establecida en el artículo 3º de la Ley Nacional de Aguas y definida en el capítulo 1 de la presente tesis, se entiende como el que resulta de la corriente ocasionada por la creciente máxima ordinaria dentro de un cauce sin que en







- | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  Agricultura de temporal |  Pastizal temporal |
|  Bosque natural |  Pastizal permanente |

Fig. 2.12. Usos del suelo de la cuenca del arroyo Atolinga, estado de Zacatecas.

éste se produzca desbordamiento. La crecida máxima ordinaria estará asociada a un período de retorno de 5 años.

Para el caso de las corrientes que presentan flujo nulo durante uno o más años de su período de registro "La Comisión" determinará el período de retorno equivalente que tome en cuenta esta situación.

De lo anterior, para calcular la crecida máxima ordinaria del arroyo en estudio se utilizará un $T_r = 5$ años.

2.6 Defluencia del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración es el tiempo que una partícula de agua toma para viajar desde la parte más alejada de la cuenca hasta la estación de aforo o el punto que interese en un estudio. Este tiempo es un tiempo que todavía no ha sido observado directamente. A pesar de esto, el término es útil porque proporciona al hidrólogo el "sentimiento" o sensibilidad sobre una cuenca, topográficamente hablando.

Cuanto más inclinada o más quebrada sea la topografía, más corto es el tiempo de concentración, y de manera inversa, cuanto más lisa y poco accidentada sea la topografía de lugar, el tiempo de concentración será mayor.

Algunos autores han propuesto fórmulas empíricas para determinar de manera aproximada el tiempo de concentración entre las cuales se presentan las siguientes:

Fórmula de Rowe.

$$T_c = \left(\frac{0.68 L^2}{S} \right)^{0.388}$$

donde:

T_c : tiempo de concentración de la cuenca en horas

L : longitud del colector principal en kilómetros

S : pendiente del colector principal expresada al millar, igual a la relación entre el desnivel del punto más alejado del colector al sitio en estudio en metros y la longitud L del colector en kilómetros.

Fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.0001245 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77}$$

donde

- T_c : tiempo de concentración de la cuenca en horas
- L : longitud del colector principal en metros
- S : pendiente del colector principal (relación directa)

Fórmula de Rowe.

$$T_c = 0.00009 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.84}$$

donde

- T_c : tiempo de concentración en horas
- L : longitud del colector principal en metros
- S : pendiente del colector principal en por ciento

Fórmula del Servicio de Conservación del Suelo de E.U. (SCS)

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3048 S^{0.25}}$$

donde

- T_c : tiempo de concentración en horas
- H : desnivel máximo sobre el colector principal en metros
- L : longitud de cauce principal en metros.

Aplicación.

Se calculará el tiempo de concentración (T_c) para los datos de la cuenca del arroyo Atolinga, Zacatecas.

*Rouse **

Datos:

Longitud del cauce principal: L = 11.54 km

Pendiente del cauce principal: S = 13.95 al millar

$$T_D = \left(\frac{0.008 \cdot 11.54^3}{13.95} \right)^{0.384}$$

Tc = 2.249 horas

*Kirpich **

Datos:

Longitud del cauce principal: L = 11540 metros

Pendiente del colector principal: S = 0.01395

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{11540}{\sqrt{0.01395}} \right)^{0.77}$$

Tc = 2.256 horas.

*Chow **

Datos:

Longitud del colector principal: L = 11540 metros

Pendiente del colector principal: S = 1395 en por ciento

$$T_c = 0.00605 \left(\frac{11540}{\sqrt{1395}} \right)^{0.64}$$

Tc = 1.806 horas.

*SCS **

Datos:

Longitud de cauce principal: L = 11540 metros

Desnivel máximo sobre el colector principal: H = 161 metros.

$$T_D = \left(\frac{11547^{1.44}}{2.228 + 1319.38} \right)$$

$T_c = 2.206$ horas.

RESUMEN DE TIEMPOS CALCULADOS.

Rowe: $T_c = 2.249$ horas
Kirpich: $T_c = 2.256$ horas
Chow: $T_c = 1.806$ horas
SCS: $T_c = 2.206$ horas
media: $T_c = 2.129$ horas
Se tomará como valor de diseño $T_c = 2$ horas.

CAPITULO 3.

DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO ORDINARIO.

Como se mencionó en el capítulo anterior, existen varios métodos aplicables a la determinación del gasto máximo ordinario que define la capacidad del cauce y zona federal.

En este capítulo sólo se mencionarán algunos de los principales, ya que se ha visto que con algunos que se apliquen es suficiente para comparar resultados y adoptar un valor confiable. De igual forma, para facilitar el entendimiento de los diversos métodos, se mostrará su aplicación con el ejemplo ilustrativo que se ha venido manejando.

3.1 Planteamiento estadístico.

La estadística es una herramienta importante en los problemas de hidrología, en el tratamiento de las muestras de datos definiendo frecuencias o periodos de retorno asociados a los eventos que la componen y en general para conocer la distribución de los mismos.

3.1.1. Planteamiento estadístico con base en una tendencia de distribución normal.

Debido al grado de dispersión que algunas muestras de gastos máximos anuales o de precipitación máxima muestran con respecto a su valor medio aritmético, está indicado para el propósito de determinar el gasto máximo ordinario, discriminar por su gran disparidad o desviación, eventos máximos extremos, generando de esta manera una nueva muestra cuya dispersión es menor, y que está integrada por aquellos eventos cuyas magnitudes respectivas son más frecuentes y ordinarias, o sea aquellas que conforman la tendencia de gastos máximos imperantes.

El problema así expuesto, plantea la necesidad de determinar por medio de un procedimiento estadístico el intervalo de valores donde los elementos que componen la muestra, tengan un grado aceptable de dispersión y cuyas características de aleatoriedad no se pierdan. Los razonamientos necesarios para obtener dicho intervalo de valores, se tienen con los siguientes planteamientos:

Considerando que la muestra de datos se comporta de acuerdo a una distribución normal, el 98.27 % de esta información está comprendida en el intervalo poblacional:

$$\hat{\mu} - S_x \leq \mu \leq \hat{\mu} + S_x$$

en donde:

$$\hat{\mu} = \bar{x} + \frac{at}{\sqrt{n}} (S_x)$$

$$S_x = \frac{\sqrt{\sum(X_i - \bar{x})^2}}{n-1} = \frac{\sqrt{\sum(X_i)^2 - n(\bar{x})^2}}{n-1}$$

siendo:

$\hat{\mu}$ = media poblacional

\bar{x} = media muestral

at = coeficiente de confianza definido por la distribución "t" de Student, el cual está en función del número de grados de libertad $(n - 1)$ y el nivel de confianza, en este caso, se considera un valor de 99.75%.

S_x = desviación estándar de la muestra

n = número de eventos que integran la muestra

$at S_x$ = intervalo de confianza

Sustituyendo la ecuación que define a la media poblacional en la ecuación que define al intervalo poblacional se tiene:

$$\bar{x} \pm at \frac{S_x}{\sqrt{n}} - S_x \leq \mu \leq \bar{x} \pm at \frac{S_x}{\sqrt{n}} + S_x$$

en donde los límites superior e inferior del intervalo poblacional son respectivamente:

$$Ls = x + ut \frac{S_x}{\sqrt{n}} + S_x$$

$$L = x + ut \frac{S_x}{\sqrt{n}} - S_x$$

Como la finalidad de este procedimiento es determinar el gasto máximo ordinario, el límite inferior (LI) no se considera, quedando como indicador el límite superior (Ls), el cual permitirá generar la muestra depurada de gastos máximos ordinarios eliminando aquellos eventos que superen a dicho valor de Ls.

Una vez depurada la muestra, con el nuevo valor de "n" se vuelven a calcular los valores de "x", "Sx" y "ut" y se aplica la ecuación que define a Ls, con la finalidad de obtener la magnitud del gasto máximo ordinario.

Para el caso en que se tengan muestras cuya dispersión es pequeña y en las cuales no se tenga que hacer la discriminación de eventos, el gasto máximo ordinario estará dado directamente por el valor de Ls que se obtenga, calculado con la muestra original.

Se recomienda aplicar la metodología anterior a muestras de 10 años como mínimo y hacer la depuración de la muestra una sola vez.

EJEMPLO.

Haciendo uso del cuadro 2.5 presentado en el capítulo 2, el cual muestra la serie anual de gastos máximos para la estación Excamé, se tienen los siguientes valores:

$$x = 107.163 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$X_{\text{máx}} = 404.600 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$X_{\text{mín}} = 3.200 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La desviación estándar será:

$$S_x = \frac{\sqrt{\sum(X_i - x)^2}}{n - 1}$$

aplicando la fórmula se tiene $S_x = 81.531 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Grados de libertad v	Nivel de confianza t 0.995	Grados de libertad v	Nivel de confianza t 0.995	Grados de libertad v	Nivel de confianza t 0.995
1	63.660	16	2.920	31	2.745
2	9.920	17	2.900	32	2.740
3	5.840	18	2.880	33	2.735
4	4.600	19	2.860	34	2.730
5	4.030	20	2.840	35	2.725
6	3.710	21	2.830	36	2.720
7	3.500	22	2.820	37	2.715
8	3.360	23	2.810	38	2.710
9	3.250	24	2.800	39	2.705
10	3.170	25	2.790	40	2.700
11	3.111	26	2.780	60	2.660
12	3.060	27	2.770	120	2.620
13	3.010	28	2.760	∞	2.580
14	2.980	29	2.755		
15	2.950	30	2.750		

Tabla 3.1. Valores del coeficiente de confianza αt de la distribución "t" de Student.

considerando un nivel de confianza de 99.5%, el número de grados de libertad es $v = n - 1 = 36 - 1$, $v = 35$; de la distribución t de Student se obtiene un coeficiente de confianza $\alpha t = 2.725$ de acuerdo con los valores mostrados en la tabla 3.1.

Enseguida se obtiene el intervalo de confianza para la media poblacional:

$$\mu = \bar{x} + \alpha t \frac{S_x}{\sqrt{n}} = 107.163 + 2.275 \frac{81.531}{\sqrt{36}} = 144.192 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\mu = x - at \frac{S_x}{\sqrt{n}} = 107.183 - 2.725 \frac{81.531}{\sqrt{33}} = 70.130 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Los límites superiores e inferiores serán:

$$Ls_1 = x + at \frac{S_x}{\sqrt{n}} + S_x = 144.182 + 81.531 = 225.723 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Ls_2 = x - at \frac{S_x}{\sqrt{n}} + S_x = 70.134 + 81.531 = 151.665 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como en la serie anual de gastos existen valores que superan ambos límites, se deberá tomar el mayor de éstos, esto es,

$$Ls_1 = 225.723 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Ahora, quitando los valores extremos, se vuelve a realizar el cálculo:

$$\begin{aligned} x &= 101.464 \text{ m}^3/\text{seg} \\ S_x &= 59.299 \text{ m}^3/\text{seg} \\ v &= 34 - 1 = 33 \\ at &= 2.735 \end{aligned}$$

$$\mu = 101.464 + 2.735 \frac{59.299}{\sqrt{34}} = 129.278 \text{ m}^3/\text{seg}$$

el límite superior será:

$$Ls = 129.278 + 59.299 = 188.577 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo tanto el gasto máximo ordinario asociado a un período de retorno de 5 años será:

$$Q = 160.577 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.2 Planteamiento probabilístico.

Algunos autores han elaborado modelos probabilísticos aplicables a muestras de datos hidrológicos como los gastos máximos anuales, asociando una probabilidad de ocurrencia.

En algunos de estos modelos, en particular tratándose de períodos de retorno pequeños como es el caso, es necesario hacer alguna consideración en relación con el intervalo de confianza, con el fin de que la curva de probabilidad se apegue más a la rama de gastos imperantes.

La base del procedimiento es la propia muestra de datos y ciertos parámetros estadísticos característicos de la misma, asociados a un factor de probabilidad o frecuencia.

A continuación se consideraran algunos de los métodos probabilísticos más usuales.

3.2.1 Modelo de Gumbel.

Este método permite obtener la magnitud del evento para un determinado período de retorno y su intervalo de confianza.

Gumbel considera que la distribución de probabilidad extrema se puede representar por la ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = Q + \Delta Q$$

siendo:

$$Q = \frac{-\ln(-\ln \frac{Tr-1}{Tr})}{a} + Q_m - \frac{y_n}{a}$$

donde:

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma_Q}$$

Q_m es la media de la muestra
 σ_m es la desviación estándar de la muestra
 Y_n y σ_n son constantes función de "n" (número de años) que se obtienen de la tabla 3.2.

Para calcular el intervalo de confianza, α sea aquí dentro del cual puede variar "x" dependiendo del tamaño del registro disponible se considera:

Si $\phi = 1 - 1/T$ varía entre 0.2 y 0.8 el intervalo se calcula por la ecuación:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{n} \alpha \sigma_m \left(\frac{1}{a \sqrt{n}} \right)$$

en esta expresión $\sqrt{n} \alpha \sigma_m$ es función de ϕ y se determina de la tabla 3.3. Si ϕ es mayor que 0.9, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{1}{a}$$

la zona entre 0.8 y 0.9 es de transición.

n	Yn	σ_n	n	Yn	σ_n
8	0.4843	0.9043	51	0.5489	1.1623
9	0.4902	0.9288	52	0.5493	1.1638
10	0.4952	0.9497	53	0.5497	1.1653
11	0.4996	0.9676	54	0.5501	1.1667
12	0.5035	0.9833	55	0.5504	1.1681
13	0.5070	0.9972	56	0.5508	1.1696
14	0.5100	1.0095	57	0.5511	1.1708
15	0.5128	1.0260	58	0.5515	1.1721
16	0.5157	1.0316	59	0.5518	1.1734
17	0.5181	1.0411	60	0.5521	1.1747
18	0.5202	1.0493	62	0.5527	1.1770
19	0.5220	1.0566	64	0.5533	1.1793
20	0.5236	1.0628	66	0.5538	1.1814
21	0.5252	1.0696	68	0.5543	1.1834
22	0.5268	1.0754	70	0.5548	1.1854

23	0.5283	1.0811	72	0.5552	1.1873
24	0.5296	1.0864	74	0.5557	1.1890
25	0.5309	1.0915	76	0.5561	1.1906
26	0.5320	1.0961	78	0.5565	1.1923
27	0.5332	1.1004	80	0.5569	1.1938
28	0.5343	1.1047	82	0.5572	1.1953
29	0.5353	1.1086	84	0.5576	1.1969
30	0.5362	1.1124	86	0.5580	1.1980
31	0.5371	1.1159	88	0.5583	1.1994
32	0.5380	1.1193	90	0.5586	1.2007
33	0.5388	1.1226	92	0.5589	1.2020
34	0.5396	1.1255	94	0.5592	1.2032
35	0.5403	1.1285	96	0.5595	1.2044
36	0.5410	1.1313	98	0.5598	1.2055
37	0.5418	1.1339	100	0.5600	1.2065
38	0.5424	1.1363	150	0.5646	1.2253
39	0.5430	1.1388	200	0.5672	1.2360
40	0.5436	1.1413	250	0.5688	1.2429
41	0.5442	1.1436	300	0.5699	1.2479
42	0.5448	1.1458	400	0.5714	1.2545
43	0.5453	1.1480	500	0.5724	1.2588
44	0.5458	1.1499	750	0.5738	1.2651
46	0.5468	1.1538	1000	0.5745	1.2685
48	0.5477	1.1574	∞	0.5772	1.282

Tabla 3.2. Valores de Y_n y c_n del modelo de Gumbel.

ϕ	valor	ϕ	valor	ϕ	valor	ϕ	valor
0.01	2.1607	0.25	1.2494	0.55	1.3130	0.85	2.581
0.02	1.7894	0.30	1.2687	0.60	1.5984	0.90	3.163
0.05	1.4530	0.35	1.2981	0.65	1.7034	0.93	3.948
0.10	1.3028	0.40	1.3366	0.70	1.8355	0.95	4.472
0.15	1.2548	0.45	1.3845	0.75	2.0069	0.98	7.071
0.20	1.2427	0.50	1.4427	0.80	2.2408	0.99	10.00

Tabla 3.3. Valores de $\sqrt{u \alpha \sigma_m}$ en función de ϕ , para el cálculo del intervalo de confianza en el modelo de Gumbel.

EJEMPLO.

De acuerdo con la muestra de gastos máximos anuales de la estación hidrométrica Excamá presentada en el cuadro 2.5 del capítulo 2, se tiene:

$$Q_m = 107.163 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\sigma_Q = 81.531 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

para $n = 36$, de la tabla 3.2 se obtiene:

$$y_n = 0.5410$$

$$\sigma_n = 1.1313$$

considerando un período de retorno $T_r = 5$ años,

$$Q = \frac{-\ln(-\ln \frac{4}{5})}{\frac{1.313}{81.531}} + 107.163 - \frac{0.5410}{1.1313} (81.531) = 173.795 \text{ m}^3/\text{seg}$$

el valor de ϕ será:

$$\phi = 1 - \frac{1}{T_r} = 1 - \frac{1}{5} = 0.80$$

de acuerdo con este valor, el intervalo de confianza es:

$$\Delta Q = z \sqrt{n} \sigma_m \frac{1}{n} = \frac{z \sigma_m}{\sqrt{n}}$$

de la tabla 3.3, para $\phi = 0.80$, $\sqrt{n} \sigma_m = 2.2408$, entonces:

$$\Delta Q = \frac{2.2408 \cdot 81.531}{1.1313 \sqrt{35}} = 23.100 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

por lo tanto

$$Q_{\text{mdx}} = Q + \Delta Q = 173.795 + 23.100 = 196.976 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{mdx}} = 196.976 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.2.2 Modelo de Nash.

Este método es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución de probabilidades por mínimos cuadrados. Nash considera que se puede calcular el valor del evento para un determinado período de retorno por la ecuación de la forma lineal:

$$Y_p = a + bx$$

siendo $a = y - bx_m$,

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

$$x_i = \log \log \frac{T_{r_i}}{m_i - 1}$$

$$T_{r_i} = \frac{n+1}{m}$$

$$x = \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$$

siendo:

y_m = media de los y_i (gastos máximos anuales) de la muestra en m^3/seg

x_m = media de los valores x_i

n = tamaño de la muestra

T_{r_i} = período de retorno de cada uno de los datos de la muestra

m_i = número de orden asignado a cada uno de los datos de la muestra

Tr = período de retorno del evento de diseño en años

Debe recordarse que el período de retorno de los datos (T_{r_i}) se obtiene ordenando los gastos (datos) " y_i ", de mayor a menor, asignando a cada uno su número de orden $m_i = 1, 2, 3, \dots, n$ y aplicando la fórmula para T_{r_i} mencionada.

Una vez calculados a y b se aplica la ecuación :

$$Y_p = a + bx$$

El intervalo de confianza dentro del cual puede variar el valor de " Y " se obtiene de:

$$\delta y = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{xy}}{(n-1)n^2} + \frac{(x - x_m)^2}{n-2} \frac{1}{S_{xx}} (S_{yy} - \frac{S_{xy}^2}{S_{xx}})}$$

donde:

$$S_x = n\sum(x_i)^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{xy} = n\sum(x_i y_i) - (\sum x_i)(\sum y_i)$$

$$S_y = n\sum(y_i)^2 - (\sum y_i)^2$$

Finalmente, al valor de Y_p se suma y se resta el valor δy , obteniendo así los límites de variación del gasto.

El gasto máximo será el límite superior de dicho intervalo, es decir,

$$Q_{\max} = Y_p + \delta y$$

EJEMPLO.

Para llevar a cabo el cálculo del gasto máximo ordinario por el método de Nash se elaboró una hoja de cálculo como se muestra a continuación:

Yi	m	Ti	Xi	Xi ²	Yi en orden de ocurrencia	Yi ²	XiYi
404.6	1	37.00	-1.92	3.69	70.30	4942	-135
247.2	2	18.50	-1.62	2.62	28.24	795	-45.6
245.0	3	12.33	-1.43	2.04	52.45	2745	-75.1
238.0	4	9.25	-1.30	1.69	87.50	7656	-114
197.4	5	7.40	-1.20	1.44	107.68	11594	-129
159.0	6	6.17	-1.11	1.23	74.20	5505	-82.7
149.5	7	5.29	-1.04	1.08	113.00	12769	-117
147.9	8	4.63	-0.98	0.96	3.20	10.24	-3.12
144.8	9	4.11	-0.92	0.85	114.00	12996	-104
119.6	10	3.70	-0.86	0.74	119.60	14304	-103
117.3	11	3.36	-0.81	0.66	68.76	4727	-55.9
114.0	12	3.08	-0.77	0.59	159.00	25281	-122

111.0	11	2.93	-0.73	0.31	91.80	8798	-68.1
107.2	11	2.64	-0.68	0.46	245.00	60013	-45
104.1	15	2.47	-0.55	0.41	70.61	4985	-43.6
103.5	15	2.31	-0.61	0.37	197.40	38966	-120
97.34	17	2.13	-0.57	0.32	144.80	20267	-83.1
96.58	18	2.06	-0.54	0.29	247.25	61132	-133
93.80	19	1.95	-0.51	0.26	24.98	624	-12.6
92.00	20	1.85	-0.47	0.22	7.50	56.25	-3.53
91.40	21	1.76	-0.44	0.19	67.1	4313.1	-29.4
87.50	22	1.68	-0.41	0.17	218.09	56686	-96.6
80.94	23	1.61	-0.38	0.14	14.91	222.3	-5.59
74.20	24	1.54	-0.34	0.12	404.60	163071	-138
70.61	25	1.48	-0.31	0.10	103.50	10712	-32.1
70.30	26	1.42	-0.28	0.08	147.92	21880	-40.9
68.76	27	1.37	-0.25	0.06	149.59	22368	-36.6
67.18	28	1.32	-0.21	0.04	117.30	13759	-24.7
52.40	29	1.28	-0.18	0.03	104.17	10851	-18.7
28.24	30	1.23	-0.14	0.02	91.40	8353.9	-12.6
24.98	31	1.19	-0.10	0.01	12.47	155.50	-1.23
14.91	32	1.16	-0.07	0.005	96.60	9347.0	-6.28
12.47	33	1.12	-0.01	0.001	10.30	106.9	-0.13
10.30	34	1.09	-0.03	0.001	92.00	8464.0	3.22
7.50	35	1.06	0.10	0.010	80.94	6551.2	7.77
3.20	36	1.03	0.19	0.040	97.34	9475.0	18.05
Σ			-21.53	21.52	3857.86	646034	-2140.9

Tabla 3.4. Cálculos para el modelo de Nash.

$$y = 107.163 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad x = -0.598$$

$$a = y - bx = 107.163 - 19.198(-0.598) = 118.643$$

$$b = \frac{-2140.975 - 35(-0.599)(107.183)}{21.5 - 35(-0.599)^2} = 19.198$$

$$Y_p = Q_{máx} = a + b \log \log \frac{T}{T-1} = 110.843 + 19.198 \log \log \frac{5}{4} = 99.183 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S_{xx} = 35(21.5) - (-21.5)^2 = 911.337$$

$$S_{yy} = 35(848034.2) - (3957.86)^2 = 8374088.70$$

$$S_{xy} = 35(-2140.98) - (3957.87)(-21.53) = 5977.082$$

$$x = \log \log \frac{5}{4} = -1.014$$

Intervalo de confianza:

$$\delta y = \pm 2 \sqrt{\frac{8374088.7}{35(35)^2} + \frac{(-1.041 - 0.599)^2}{34} \frac{1}{311.33} \left(\frac{8374088.7}{35} - \frac{5977.082^2}{311.33} \right)}$$

$$\delta y = 94.657 \text{ m}^3/\text{seg.}, \quad Q_{máx} = Y_p + \delta y = 99.183 + 94.657$$

$$Q_{máx} = 194.073 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.3 Otras planteaduras.

En el caso de que no se disponga de datos hidrométricos de la corriente en estudio, pero se cuenta con datos de precipitación en su cuenca, se considera que la metodología planteada para el caso con datos hidrométricos es aplicable también a una muestra histórica de datos de precipitaciones máximas anuales obtenidas de observaciones de 24 horas o de más duración.

Este dato, asociado a otros que involucran las características físicas y geométricas de la cuenca, se utiliza en la estimación del gasto máximo ordinario con apoyo de un modelo de lluvia-escorrentía.

3.3.1 Método racional básico.

En el método racional básico, se considera la cuenca de una corriente con área "A" (km²), en la que cae una precipitación de magnitud "Xa" (mm) que cubre a toda la cuenca.

Si la duración total de la creciente es Tb horas, el gasto medio con que escurre es:

$$Q_{med} = \frac{1000 A (X_a - \phi_a)}{3600 T_b} = \frac{A (X_a - \phi_a)}{3.6 T_b}$$

Siendo ϕ_a las pérdidas por infiltración.

Sin embargo, el gasto medio no proporciona la representación de la creciente, ni el valor máximo (pico) de la misma, pues la magnitud de la avenida en el sitio en estudio, va aumentando a medida que aporta una mayor área de cuenca. La condición para que ocurra el gasto máximo es que la cuenca aporte en su totalidad y para ello es necesario que la duración de la lluvia sea igual o mayor al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca hasta dicho sitio.

Entonces, $T_b = T_c + t$, o sea, igual a la suma del tiempo Tc de concentración de la cuenca, más el tiempo "t" de receso de la creciente para que pase por el sitio del escurrimiento proveniente del punto más alejado de la cuenca y que depende también de la duración de la tormenta.

De esta forma:

$$Q_{med} = \frac{A (X_a - \phi_a)}{3.6 (T_c + t)}$$

La condición teórica para que el gasto sea máximo es que $t = T_c$, y si se considera al hidrograma como un triángulo se tiene que:

$$Q_{med} = \frac{A(X_c - \phi_c)}{3.6(2T_c)} = \frac{Q_{máx}(2T_c)}{2(2T_c)} = \frac{Q_{máx}}{2}$$

Bajo esta consideración, $Q_{máx} = 2 Q_{med}$

$$Q_{máx} = \frac{A(X_c - \phi_c)}{3.6 T_c} = \frac{A(I_{pc} - I_{pc})}{3.6}$$

donde I_{pc} e I_{pc} son las intensidades de lluvia y pérdidas en el tiempo T_c en mm/hora.

Si se multiplica y divide el segundo miembro de

$$Q_{med} = \frac{A(X_c - \phi_c)}{3.6 T_c}$$

por X_c y al segundo miembro de

$$Q_{med} = \frac{A(I_{pc} - I_{pc})}{3.6}$$

por I_{pc} y si llamamos coeficiente de escurrimiento a la expresión:

$$C = \frac{X_c - \phi_c}{X_c}$$

ó

$$C = \frac{I_{pc} - I_{pc}}{I_{pc}}$$

se tienen las ecuaciones equivalentes:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{ACX_c}{3.6 T_c}$$

y

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{A(I_{pc} - I_{qc})}{3.6}$$

De esta forma las ecuaciones:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{A(X_c - \phi_c)}{3.6 T_c}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{A(I_{pc} - I_{qc})}{3.6}$$

y las dos ecuaciones anteriores son equivalentes y representan al modelo matemático racional más simple del gasto máximo instantáneo de una cuenca.

Sin embargo, las ecuaciones anteriores del gasto pico se han derivado bajo la consideración de un hidrograma triangular, es decir, que la relación $Q_{m\acute{a}x}/Q_{med} = 2.0$. Pero, en los hidrogramas reales esta relación puede diferir y de hecho es variable, por lo que la ecuación general racional es:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{\delta}{2(3.6)} \frac{ACX_c}{T_c} = \frac{\delta}{7.2} \frac{ACX_c}{T_c}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{\delta}{7.2} A(I_{pc} - I_{qc})$$

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{\delta}{7.2} \frac{(CA X_c)}{T_c}$$

$$Q_{\text{pico}} = \frac{\delta}{7.2} (CA I_p)$$

donde:

- δ = parámetro de ajuste del pico
- X_c = precipitación en el tiempo T_c , en mm
- I_{pc} = intensidad de precipitación en T_c , en mm/hora
- ϕ_c = pérdidas en el tiempo T_c , en mm
- I_{pc} = intensidad de pérdidas en el tiempo T_c , en mm/hora
- C = coeficiente de escurrimiento
- A = área de la cuenca en km^2

Las cuatro ecuaciones anteriores son equivalentes y puede utilizarse cualquiera de ellas de acuerdo a los datos de que se disponga, ya sea lámina de lluvia (X_c) o intensidades de lluvia (I_{pc}) y los datos de las pérdidas (ϕ_c) o intensidades de pérdidas (I_{pc}).

El parámetro δ varía de acuerdo a estudios de Tae Sang Won como se muestra en la tabla 3.5.

Tipo de curva	Valor de δ	Recomendaciones para su uso
Parábola	1.5	Para cuencas que por las condiciones del cauce y cubierta vegetal es de esperarse un efecto atenuador sobre el pico de la crecida.
Triángulo isósceles y escaleno	2.0	Cuencas en condiciones normales del cauce, cubierta vegetal y sin zonas de inundación.
Probabilidad	2.4	Cuencas pequeñas de poca vegetación, impermeables, cauce profundo y sin zonas de inundación.

Tabla 3.5. Valores del ajuste de pico δ para diferentes tipos de curvas.

♦ Metodología de aplicación ♦

La aplicación del método racional se lleva a cabo a través de los siguientes pasos:

1. De manera aproximada, puede calcularse la lámina llovida en el tiempo de concentración mediante un modelo exponencial de la forma:

$$X_d = \frac{K T^{(1-u)}}{(1-u)}$$

donde:

- u = valor variable de acuerdo al tamaño de cuenca y tiempo de concentración
- K = constante
- T = duración correspondiente a la lluvia X_d

Tipo de cuenca	Valores de u
Cuencas muy grandes con Tc igual o mayor de 48 hrs.	0.45 a 0.50
Cuencas grandes con Tc entre 24 y 48 horas.	0.50 a 0.55
Cuencas medianas con Tc entre 6 y 24 horas.	0.55 a 0.60
Cuencas pequeñas con Tc entre 1 y 6 horas.	0.60 a 0.70
Cuencas muy pequeñas con Tc menor de 1 hora.	0.70 a 0.80

Tabla 3.6. Valores del coeficiente u para el cálculo de la lámina llovida.

Cuando se carece de información hidrométrica, por lo general se cuenta con datos de precipitaciones, usualmente las de 24 horas. De acuerdo con esto puede conocerse el valor de la constante K como:

$$K = \frac{(1-u) X_{d=24 \text{ hrs}}}{24^{(1-u)}}$$

2. Conocido el valor de la constante K se calcula el valor de la lluvia correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca.
3. La intensidad de lluvia en el tiempo de concentración será:

$$I_d = \frac{X_d \cdot 60}{T_c}, \text{ en mm/hora}$$

4. Se calcula ahora la lámina de lluvia efectiva mediante la expresión:

$$X_e = \frac{10 \left(\frac{X_d}{10} - \frac{508}{N} + 5.03 \right)^2}{\frac{X_d}{10} + \frac{2032}{N} - 20.32}, \text{ en mm}$$

siendo N el número de escurrimiento

Esta ecuación fue propuesta por el Departamento de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

5. Siempre que ocurre una tormenta se presentan pérdidas por retención de la lluvia en la cuenca, por evaporación y por infiltración. De estas últimas la infiltración es la más importante, ya que las otras en la mayoría de los casos son un concepto que se desprecia. Las pérdidas por infiltración serán igual a la diferencia de la lámina X_d menos la lámina X_e , esto es:

$$\phi = X_d - X_e, \text{ en mm}$$

6. El índice de infiltración media (I_ϕ) se estima con la expresión:

$$I_\phi = \frac{\phi}{T_c}, \text{ en mm/hora}$$

7. Con los valores obtenidos anteriormente se calcula el coeficiente de escurrimiento a través de la fórmula:

$$C = \frac{I_d - I_\phi}{I_d}, \text{ (adimensional)}$$

8. De acuerdo con la tabla 3.5, y según el tipo de cuenca, se escoge el valor correspondiente al parámetro de ajuste de pico δ .

9. El gasto máximo estará dado por:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{\delta}{7.2} C I A, \text{ en } m^3/\text{seg}$$

EJEMPLO

Para llevar a cabo la aplicación del método racional básico, se cuenta con los siguientes datos:

$$A = 20.75 \text{ km}^2$$

$$T_c = 2 \text{ horas}$$

$$K(24 \text{ horas}) = 368.27 \text{ mm}$$

$$N = 73 \text{ (adimensional)}$$

Tipo de suelo dominante en la cuenca: B y C

$$u = 0.60$$

1. Constante K:

$$K = \frac{(1 - 0.60) 368.27}{24(1 - 0.60)} = 41.318$$

2. Lámina correspondiente al tiempo de concentración:

$$X_d \cdot 2 \text{ hrs} = \frac{41.318 \times 2(1 - 0.60)}{(1 - 0.60)} = 136.299 \text{ mm}$$

3. Intensidad de lluvia para el tiempo de concentración:

$$I_d = \frac{136.299}{2} = 68.149 \text{ mm/hora}$$

4. Lámina de lluvia efectiva:

$$X_s = \frac{10 \left(\frac{138.299}{10} - \frac{508}{73} + 5.08 \right)^2}{\frac{138.299}{10} + \frac{2032}{73} - 20.92} = 65.303 \text{ mm}$$

5. Pérdidas por infiltración:

$$\phi = 138.299 - 65.303 = 70.996 \text{ mm}$$

6. Índice de infiltración media:

$$I_s = \frac{70.996}{2} = 35.498 \text{ mm/hora}$$

7. Coeficiente de escurrimiento:

$$C = \frac{68.149 - 35.498}{68.149} = 0.479$$

8. De acuerdo a la tabla 3.5 y a las condiciones de cuenca, $\delta = 2.4$

9. Gasto máximo:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{2.4}{7.2} (0.479) (68.49) (20.75) = 225.783 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 225.783 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3.3.2 Método de I Pai Wu.

Este método es muy confiable cuando se aplica a cuencas pequeñas y es útil para determinar el valor del gasto máximo en el caso de que sólo se cuente con datos de precipitaciones sobre la cuenca en estudio.

Tiene como base un modelo lineal en el que el volumen almacenado V , varía proporcionalmente al gasto de salida Q , esto es:

$$V = KQ, \text{ donde } K \text{ es la constante de almacenaje.}$$

Para una serie de "n" vasos descargando linealmente y con igual constante de almacenaje puede escribirse:

$$\frac{3.6 Q T_p}{A X_e} = \frac{(n-1) \left(\frac{T}{T_p (n-1)} \right)^2 e^{-\frac{T}{T_p (n-1)}}}{\Gamma(n)}$$

donde:

Q_p = gasto máximo en m^3/seg

A = área de la cuenca en km^2

X_e = lluvia efectiva en mm

T_p = tiempo de pico en horas

$\Gamma(n)$ = función gamma de n , $\Gamma(n) = (n-1)!$

n = número de recipientes con descarga lineal que simulan la cuenca

La fórmula anterior establece la forma general del hidrograma. El miembro de la derecha puede expresarse como una función de los parámetros n y T [$f(n,t)$], además, para que ocurra el gasto máximo, el tiempo T debe ser igual al tiempo de pico; de acuerdo con esto la ecuación anterior puede expresarse como:

Esta fórmula se calcula de la misma forma que para el método racional básico

$$\frac{Q_p T_p}{A X_s} = \frac{1}{3.0} f(n, T_p)$$

$$f(n, T_p) = \frac{(n-1)^n e^{-(n-1)T_p}}{\Gamma(n)}$$

despejando el gasto máximo se tiene:

$$Q_p = \frac{A X_s}{3.0 T_p} f(n, T_p)$$

Para conocer el valor del parámetro "n", se ha establecido la siguiente fórmula:

$$n = \frac{4 T_p}{K}$$

I Pai Wu realizó estudios para determinar a la constante de almacenaje K y al tiempo de pico T_p , llegando a la conclusión de que ambos están íntimamente ligados a las características geométricas de la cuenca, de esta forma estableció los valores de K y T_p de la siguiente forma:

$$K = 0.73 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473}$$

$$T_p = 0.93 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668}$$

siendo:

A = área de cuenca en km^2

L = longitud del colector principal en km

S = pendiente del cauce principal en porcentaje

Conocidos los valores de Q_p , T_p y n, puede determinarse la forma del hidrograma mediante la expresión:

$$Q = Q_p \left(\frac{T}{T_p} \right)^{n-1} \left(e^{-n \left(\frac{T}{T_p} \right)^n} \right)^{\frac{1}{n}}$$

siendo Q el gasto en m³/seg correspondiente al tiempo T en horas, contado a partir del inicio del hidrograma.

EJEMPLO.

Para ilustrar el método anterior, se hará la aplicación a los datos del arroyo Atolinga, con el cual se ha venido trabajando.

Datos:

$$A = 20.75 \text{ km}^2$$

$$L = 11.54 \text{ km}$$

$$S = 1.224 \%$$

$$X_a = 136.300 \text{ mm}$$

$$X_p = 65.303 \text{ mm}$$

$$T_c = 2 \text{ horas}$$

◆ Constante de almacenaje ◆

$$K = 0.73(20.75)^{0.937} (11.54)^{-1.474} (1.224)^{-1.473} = 0.255$$

◆ Tiempo de pico ◆

$$T_p = 0.98 (20.75)^{1.085} (11.54)^{-1.233} (1.224)^{-1.233} = 1.066 \text{ hrs.}$$

◆ Valor "n" ◆

$$n = \frac{4(1.066)}{0.255} = 16.719, n = 17$$

$$f(t, T_p) = \frac{16.7 \cdot e^{-16t}}{101} = 1.650$$

• Lluvia efectiva para el T_p •

$$X_{e(T_p)} = X_p \frac{T_p}{T_c} = 65.2036 \frac{1.000}{2} = 34.800 \text{ mm}$$

• Gasto máximo •

$$Q_p = \frac{20.75(34.800)}{3.4(1.000)} 1.500 = 297.02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{máx}} = 297.020 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Hidrograma de la avenida.

Tiempo (horas)	Gasto (m ³ /seg)
0.25	0.005
0.50	7.990
0.75	122.180
1.00	288.430
T_p	297.020
1.25	238.080
1.50	104.030
1.75	28.50
2.00	5.71

Tabla 3.7. Hidrograma de la avenida máxima.

RESUMEN DE GASTOS CALCULADOS.

- ▲ Método estadístico: 188.571 m³/seg
- ▲ Método de Gumbel: 196.976 m³/seg
- ▲ Método de Nash: 194.073 m³/seg
- ▲ Método racional básico: 225.783 m³/seg
- ▲ Método de I Pai Wu: 297.020 m³/seg

Debe aclararse que las muestras de gastos y precipitaciones máximas anuales no corresponden al mismo periodo de observación y, de acuerdo con esto, es normal que las diferencias entre los métodos que manejan uno y otro de dichos valores sean mayores que las que se dan entre los métodos que trabajan con la misma muestra.

CAPITULO 4.

ESTUDIO HIDRAULICO.

En el capítulo anterior se explicaron algunos de los diferentes métodos que existen para determinar el valor del gasto máximo ordinario, el cual se toma como gasto de diseño para demarcar la zona federal de una corriente.

Para llevar a cabo lo anterior, es necesario conocer los niveles del agua cuando se ha simulado el paso de una avenida a la que corresponde el gasto de diseño mencionado, ya que a partir de dicho nivel comenzará la zona federal.

Es objeto de este capítulo mostrar cómo se obtienen los niveles del agua y los valores del tirante que corresponden al gasto de diseño, y con base en éstos demarcar la faja de terreno federal correspondiente.

4.1 Definición de secciones transversales.

La sección transversal del curso de un río generalmente es de forma muy irregular y varía constantemente de un lugar a otro.

4.1.1 Elementos geométricos e hidráulicos de las secciones transversales.

Los elementos geométricos e hidráulicos más importantes de una sección transversal son:

Área hidráulica (A). Es el área de la sección ocupada por el líquido.

Perímetro mojado (P). Está definido por el perímetro de la sección en contacto con una frontera rígida (no incluye a la superficie libre). En muchas ocasiones, los cauces de los ríos no constituyen precisamente una frontera rígida, pues el material del fondo suele ser material suelto: boleas, gravas y arenas, producto del acarreo del río. Esto introduce una dificultad adicional, y se llega a tomar en cuenta en los casos especiales en que su importancia lo amerita.

Radio hidráulico (R). Está dado por la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado, esto es:

$$R_h = \frac{A}{P}$$

Tirante (d). Es la distancia que existe entre el punto más bajo de la sección y la superficie libre del agua, medida normalmente a la dirección del flujo.

Tirante (y). Es la diferencia de elevaciones entre la superficie libre del agua y el fondo (medida verticalmente).

Tirante medio hidráulico (D). Se define como el cociente del área hidráulica entre el ancho de superficie libre B, es decir:

$$D = \frac{A}{B}$$

Rugosidad de la sección (n). Es la resistencia al flujo en un canal natural o artificial, medida como el valor del coeficiente de fricción aplicable a la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S_f^{1/2}$$

Este valor es muy variable y depende de varios factores, entre ellos: el tamaño y la forma de los granos que forman el material del fondo, la vegetación, las irregularidades en el canal, la sedimentación, la erosión, las obstrucciones, el tirante y el gasto. En la tabla 4.1 se presenta una lista de valores de n para cauces naturales de varios tipos propuesta por Chow⁵.

TIPO DE CAUCE	Valor mínimo de n	Valor normal de n	Valor máximo de n
A. CAUCES DE ARROYOS (ancho de la superficie libre en avenidas <30 metros)			
a) Corticales en planicie			
1. Limpio, recto, sin deslaves ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior pero más rocoso y con hierba	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.035	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y roca	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior pero menor profundidad	0.040	0.048	0.055
6. Igual que el 4 pero más rocoso	0.045	0.050	0.060
7. Tramos irregulares con hierba y estanques profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con mucha hierba, estanques profundos o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes de montaña sin vegetación en el cauce, taludes muy fuertes, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidas en la avenida			
1. Fondo de grava y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de grandes rocas	0.040	0.050	0.070

Tabla 4.1 Valores del coeficiente de rugosidad n . (1ª parte).

⁵Ven Te Chow, Open Channels Hydraulics.

TIPO DE CAUCE	Valor máximo de n	Valor medio de n	Valor mínimo de n
B. PLANICIES DE INUNDACION			
a) Pastura sin arbustos			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b) Areas cultivadas			
1. Sin cosecha	0.020	0.030	0.040
2. Sin cosecha en tierra labrada	0.025	0.035	0.045
3. Cosecha de campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos			
1. Arbustos diseminados y mucha hierba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles en verano	0.040	0.060	0.080
4. Mediana a densa población de arbustos en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Mediana a densa población de arbustos en verano	0.070	0.100	0.160
d) Árboles			
1. Población densa de sauces rectos en verano	0.040	0.060	0.080
2. Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior pero con troncos retonables	0.050	0.060	0.080
4. Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior pero las avenidas alcanzan las ramas	0.100	0.120	0.160
C. CAUCES DE RIOS (ancho de la superficie libre del agua en avenidas >30 metros)			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025	0.040	0.060
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035	0.050	0.100

Tabla 4.1. Valores del coeficiente de rugosidad n (continuación).

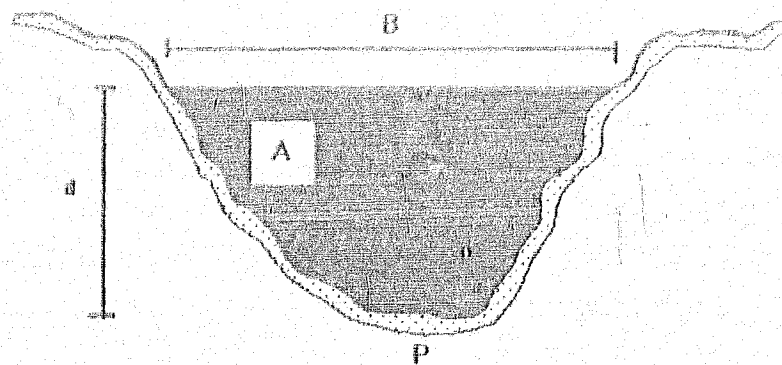


Fig 4.1. Elementos geométricos e hidráulicos de una sección transversal

Tirante crítico. Es aquel valor para el cual, la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección medida con respecto al fondo del canal (energía específica) es la mínima con la cual puede pasar un cierto gasto Q .

Velocidad crítica. Es aquella con que se propaga una onda larga de pequeña amplitud en agua de tirante crítico.

Estado o régimen subcrítico. Se presenta cuando el tirante es mayor que el crítico.

Estado o régimen supercrítico. Se presenta cuando el tirante es menor que el crítico.

Pendiente del cauce (s_0). La pendiente del cauce se define como:

$$s_0 = \tan \theta$$

siendo θ el ángulo que se forma entre el fondo del canal y un plano horizontal de referencia.

Pendiente hidráulica (s). Es la pendiente de la línea que representa la elevación de la carga total del flujo (línea de energía) que se genera entre dos secciones de la corriente. La carga total del flujo es igual a la suma de la elevación sobre un nivel de referencia, la altura o carga de presión y la altura o carga de velocidad.

La pendiente s , también se conoce como el gradiente de energía.

Pendiente crítica. Es la pendiente de plantilla necesaria para que se presente el estado o régimen crítico, es decir, para que el tirante y la velocidad adquieran los valores críticos para un gasto dado. Sin embargo, un estado de flujo crítico es inestable lo que no ocurre en un estado subcrítico donde la pendiente del cauce (s_0) es menor que la crítica (pendiente suave), o un estado de régimen supercrítico donde la pendiente del cauce sea mayor que la crítica (pendiente pronunciada). Las condiciones críticas tienen un papel muy importante en el flujo en canales ya que tienen aplicación en el establecimiento de puntos de control.

4.2 Determinación del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO).

La determinación del NAMO de una corriente superficial se lleva a cabo, para fines de demarcación de zona federal, mediante el estudio del perfil hidráulico del régimen variado que se genera al simular el paso del gasto de diseño por dicha corriente.

Aplicando la ecuación de la energía entre dos secciones de la corriente se tiene:

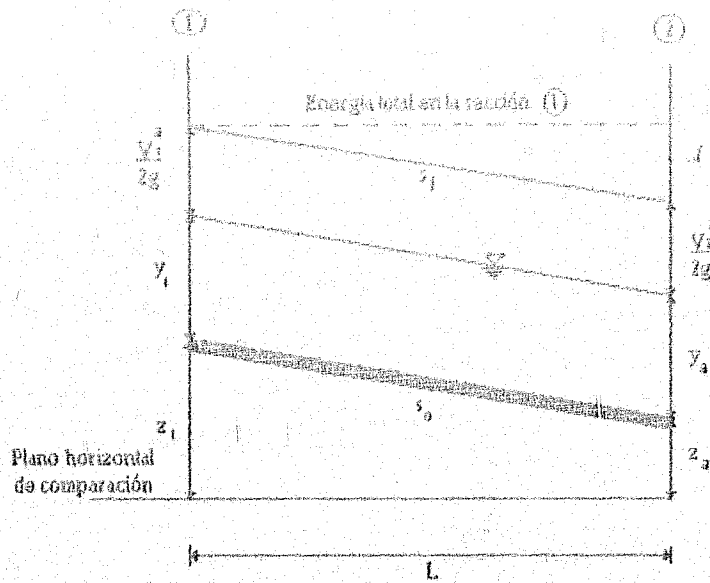


Fig. 4.2. Interpretación de la ecuación de la energía para un canal abierto.

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

donde:

z_1, z_2 = cargas de posición en metros

y_1, y_2 = tirantes, en metros

v_1, v_2 = velocidad del agua en m / seg.

h_f = pérdidas o disipación de energía entre las secciones 1 y 2, en metros

s_0 = pendiente del cauce

s_1 = pendiente hidráulica

g = aceleración de la gravedad (9.81 m / seg²)

L = distancia entre las secciones consideradas

Reordenando la ecuación anterior:

$$z_1 - z_2 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

de acuerdo con la figura 4.2 :

$$z_1 - z_2 = s_0 L \quad \text{y} \quad h_f = s_f L$$

además, por definición:

$$y + \frac{v^2}{2g} = \text{Energía específica (E)}$$

entonces:

$$s_0 L + E_1 = E_2 + s_f L$$

$$s_0 L - s_f L = E_2 - E_1 \quad , \quad L (s_0 - s_f) = E_2 - E_1$$

$$L = \frac{E_2 - E_1}{s_0 - s_f}$$

Ecuación que define el perfil hidráulico del régimen variado en canales. Si se calcula la curva de aguas abajo hacia aguas arriba la ecuación anterior queda como:

$$L = \frac{E_1 - E_2}{s_f - s_0}$$

El perfil hidráulico definirá al NAMO, el cual sirve como base para realizar la demarcación de zona federal.

Debido a que la ecuación anterior se aplica entre dos secciones del río y requiere de varios datos de cada una de ellas, para su aplicación es conveniente hacer uso de un programa de cómputo que facilite el cálculo.

APLICACION.

Para ilustrar el proceso de demarcación de zona federal se trabajará con un tramo del río Atolinga de 200 metros de longitud, en el cual se ha realizado el levantamiento de seis secciones transversales con un cadenamiento a cada 40 metros, las cuales se muestran en las figuras 4.3a) a 4.3f).

De acuerdo con lo calculado en el capítulo 3, el gasto de diseño con el cual se calcula la curva de remanso para el arroyo Atolinga será el obtenido por el método de Gumbel.

Se hará uso del programa de cómputo llamado curva de remanso, el cual proporciona el valor del tirante, la elevación del NAMO y el tipo de régimen hidráulico para cada una de las secciones transversales. Dicho programa ha sido elaborado con base en la ecuación de la energía, y funciona proporcionándole los siguientes datos de entrada:

- Nombre de la sección.*
- Gasto que circulará por el río*
- Número de puntos de la sección (este valor se toma de manera arbitraria según más convenga de acuerdo con la topografía del lugar).*
- Abscisas y elevaciones de cada uno de los puntos de la sección*
- Elevación del punto más bajo*
- Elevación del punto más alto*
- El coeficiente de rugosidad n*
- La distancia entre secciones*
- La pendiente del cauce*

Para la sección 4.3a se tiene:

DATOS DE ENTRADA:

- Nombre de la sección: 0 + 000**
- Gasto que circulará por el río: 198.976 m³/seg**
- Número de puntos de la sección: 16**
- Elevación del punto más bajo: 121.98 metros**
- Elevación del punto más alto: 124.43 metros**
- Coficiente de rugosidad: 0.030**
- Distancia entre secciones: 40 metros**
- Pendiente del cauce: 0.01031**

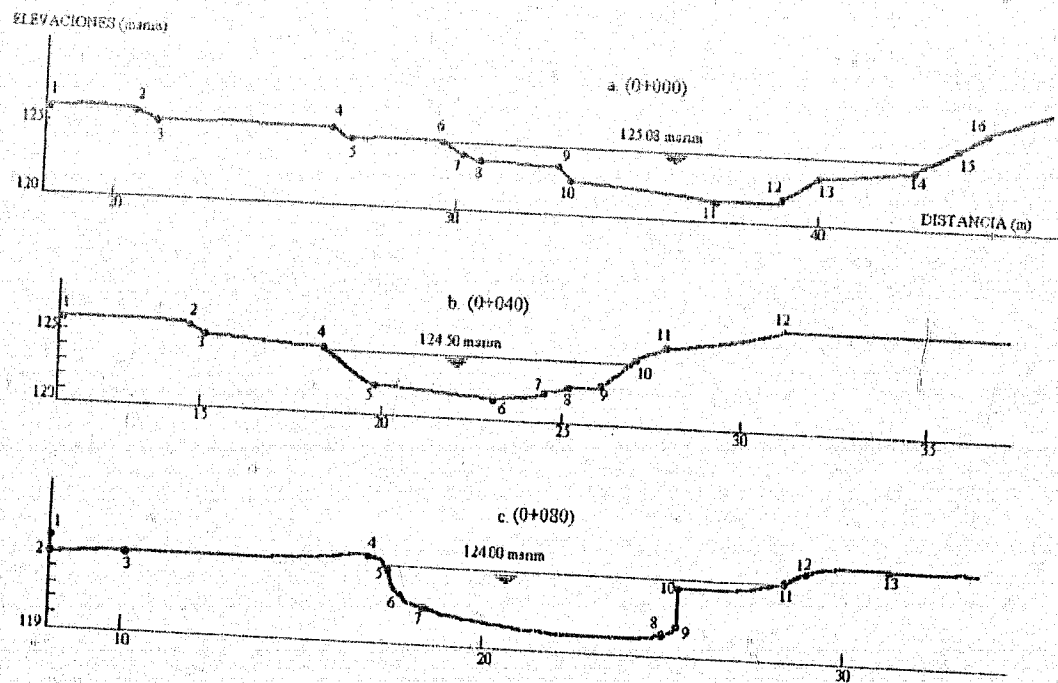
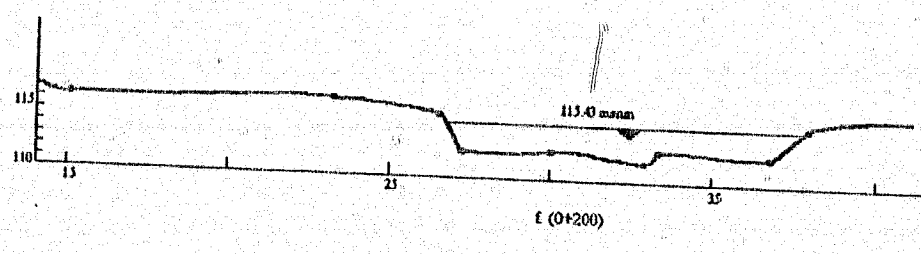
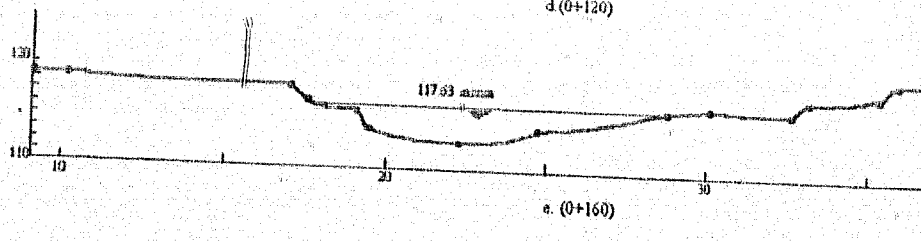
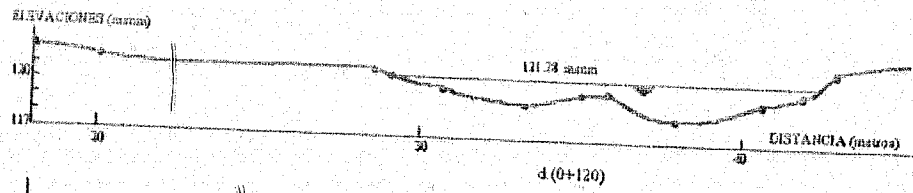


Fig. 4.3. Secciones transversales del arroyo Atolinga, Zacatecas.



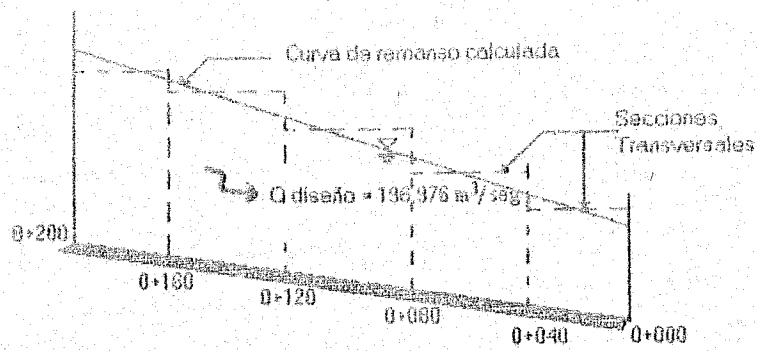


Fig. 4.4. Corte longitudinal del arroyo Atolanga, para el cálculo del perfil hidráulico.

Una vez aplicado el programa se tiene como resultado los siguientes valores:

- Tirante crítico.*
- Elevación crítica.*
- Tirante "d"*
- Elevación del NAMO.*
- Tipo de régimen hidráulico.*

Punto	Abscisa (m)	Elevación (m)
1	0.00	126.23
2	20.90	126.10
3	21.20	125.43
4	27.00	125.43
5	27.50	124.85
6	30.00	125.00
7	30.60	124.23
8	31.00	123.85
9	33.35	123.60
10	33.50	122.60
11	37.70	121.98
12	39.50	122.10
13	40.00	123.70
14	42.50	124.45
15	43.80	126.35
16	44.50	127.43

Tabla 4.2. Definición de la sección 4.3a. (0+000)

Para la sección 4.3a. se tiene:

DATOS DE SALIDA:

tirante crítico: 3.29411 metros

elevación crítica: 126.26913 msnm

tirante "d" : 3.66985 metros

elevación NAMO: 126.64485 msnm

el régimen es subcrítico.

Este mismo proceso se aplica a cada una de las secciones transversales del río que se han levantado. En este trabajo sólo se aplicará la metodología anterior a 3 secciones, con objeto de no caer en cuestiones repetitivas al realizar los mismos pasos para todas.

Sección 4.3b.

DATOS DE ENTRADA:

Nombre de la sección: 0+040

Gasto que circulará por el río: 196.976 m³/seg

Número de puntos en la sección: 12

Elevación del punto más bajo: 121.55 msnm

Elevación del punto más alto: 125.13 msnm

Coefficiente de rugosidad: 0.010

Distancia entre secciones: 40 metros

Pendiente del cauce: 0.01031

Punto	Abscisa (m)	Elevación (m)
1	0.00	125.93
2	14.50	125.78
3	15.20	125.13
4	18.20	123.43
5	19.60	122.18
6	22.70	121.55
7	24.40	122.05
8	25.00	122.48
9	26.00	122.73
10	26.80	124.43
11	27.50	125.18
12	31.30	127.05

Tabla 4.3. Definición de la sección 4.3b (0+040).

DATOS DE SALIDA.

Condiciones críticas:

Tirante: 2.94515 metros
Elevación: 125.49315 msnm

Condiciones normales:

Tirante "d": 3.15217 metros
Elevación NAMO: 125.70218 msnm
El régimen es subcrítico.

Sección 4.3c.

DATOS DE ENTRADA.

Nombre de la sección : 0+080
Gasto que circula por el río: 196.976 m³/seg
Número de puntos de la sección: 13
Elevación del punto más bajo: 120.40 msnm
Elevación del punto más alto: 124.70 msnm
Coefficiente de rugosidad: 0.030
Distancia entre secciones: 40 metros
Pendiente del cauce: 0.01031

DATOS DE SALIDA.

Condiciones críticas:

Tirante: 2.89020 metros
Elevación: 124.29030 msnm

Condiciones normales:

Tirante: 3.24877 metros
Elevación NAMO: 125.87863 msnm
El régimen es subcrítico.

Punto	Abscisa (m)	Elevación (m)
1	0.00	125.00
2	0.00	124.33
3	10.00	124.20
4	16.70	124.70
5	17.29	123.95
6	17.60	122.20
7	18.20	121.30
8	25.00	120.40
9	25.40	120.70
10	25.40	123.45
11	28.40	124.13
12	28.80	124.58
13	31.10	125.20

Tabla 4.4 . Definición de la sección 4.3c (0+080).

4.3 Demarcación de la zona federal.

Como se mencionó en el capítulo 1, la zona federal comprende las fajas de 10 metros de ancho contiguas al cauce de la corriente.

Con base en los valores correspondientes al tirante normal obtenidos de acuerdo con la metodología mostrada en el inciso anterior, se levanta una perpendicular al espejo de agua en los bordes de la corriente y a partir de ésta se marcan los 10 metros de zona federal como se muestra en la figura 4.5.

Cuando el tramo por demarcar se localice en una planicie, donde el cauce natural del río no tenga la capacidad suficiente para conducir al gasto máximo ordinario sin desbordar, la zona federal se delimita siguiendo el parteaguas del barrote del río (figura 4.6).

La zona federal así demarcada, define una poligonal cuya área es de propiedad nacional, a la cual nunca podrá dársele uso habitacional debido a que se ha diseñado para gasto máximo ordinario y, en el caso de que se presentara un gasto máximo extraordinario, lo más probable es que el río desborde y ocupe las zonas federales, por lo que si éstas están habitadas el riesgo de que ocurra una catástrofe será mayor.

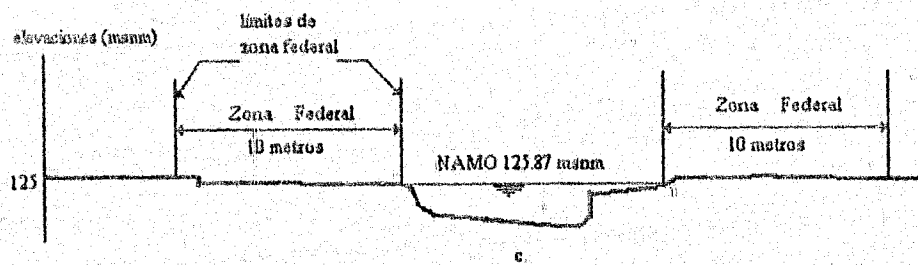
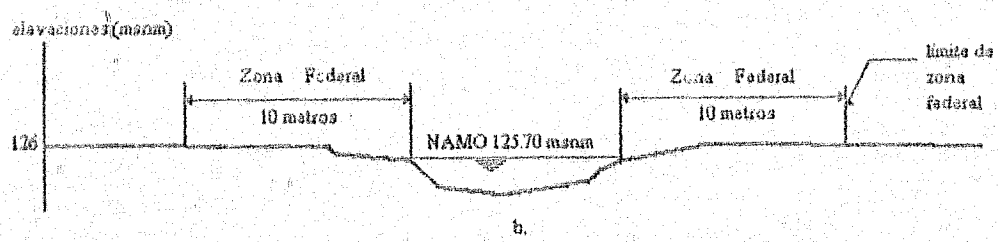
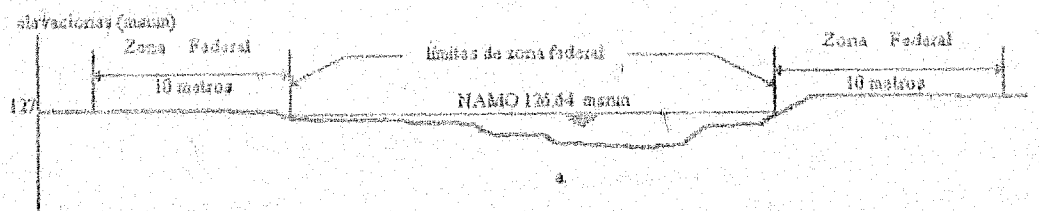


Fig. 4.5. Límites de zona federal para el arroyo Atolinga, estado de Zacatecas.

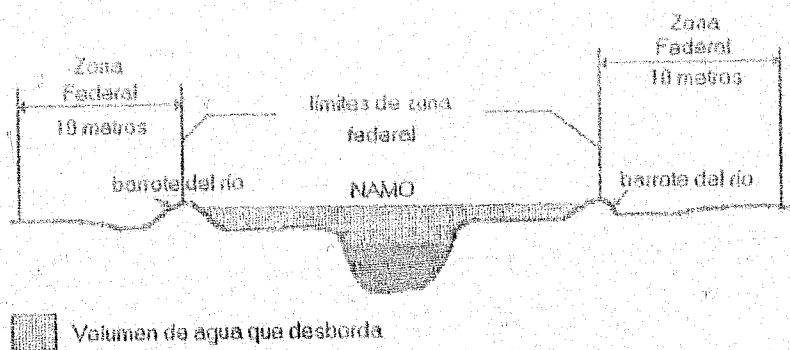


Fig. 4.6. Demarcación de zona federal para cauces en planicie.

La Ley de Aguas Nacionales y su reglamento establecen el procedimiento para demarcación, el cual consiste en los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos que se han ilustrado a lo largo de este trabajo, así como la elaboración de planos, avisos de demarcación y la demarcación física del lindero federal.

Sin embargo, con motivo de la reforma legal al artículo 27 Constitucional y a la nueva Ley Agraria, se instrumentó el Programa de Certificación de Derechos Ejidales (PROCEDE) con el fin de atender el problema en torno a la inseguridad de la tierra que existe en los ejidos. Dado que dicho programa es prioritario, es necesario instrumentar los mecanismos para reducir el tiempo y abatir los costos de la ejecución de los trabajos para la delimitación de las zonas federales cuando existan dotaciones de ejidos que caigan dentro de ellas.

De acuerdo con lo anterior, la Comisión Nacional del Agua, como órgano responsable de llevar a cabo los trabajos de demarcación establece que:

a) El procedimiento para la delimitación en vasos y depósitos naturales consistirá en determinar el nivel del embalse ordinario con base en las huellas coniferas y vegetación propia del vaso o depósito existente, propagando dicho nivel mediante estacado.

b) Para el caso de barrancas profundas o cauces con caja bien definida, se sugiere considerar como zona federal los 10 metros medidos horizontalmente a partir del hombro del cauce, aún sin efectuar los trabajos topográficos, hidrológicos o hidráulicos requeridos, como lo establecen la Ley de Aguas Nacionales y su reglamento.

c) Para planicies de inundación con o sin obras de protección se deberán efectuar todos los trabajos requeridos, empleando en el estudio topográfico el equipo denominado Estación Total el cual reduce tiempo y costo.

Una vez que se han llevado a cabo los estudios básicos para demarcación establecidos por la Ley Nacional de Aguas, se aplica el reglamento el cual establece en el título 1º, artículo 4º, párrafo IV que:

La delimitación y demarcación del cauce y zona federal se llevará a cabo por "La Comisión" o por tercero autorizado y a su costa, observándose el siguiente procedimiento:

a) *Una vez realizados los trabajos de delimitación, se publicará aviso de demarcación en el Diario Oficial de la Federación y en el periódico de mayor circulación de la entidad federativa correspondiente, notificándose simultáneamente en forma personal a los propietarios colindantes;*

b) *Se levantará acta circunstanciada en la que se asienten los trabajos realizados, los documentos que exhibieron los propietarios colindantes y los que hayan manifestado, así como la fijación de las mojoneras provisionales;*

c) *Los trabajos técnicos de delimitación y los planos correspondientes estarán a disposición de los interesados, para que en un término que no exceda de 10 días hábiles, a partir de la fecha de levantamiento del acta circunstanciada, expongan lo que a su derecho convenga, vencido dicho plazo "La Comisión" resolverá en un término no mayor a 15 días hábiles sobre la demarcación correspondiente.*

* ídem 1.

4.4 Uso, explotación y aprovechamiento de las zonas federales.

4.4.1 Concesiones.

La explotación, uso o aprovechamiento de las zonas federales por parte de personas físicas o morales se realizará únicamente mediante concesión otorgada por la Comisión Nacional del Agua de acuerdo a las reglas y condiciones que establezca la Ley de Aguas Nacionales.

Las concesiones otorgadas serán de 5 años como mínimo y 50 años como máximo pudiéndose otorgar prórrogas.

Para el otorgamiento de las concesiones para fines productivos tendrá preferencia el propietario o poseedor colindante a la zona federal.

Las solicitudes de concesión deberán ser atendidas aún en el caso de que no exista declaratoria previa de aguas nacionales, si por las características de las mismas se ubican en las enunciadas en el capítulo 1 de este trabajo.

Una vez hecha la solicitud, la Comisión Nacional del Agua otorgará o denegará la concesión debiendo estar debidamente fundamentada su resolución.

4.4.2 Supresiones.

Las zonas federales de corrientes, lagos y lagunas de propiedad nacional podrán ser objeto de supresión mediante declaratoria cuando se encuentre dentro del perímetro legal de las poblaciones.

Para llevar a cabo lo anterior, las autoridades estatales o municipales presentarán la debida solicitud de supresión acompañada por el plano del área urbana, para que se determinen las zonas federales destinadas a tal efecto.

Revisados y aprobados los planos, la Comisión Nacional del Agua convocará a los colindantes a través de aviso de demarcación publicado en el Diario Oficial de la Federación y en la gaceta o periódico oficial de la o de las entidades federativas respectivas, para que el día y hora que se señalen estén presentes y tengan conocimiento de los límites de la zona federal que colinda con su predio. Enterados y estando de acuerdo los colindantes con los linderos señalados, se levantará un acta en la que se hará constar su conformidad.

En el caso de que haya oposición se continuará la ejecución de la demarcación y se recibirán los documentos que funden la oposición para que previo estudio la CNA resuelva lo que proceda.

Todo lo anterior es establecido por la Ley de Agua Nacionales y su reglamento.

CAPITULO 5.

CONCLUSIONES.

1. La zona federal de una corriente separa terrenos del dominio de la Federación al privado, comunal o ejidal, por lo que su demarcación se lleva a cabo mediante un estudio técnico - legal, con el cual puede dársele solución a situaciones conflictivas del derecho de propiedad.

2. La demarcación estará definida de acuerdo con el valor del Gasto Máximo Ordinario el cual está asociado a un periodo de retorno de 5 años, según lo establecido por la Ley de Aguas Nacionales y su reglamento.

3. En la determinación del gasto máximo ordinario se presentan dos casos posibles: que se cuente con datos hidrométricos en un periodo preferentemente no menor de 10 años o que se carezca de ellos. En el primer caso el análisis de la muestra se lleva a cabo mediante métodos estadísticos y probabilísticos, en el segundo, mediante un modelo de lluvia - escurrimiento.

4. Para dictaminar el valor del gasto máximo, es recomendable aplicar al menos tres métodos para conocer en que rango de valores se encuentra dicho gasto.

Los métodos que trabajan con datos de gastos máximos anuales, siempre serán más confiables debido a que directamente se está aforando la corriente que interesa. De estos métodos, los que dan resultados más confiables y los que se recomienda aplicar siempre que se cuente con una serie de gastos máximos, serán el Método de Gumbel y el Método de Nash.

Los modelos de lluvia-escurrimiento, al trabajar con datos de lluvia, tendrán una mayor posibilidad de error debido a que las mediciones pluviométricas no en todos los casos son cien por ciento verdaderas, esto, como consecuencia de los efectos del viento

y el saipicado así como de la manera en que están expuestos a la precipitación los aparatos de medición. Por otro lado, las mediciones pluviográficas son un buen elemento para calcular el valor de la precipitación máxima sobre una cuenca ya que proporcionan el registro de la variación de la lluvia en el tiempo, pero desafortunadamente, en México, la red pluviográfica es muy pobre (345 pluviógrafos en todo el país) y en la mayoría de los casos no se dispone de información de este tipo, por lo que se tiene que trabajar entonces con datos proporcionados por la red pluviométrica del país que es casi ocho veces mayor que la pluviográfica (2682 pluviómetros).

Existen varios modelos de lluvia-escorrentamiento para calcular el valor del gasto máximo ordinario, sin embargo, en términos generales, el Método Racional Básico proporciona buenos resultados y es de fácil aplicación.

5. El estudio de la curva de remanso que se genera al simular el paso del gasto máximo ordinario por el cauce del río, permite obtener el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) a partir del cual comienza la zona federal.

6. La demarcación de zona federal se lleva a cabo mediante declaratoria en el Diario Oficial de la Federación y en el periódico de mayor circulación en la entidad federativa correspondiente.

7. Únicamente podrá dársele uso a los terrenos federales mediante concesión supresión o desincorporación otorgada por la Comisión Nacional del Agua de acuerdo con lo establecido en la Ley de Aguas Nacionales y su reglamento. Lo anterior se hace con la finalidad de no poner en riesgo vidas humanas al urbanizar dichos terrenos, en el caso de que se llegara a presentar una avenida máxima extraordinaria y ocurriese desbordamiento en la corriente.

BIBLIOGRAFIA.

Aparicio Mijares, Francisco J., "*Apuntes de hidrología de superficie*", UNAM. Facultad de Ingeniería, DICTyG, México, 1987. 345 págs.

Campos Aranda, D.F., "*Procesos del ciclo hidrológico*", Tomos I y II, Universidad Autónoma de S.L.P., México, 1987. 517 págs.

Chow, Ven Te, "*Hidrología aplicada*", Ed. Mc Graw Hill, Colombia, 1994. 548 págs.

Díaz Herrera, Pedro, "*Instructivo de hidrología para determinar avenida máxima ordinaria*", SARH, México, 1987. 120 págs.

Dirección General de Estudios, Subdirección de hidrología, SARH, "*Boletín climatológico N° 52 Lerma-Santiago, Tomo III*", México, 1980.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, "*Cartas edafológicas y uso del suelo*" México, 1990.

Kazmann, G. Raphael, "*Hidrología Moderna*", Ed. Continental, México, 1969, 420 págs.

Leyes y Códigos de México, "*Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos*", Colección Porrúa, México, febrero de 1994.

Leyes y Códigos de México, "*Ley de Aguas Nacionales*", Comisión Nacional del Agua, México, diciembre de 1992.

Linsley, Ray K., "*Hidrología para ingenieros*", 2ª edición, Ed. McGraw Hill, México, 1980. 386 págs.

Sotelo Avila, Gilberto, "*Hidráulica General. Vol. 1 Fundamentos*", Ed. Limusa, México, 1990. 561 págs.