

Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES

ACATLÁN

**“ESTUDIO HIDROLOGICO
PARA UN
CRUCE CARRETERO”**

**TESIS PROFESIONAL
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

José Luis Sánchez Muciño

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

I N D I C E

PAGINA

	CAPITULO I.- GENERALIDADES	1
I.-	Introducción	1
I.- 1.a.-	Objeto del estudio	
I.- 2.-	El estudio hidrológico en el proyecto de estructuras de drenaje en vías terrestres.	2
I.- 2.a.-	Objeto de clasificación de las estructuras de drenaje.	2
I.- 2.b.-	Importancia del estudio hidrológico	3
I.- 2.c.-	Aspecto básico del diseño hidráulico	4
I.- 3.	Información necesaria para la elaboración de un estudio hidrológico	5
I.- 3.a.-	Descripción	5
I.- 3.b.-	Fuentes de información	6
	CAPITULO II.- ESTACIONES REGISTRADORAS DE LA PRECIPITACION	7
II.- 1.-	La precipitación	7
II.- 2.-	Aparatos de Medición	9
II.- 2.a.-	Estaciones climatológicas	9
II.- 2.b.-	Pluviómetros y pluviógrafos	10
II.- 3.-	Cuantificación de los registros de precipitación	11
	CAPITULO III.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS	14
III.- 1.-	Clasificación	14
III.- 2.-	Métodos de uso actual	15

	PAGINA
III.- 2.a.- Método de Creager	16
III.- 2.b.- Método de Lowry	20
III.- 2.c.- Método de Talbot	21
III.- 2.d.- Método racional	23
III.- 2.e.- Método de Dickens	30
III.- 2.f.- Método de Sánchez Bribiesca	32
III.- 2.g.- Método de Chow	42
III.- 3.- Métodos estadísticos	54
III.- 3.a.- Método Gumbel	55
III.- 3.b.- Método de Nash	56
III.- 3.c.- Método de Levediev	58
CAPITULO IV.- TRABAJO DE CAMPO	62
IV.- 1.- Recopilación de datos previos	62
IV.- 2.- Inspección al sitio de cruce del río en estudio	63
IV.- 3.- Estudio topohidráulico	65
IV.- 4.- Determinación del gasto de la corriente, -- (método sección y pendiente).	72
CAPITULO V.- TIPOS DE OBRAS USADAS PARA DRENAR UN CAMINO	75
V.- 1.- Vado	75

	PAGINA
V.- 2.- Tubos	76
V.- 3.- Alcantarillas (losas)	77
V.- 4.- Alcantarillas circulares	78
V.- 5.- Puente vado	78
V.- 6.- Puente	79
CAPITULO VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
VI.- 1.- Conclusiones	85
VI.- 2.- Recomendaciones	86
B I B L I O G R A F I A	87

CAPITULO I.- GENERALIDADES.

I.- INTRODUCCION

I.1.- Objetivo de este estudio.

Existen varias dependencias encargadas, entre otras cosas, de proyectar y construir diversas obras hidráulicas relacionadas con el drenaje transversal de las carreteras, vías férreas y aeropuertos, tales como puentes, vados, puentes vados, obras menores, etc. (convencionalmente se ha llamado obra menor aquella que mide 6.0 m o menos de claro).

Uno de los datos fundamentales con que se debe contar para proyectar cualquiera de las obras anteriormente mencionadas, es el gasto de la corriente en avenidas máximas extraordinarias asociadas a un cierto período de retorno, mismo que se determina en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que falle la obra, el cual a su vez es función de la importancia de ésta, de los daños que ocasionaría en caso de falla y del costo de la reparación o reconstrucción.

La determinación del gasto de la corriente es importante porque, si el valor que se adopte para el proyecto es excesivo aumenta el costo de las reparaciones o reconstrucciones.

Por lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de proyecto lo más adecuadamente posible, y para esto el ingeniero se vale de la Hidrología, que se puede definir como la ciencia que trata de las propiedades, la distribución y circulación del agua en la naturaleza en sus tres estados: gaseoso, líquido y sólido,

estando una de sus ramas principales consagradas al análisis del gasto de las corrientes de agua.

El desarrollo de la hidrología como materia fundamental, ha traído como consecuencia la aparición de muy diversos métodos para el cálculo de avenidas de diseño.

Uno de los objetivos primordiales de este trabajo es describir aquellos métodos más usuales ó que se consideren más útiles.

I.2.- ESTUDIO HIDROLOGICO EN EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE EN VIAS TERRESTRES.

I.2a.- Objeto y clasificación de las estructuras de drenaje.

En toda vía de comunicación terrestre es necesario construir estructuras de cruce sobre el cauce de las corrientes naturales para el drenaje de los caminos, el objeto de estas estructuras consiste en permitir libremente el paso de los volúmenes de agua que escurren superficialmente sin que se dañe el camino ni se interrumpa el tránsito sobre el mismo, es decir, que el dimensionamiento de las estructuras se debe hacer de tal manera que las avenidas tanto ordinarias como extraordinarias no ocasionen problemas a la vía de comunicación.

Las estructuras de cruce de caminos se clasifican en alcantarillas, vados, puentes-vados y puentes, los primeros son cualquier conducto situado bajo el camino con una longitud en el sentido del camino de 6.0 m como máximo; las alcantarillas se agrupan de acuerdo a la forma de la estructura, en tubo, bóveda, losa y cajón, las estructuras de mayor claro son tratadas como puentes. Los vados son obras de cruce que se localizan a pelo de tierra con

el objeto de permitir el paso del agua a través del camino sin modificar la forma del escurrimiento en el cauce de la corriente natural. Los puentes vados se asemejan a los puentes pero el diseño se hace de tal manera que los gastos extraordinarios escurren sobre el camino, o sea que la sección hidráulica únicamente permite el paso de las avenidas ordinarias.

I.- 2b.- Importancia del estudio hidrológico.

Una vía de comunicación moderna, no solo exige una adecuada planeación económica y la selección más conveniente de la ruta y materiales de construcción a emplear, sino también el diseño de las estructuras de drenaje que sean capaces de desalojar en todo momento y en forma eficiente, los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo del camino.

Con un criterio así definido, el proyecto del sistema de drenaje de un camino se plantea atendiendo a dos pasos básicos: el estudio hidrológico de las zonas por drenar y el diseño hidráulico de las estructuras componentes del mismo.

El estudio hidrológico implica la predicción más o menos confiable de las magnitudes máximas de las intensidades de precipitación o de los picos de escurrimiento (gastos), según sea el caso, para períodos de retorno especificados del evento.

El período de retorno se define como el intervalo promedio de tiempo, en años, durante el cual el evento de diseño será igualado o excedido una vez.

El diseño hidráulico permite determinar las dimensiones -

necesarias de las estructuras componentes para desalojar los volúmenes aportados por las lluvias, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.

Existe por lo tanto una relación muy estrecha entre estas dos fases del proyecto y el grado de perfección que en ellas se logre reducirá en un diseño balanceado en el que el monto de la inversión pueda ser comparado con la protección que se proporciona.

I.-2c.- Aspecto básico del diseño hidráulico.

El diseño de las estructuras de cruce para el drenaje de caminos se debe realizar con base en un análisis económico, con el cual se toma en cuenta la inversión total de la propia estructura y los daños que pueda producir su destrucción total o parcial. La inversión inicial se incrementa al aumentar el gasto de diseño, esto es el gasto máximo asociado a un período de retorno determinado, o sea que al aumentar el período de retorno se incrementa el gasto de diseño. Los daños ocasionados por la destrucción total o parcial se debe tanto a los costos de reposición o reparación como a las pérdidas producidas por la interrupción de tránsito de vehículos sobre el camino. Es decir, al aumentar el período de retorno de la avenida de diseño se incrementa tanto el costo como la seguridad de la estructura.

Por lo tanto el proyectista de estructuras de cruce para el drenaje de caminos debe estimar los gastos máximos probables correspondientes a diferentes períodos de retorno a fin de llevar a cabo el análisis económico de diversas alternativas y seleccio-

nar la mejor de ellas. El período de retorno se elige asociándolo con el riesgo de falla y la vida útil de la estructura de drenaje.

Por otra parte, es importante hacer notar que el costo de las estructuras de cruce representa un alto porcentaje de la inversión total de un camino, donde los estudios estadísticos realizados en diversos tramos, muestran que aproximadamente el 15 % del costo de un camino se gasta en estructuras de drenaje, que deben justificar la inversión protegiendo la vía de comunicación de los ataques del agua con un adecuado sistema de drenaje.

I.3.- INFORMACION NECESARIA PARA LA ELABORACION DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO.

I.3a.- Descripción.

La información necesaria para la aplicación en los estudios hidrológicos para predecir gastos máximos asociados a diferentes períodos de retorno se clasifica, según sus características en los grupos que se describen a continuación:

Hidrológica.- Esta comprende los registros de precipitación y escurrimiento, tanto a nivel diario como en forma continua; incluye ubicación e información detallada de las estaciones de registro, así como lo relativo a las características de las corrientes naturales. Lo anterior se recopila en boletines denominados hidrológicos.

Hidrográfica.- En este grupo se encuentra el tipo y uso del suelo, el tipo de vegetación y el porcentaje de cubierta vege

tal con que cuenta la superficie de la cuenca de captación.

Características del suelo.- En este caso se tienen dos divisiones que comprenden los aspectos de topografía e infiltración del suelo.

I.3b.- Fuentes de Información.

Hidrológica.- La mayor parte de esta información se localiza en la Dirección de Hidrología y en el Servicio Meteorológico Mexicano, dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; la parte restante se localiza tanto en la Comisión Federal de Electricidad como en la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

Fisiográficas.- Las principales fuentes de información de este grupo son la Dirección de Estudios del Territorio Nacional de la Secretaría de Programación y Presupuesto, el Departamento Cartográfico Militar de la Secretaría de la Defensa Nacional; la primera se encuentra formulando cartas topográficas de todo el País, por otra parte en algunos casos se dispone de fotografías aéreas o de planos topográficos especificados.

Características del suelo en relación al grupo topográfico la principal fuente de información son las cartas topográficas de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional y del Departamento Cartográfico Militar, en algunos casos, también se dispone de fotografías aéreas y de planos topográficos específicos.

CAPÍTULO II.- ESTACIONES REGISTRADORAS DE LA PRECIPITACION.

II.1.-La precipitación.

Los proyectos de las estructuras de drenaje en caminos son - diseñados para drenar el agua que en su mayor parte proviene de la precipitación, concepto que puede explicarse como sigue:

El vapor de agua contenido en la atmósfera, desempeña un papel muy activo dentro del ciclo hidrológico, formando las nubes, lo que a su vez, debido al fenómeno de la condensación, cambia su estado físico provocando de este modo la precipitación. Entonces la formación de la precipitación es el resultado de un enfriamiento, que puede tipificarse en convectiva, orográfica y ciclónica.

Convectiva.- Se origina por el enfriamiento, debido a la - expansión de una masa de aire húmedo, cuando ésta asciende arrastrada por corrientes convectivas a una capa más alta y de menor - presión. Las lluvias de tipo convectivo son características de - las zonas ecuatoriales y de las zonas templadas, durante la época calurosa raramente produce granizo.

Orográficas.- El ascenso que causan las barreras montaña - sas a las masas de aire cargadas de humedad que soplan de grandes depósitos, la saturación de éstas y la condensación del vapor de agua que contienen, dando lugar a precipitaciones que pueden presentarse bajo la forma de lluvia o nieve.

Ciclónicas.- Son debidas al conjunto de fenómenos de este tipo que hacen que los vientos calientes y muy húmedos asciendan rápidamente al incorporarse al torbellino ciclónico, con lo que

se expanden y bajan de temperatura.

En general puede decirse que la mayor parte de las precipitaciones resultan de la combinación de los tipos antes descritos.

La precipitación proporciona toda el agua que llega a la superficie terrestres proveniente de la atmósfera, ya sea en estado líquido o sólido (lluvia, niebla, rocío, granizo, nieve, etc.), el agua precipitada se distribuye como sigue:

a) La que es interceptada por vegetación que cubre la zona, constituyendo un almacenamiento conocido como de intercepción el cual, si la lluvia es escasa y la vegetación abundante, puede impedir o reducir la cantidad de agua que llega al suelo.

b) La precipitación que cae al suelo y llena las oquedades, constituyendo el almacenamiento por depresiones.

c) El agua de lluvia que se filtra y se distribuye para incrementar el agua constitutiva del suelo y como escurrimiento sensiblemente paralelo a la superficie a través de las capas más próximas a ésta, pudiéndose incorporar posteriormente a los escurrimientos superficiales, descargan a los lagos o océanos, o recargan los acuíferos profundos; el resto del agua infiltrada pasa directamente a dichos acuíferos.

d) La parte complementaria del agua precipitada, si la razón a la que ésta cae es mayor que la capacidad de infiltración del suelo, escurre superficialmente, siendo necesario para ello que se almacene en la superficie hasta alcanzar un tirante que proporcione la energía potencial necesaria para vencer la resistencia que -

la rugosidad del terreno le impone. A este tipo de almacenamiento se le conoce como detención superficial.

De lo anterior se concluye que el escurrimiento superficial es el responsable de la mayor parte del volumen de agua que un río lleva durante sus crecientes si éste es de régimen permanente, o de su totalidad si el régimen es torrencial.

II.2.- APARATOS DE MEDICION

II.2a.- Estaciones climatológicas.

Las observaciones que tienen por objeto la medición de la precipitación se realiza en lugares que se han denominado estaciones climatológicas, que se conocen como la instalación adecuada y apegada a las especificaciones de los siguientes aparatos:

Aparatos de información directa.- Termómetro, pluviómetro, evaporómetro y anemoscopio (veleta).

Aparatos de registro gráfico.- Termógrafo, pluviógrafo, evaporógrafo y anemógrafo.

Termómetro.- Su objetivo es medir las temperaturas del aire, ya sean ambiente, máxima ó mínima, expresándola en grados centígrados.

Pluviómetro.- Aparato que sirve para medir la precipitación (lluvia, granizo, nieve, etc.) expresándola en milímetros de altura.

Evaporómetro.- Sirve para medir la altura, en milímetros de la precipitación que por diversas razones se evapora de su su-

perficie, la que está expuesta completamente a los agentes atmosféricos .

Anemoscopio (veleta).- Se utiliza para determinar la dirección del viento en el momento de la observación. Los aparatos de registro gráfico, proporcionan automáticamente la información según el caso, durante las 24 horas.

II.2b - Pluviómetro y Pluviógrafo.

Como se mencionó anteriormente, los aparatos llamados pluviómetros y pluviógrafos sirven para registrar la precipitación y miden la altura que tendría la capa de agua al depositarse sobre el suelo, si ésta no se infiltra ni evapora por efecto del calor, ni escurriera sobre la superficie del suelo. La diferencia fundamental entre estos dos aparatos es que mientras que el pluviómetro es un registro único de cada 24 horas, y el pluviógrafo es un registro de altura de precipitación contra el tiempo en que se originó.

Pluviómetro.- Como se observa en la figura 1 consta esencialmente de un depósito cilíndrico de lámina galvanizada (a,b,c, d) en cuyo interior se aloja un recipiente del mismo material (1), el cual se llama vaso medidor, porque en el se mide la cantidad de precipitación caído. La tapa del cilindro está formada por un embudo receptor (3) terminando en una arista viva (2), por su parte superior y una pequeña abertura por la parte inferior que descarga en el vaso medidor en la que está colocado el tapón (4) cuyo objeto es impedir la entrada de cuerpos extraños al interior de dicho vaso.

La boca del pluviómetro o sea la arista viva (2), está -

formada por un anillo reforzado de bronce que tiene 226 mm de diámetro. El vaso medidor (1) tiene un diámetro de 71 mm y una altura de 20 cm.

Si se calculan las áreas de las bocas del embudo y del vaso medidor, se ve que ésta última es 10 veces menor que la de la primera. Esto ocasiona que cada mm de altura real de precipitación, se amplifique en el vaso medidor alcanzando una altura diez veces mayor, o sea que cada cm de altura en el vaso medidor representa un mm de altura de precipitación real, pudiéndose por lo tanto, apreciar con facilidad los décimos de mm al hacer las lecturas.

Pluviógrafo.— Por medio de este aparato se lleva un registro de alturas de precipitación contra tiempo. Las más comunes son de forma cilíndrica y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado a un sistema de reloj (Fig.2). Como el papel registrador tiene un cierto rango en la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde inferior y sigue registrando (Fig.3). La medición de la intensidad de una tormenta, que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó, solo es posible si se cuenta con un registro de su variación con el tiempo tomado de un pluviógrafo.

II.3.— Cuantificación de los registros de precipitación.

El país cuenta con un total de 3104 estaciones que registran o han registrado datos de precipitación a nivel diario.

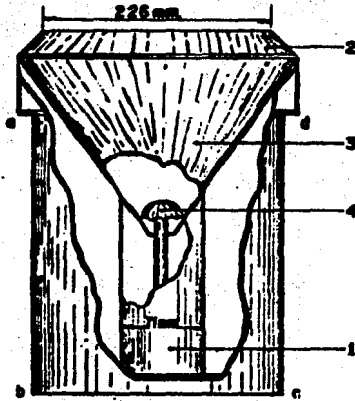


FIG. 1 - Pluviómetro.

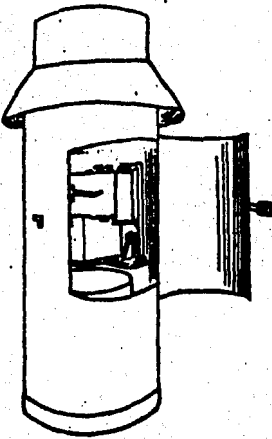


Fig. 2.- Pícnómetro.

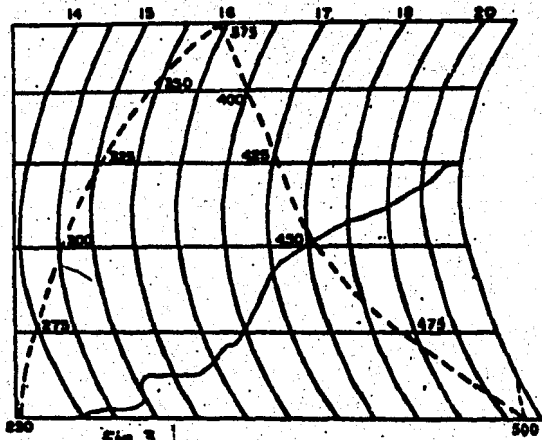


Fig. 3

Registro de un pícnómetro.

En el año 1972 se registraron observaciones con 2582 estaciones o sea el 83% de las que han existido , las 522 restantes han sido suspendidas con anterioridad. Se tienen 454 estaciones con registros gráficos de la precipitación ocurrida en sus respectivos lugares, en su mayoría se encuentran localizados en lugares donde también se encuentra instalado un pluviómetro, muchas veces se instalan las estaciones solamente con pluviómetro y posteriormente se instala en el mismo sitio el pluviógrafo.

El desarrollo que han tenido las estaciones pluviográficas en el tiempo, estas alcanzaron el máximo en el año de 1968 con 359 estaciones, dicho número descendió a 346 en promedio para el período 1969-1972, es decir en los últimos años el número de estaciones a disminuido en relación al de 1968.

En el año de 1972 se registraron observaciones en 347 estaciones, o sea que 107 han sido suspendidas, al comparar con las 522 estaciones con pluviómetro que han sido suspendidas se obtiene una relación de un pluviógrafo por cada cinco pluviómetros.

CAPITULO III.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

III.1.- Clasificación

Para fines de este trabajo se pueden clasificar los métodos para determinar las avenidas máximas como sigue:

- a) Empíricos.
- b) Semiempiíricos.
- c) Estadísticos.

En el año 1972 se registraron observaciones con 2582 estaciones o sea el 83% de las que han existido , las 522 restantes han sido suspendidas con anterioridad. Se tienen 454 estaciones con registros gráficos de la precipitación ocurrida en sus respectivos lugares, en su mayoría se encuentran localizados en lugares donde también se encuentra instalado un pluviómetro, muchas veces se instalan las estaciones solamente con pluviómetro y posteriormente se instala en el mismo sitio el pluviógrafo.

El desarrollo que han tenido las estaciones pluviográficas en el tiempo, estas alcanzaron el máximo en el año de 1968 con 359 estaciones, dicho número descendió a 346 en promedio para el período 1969-1972, es decir en los últimos años el número de estaciones a disminuido en relación al de 1968.

En el año de 1972 se registraron observaciones en 347 estaciones, o sea que 107 han sido suspendidas, al comparar con las 522 estaciones con pluviómetro que han sido suspendidas se obtiene una relación de un pluviógrafo por cada cinco pluviómetros.

CAPITULO III.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

III.1.- Clasificación

Para fines de este trabajo se pueden clasificar los métodos para determinar las avenidas máximas como sigue:

- a) Empíricos.
- b) Semiempíricos.
- c) Estadísticos.

Los métodos empíricos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variable únicamente las características físicas de la cuenca. En nuestro medio se utilizan con frecuencia los métodos de Lowey y CREAGER que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de su coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente.

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el menor o mayor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

Los métodos estadísticos son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidad que suponen tiene la población.

III.2.- Métodos de uso actual

III,2a.- Método de Creager

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observadas en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazo una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica

$$q = 0.503 c(0.386 A) \frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}}$$

.... 1

siendo:

g = Gasto unitario $m^3/\text{seg}/\text{km}^2$

A = Area de la cuenca en km^2

C = Parámetro que depende de la región considerada

Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro (C) vale 100. Conviene hacer notar que el problema planteado admite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva de envolventes, lo que ha dado lugar a otro método similar al de Creager que es el método o curva de Lowry, el cual se verá más adelante.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de su departamento de Estudios Hidrológicos, de la Dirección de Hidrología, realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente (C) de la ecuación anterior considerando por separado 24 regiones hidrológicas en la República Mexicana; los resultados están publicados en forma de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor (C) correspondiente y otra que engloba la información obtenida en toda la República. Más recientemente la Secretaría mencionada modificó la división hidrológica de la República, considerando actualmente 37 regiones hidrológicas, para la mayoría de las cuales cuenta ya con el valor de (C) correspondiente. La misma Secretaría estableció gráficas de las 37 regiones antes mencionadas, con información obtenida hasta

1976, las cuales fueron publicadas durante el año de 1977.

Ejemplo: (1) Obtener el gasto máximo por el método de Creager para el arroyo "DE LOS OCOTES" en el camino Pénjamo-Laguna Larga, en el estado de Guanajuato.

La cuenca se muestra en la figura (III.1)

La figura (III.2) es una copia de la lámina tomada del boletín hidrológico No. 54, Tomo Publicado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la cual se muestran las envolventes de Creager y Lowry para la región hidrológica No. 12 a la cual corresponde la cuenca en estudio.

El área de la cuenca se puede obtener de la Carta ya indicada a escala 1:50 000, de la cual resulta.

$$A = 4 \text{ km}^2$$

$$L = 3 \text{ 000 m}$$

con el valor de el área como abscisa se entra en la gráfica de Creager fig. III.2 y se obtiene el gasto unitario q correspondiente.

$$q = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2 \quad Q = 7.5 \times 4 = 30 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como se ve, este método es muy sencillo y rápido de aplicar, pero tiene el inconveniente de que no toma en cuenta las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca particular en estudio. Además se desconoce el período de retorno asociado al gasto obtenido por este procedimiento lo cual impide adoptar un criterio económico de diseño en función de la probabilidad de falla de la estructura.

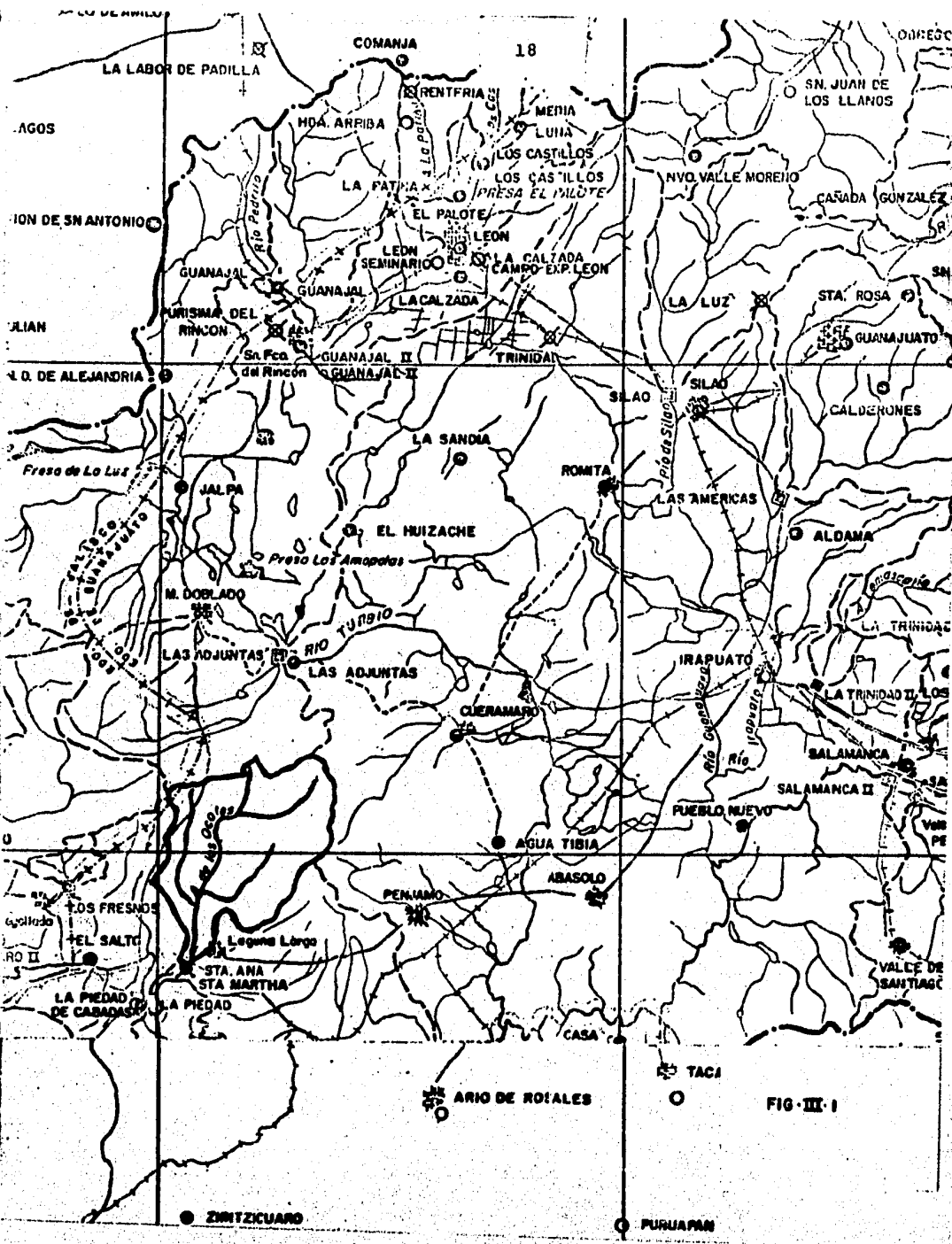


FIG. III - I

ZITZICUARO

PURUJAPAN

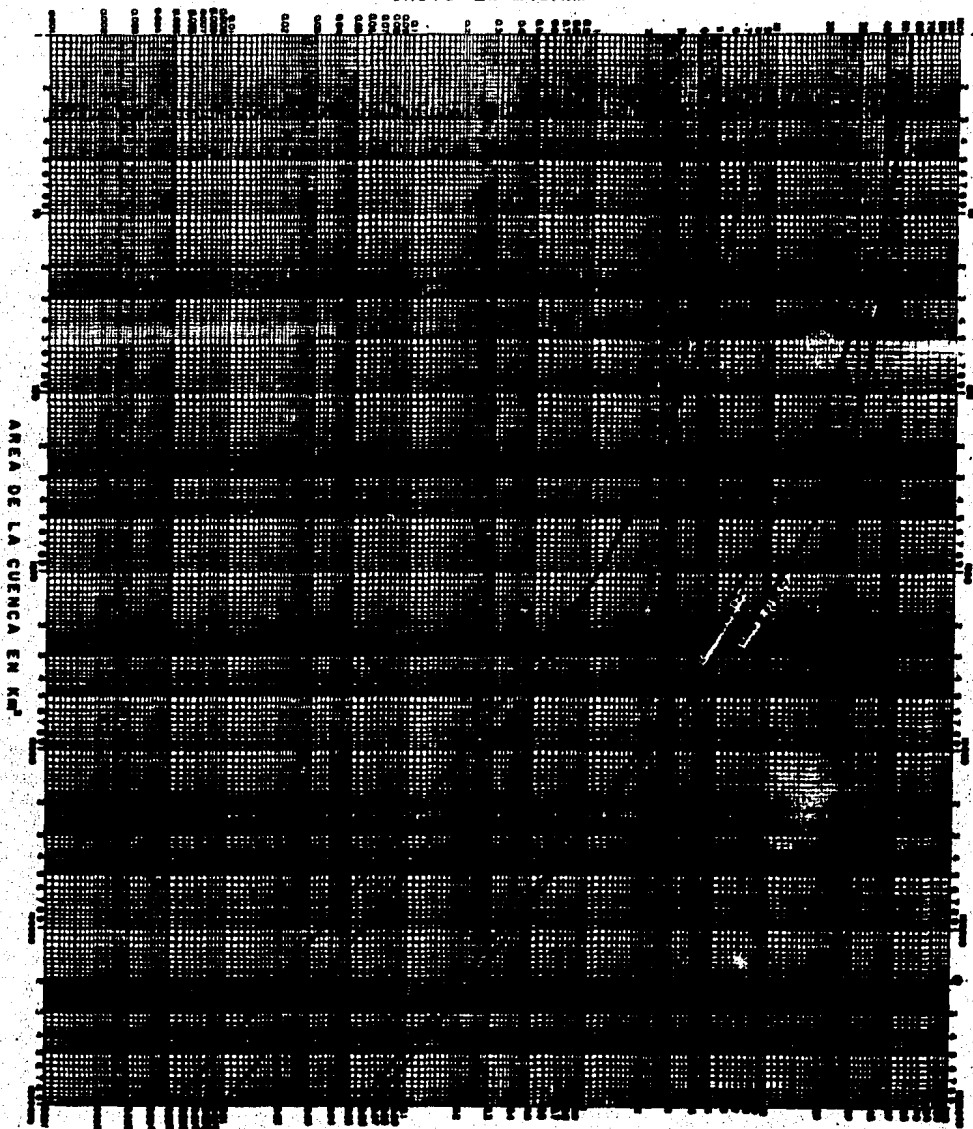
GASTO EN $m^3/s/Km^2$ 

FIG - III - 2

Como las envolventes de Creager se trazan por regiones hidrológicas y cada región comprende un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una probabilidad alta de que en alguna o algunas de estas se presenten avenidas excepcionales correspondientes a períodos de retorno muy grandes aún cuando individualmente muchas de estas estaciones posean un período de registro corto.

Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes de Creager dan valores de los gastos muy exagerados para el proyecto de alcantarillas o de puentes, para las cuales se usan generalmente períodos de retorno que varían de 25 a 50 y 100 años, respectivamente.

Por lo que respecta a cuencas pequeñas, menores de 30 km², se puede decir que existe muy poca información en nuestro país, por lo que el método no está bien fundamentado en el intervalo de 0 a 30 km².

III.2b.- Método de Lowry

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose de éste en ecuación que define la envolvente de los gastos máximos, la cual es muy sencilla en el método de Lowry.

$$q = \frac{C}{(A+259)^{0.8}} \dots 3.2$$

Ejemplo 2.

Obtener el gasto máximo por el método de Lowry para el mismo cruce del ejemplo anterior, con el valor del área ya determinado $A = 4 \text{ km}^2$ se entra en la gráfica de Lowry fig. III.2 y se obtiene el gasto unitario q correspondien

te: $q = 4 \text{ m}^3/\text{kg}/\text{km}^2$ de donde $Q = A \times q$
 $Q = 4 \times 4 = 16 \text{ m}^3/\text{seg}$

Por lo general éste método dá resultados más bajos que el de Creager para cuencas menores de 100 a mayores de 100,000 - km^2 , pero más altos para cuencas comprendidas entre 100 y 1000 - km^2 . Con respecto a este método se pueden hacer las mismas obser~~vaciones~~ citadas al anotar el de Creager.

III.2c.- Método de Talbot

Actualmente se usa exclusivamente este método en el proyecto de las "obras menores" de drenaje o alcantarillas, es decir aquellas cuya longitud es igual o menor que 6 m.

Consiste en aplicar una fórmula empírica, publicada en 1887 por el profesor A.N. Talbot de la Universidad de Illinois, E.U., la cual dedujo basado en los datos de escurrimiento de un gran número de observaciones efectuadas en el oeste medio de -- aquel país, sobre corrientes tributarias del río Mississipi.

La fórmula de Talbot es :

$$a = 0.183 c \sqrt[4]{A^3} \dots\dots 3.3$$

en la cual

a = área hidráulica que deberá tener la alcantarilla
 (m^2)

A = área de la cuenca por drenar (Ha)

c = coeficiente de escurrimiento que depende de la -
 topografía de la cuenca.

Tabla 1.

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DE LA CUENCA	c
MONTAÑOSA Y ESCARPADA	1.0
CON MUCHO LOMERIO	0.80
CON LOMERIO.....	0.60
MUY ONDULADA.....	0.50
POCO ONDULADA.....	0.40
CASI PLANA.....	0.30
PLANA.....	0.20

Esta fórmula por estar basada en las características de precipitación particulares de una región, no permite tomar en cuenta la variación en la intensidad de precipitación, factor de frecuencia y velocidad del flujo cuando se aplica a otras localidades.

Desde el moderno punto de vista hidrológico e hidráulico, la fórmula de Talbot da solamente una idea muy tosca de la respuesta al problema, ya que supone que el área hidráulica de la alcantarrilla es directamente proporcional al gasto y que éste varía con la potencia $3/4$ del área, pues depende de muchas características físicas de la cuenca, así como de otros factores hidrológicos e hidráulicos involucrados en el problema dado.

La razón del uso tan extendido de esta fórmula radica en su simplicidad, pero no hay que olvidar al formidable aliado que tenemos actualmente en la computadora electrónica y aún en la mini computadora programable de bolsillo, que nos reduce importantemente la labor de cálculo, permitiéndonos aplicar con igual facilidad métodos más elaborados pero también más precisos.

La fórmula de Talbot, según su actor, es aplicable a cuencas de hasta 200 km^2 , al restringir su uso a las obras menores únicamente, se ha reducido ese valor a 10 km^2 aproximadamente que es, en términos generales el valor del área de la cuenca más grande - que se puede drenar con una alcantarilla. Es de desear que en el futuro continúe la tendencia a eliminar este método y a substituirlo por otro mejor fundamentado.

Ejemplo 3.- Obtener el área hidráulica que deberá tener la obra de cruce si el área de la cuenca es de 4 km^2 .

Para determinar el valor del coeficiente C que se debe aplicar a este caso se consideró la cuenca dividida en dos partes: Una plana y una montañosa, se obtuvieron los siguientes valores de las áreas parciales:

TIPO DE SUPERFICIE	AREA km^2	AREA PARCIAL AREA TOTAL	COEFICIENTE	COEFICIENTE PESADO
PLANA	2.5	0.63	0.2	0.126
MONTAÑOSA	1.5	0.37	1.0	0.37
SUMAS	4.0	1.00		0.50

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.50. Substituyendo este valor y el del área en la ecuación (3.3) se obtiene:

$$a = 0.183 \times 0.50 \times \sqrt[4]{4^3}$$

$$a = 0.26 \text{ m}^2$$

III.2d.- Método Racional.

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad

mientras mayor sea el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 C I A \dots (3.4)$$

donde:

Q_p = gasto pico m^3/seg

C = coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración en $mm/hr.$

A = área drenada en km^2

0.278 = factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el llóvido y depende de las características de la cuenca. En la Tabla (2) se muestran los valores de este coeficiente - comúnmente empleados.

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

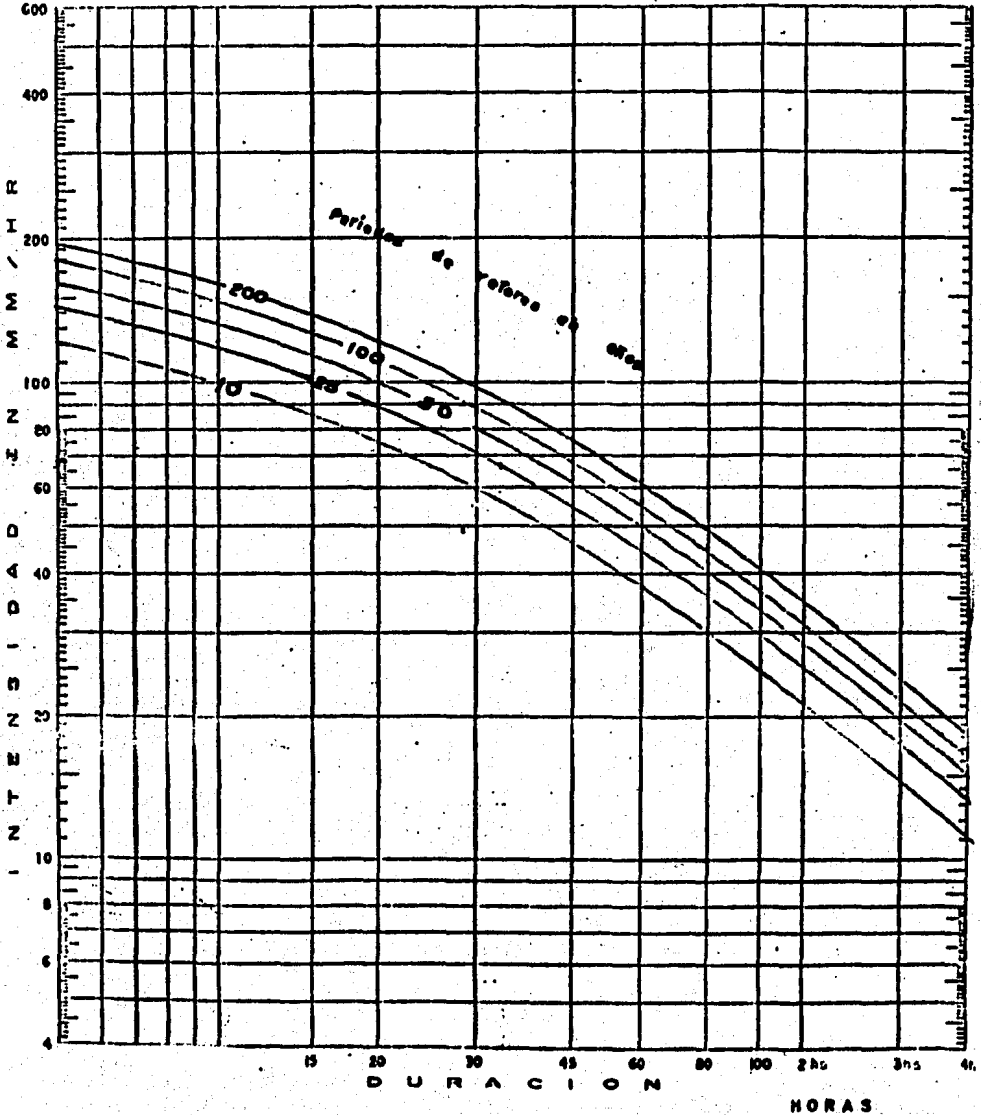
Por consiguiente, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpick que se incluye a continuación.

Tabla No.2 Valores del coeficiente "c" de la formula racional

Tipo del área por drenar	Pendiente, en porcentaje	Coeficiente de escorrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Paticos de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLEUVIA-DURACION-PERÍODO DE RETORNO

Se efectuó el análisis estadístico con diez distribuciones . . . ajustó mejor



$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots 3.5$$

donde:

T_c = tiempo de concentración, en horas

L = longitud del cauce principal en km

S = pendiente del cauce, en decimales.

Una vez que se han calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las curvas Intensidad-Duración -Período de retorno de la estación pluviográfica más próxima a la cuenca en estudio, para lo cual se considera - la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado, y se fija el período de retorno en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.

b) Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.

c) La capacidad de infiltración es constante en todo el tiempo.

d) La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca.

e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método y son, por consiguiente, el punto crítico hacia el que se enfocan los ataques de que éste es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene los siguientes inconvenientes:

a) Proporciona solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma.

b) El cálculo del tiempo de concentración se efectúa mediante fórmulas aproximadas, ensayadas en regiones que en general no son semejantes a las cuencas en estudio.

Ejemplo No. 4.- Obtener el gasto de proyecto por el método racional para el mismo cruce del ejemplo No. 1

a) Cálculo del tiempo de concentración fórmula (3.5), para aplicar esta fórmula necesitamos conocer los valores de (L) y (S), los cuales obtenemos de la figura III.1 :

$$L = 3,000 \text{ m}$$

$$S = 0.035$$

substituyendo estos valores en la ecuación (3.5)

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

$$T_c = 0.56 \text{ hrs} \quad T_c = 33.6 \text{ min.}$$

b) Determinación del período de retorno.

En términos generales se puede decir que el período de retorno de proyecto depende principalmente de las dimensiones y del tipo de la obra de drenaje así como la importancia de la vía te -

restre. En el caso de las alcantarillas, un valor comúnmente empleado del período de retorno es el de 25 años, y en el caso de puentes de 50 a 100 años.

c) Cálculo de la intensidad de precipitación. La estación pluviográfica que se usará será la que se muestra en la siguiente figura III.3.

Entrando en dicha figura con la duración de 33.50 minutos (igual al tiempo de concentración determinado previamente) y el período de retorno de 25 años, se obtiene el valor de la intensidad de precipitación, que en este caso es de 66 mm/hr.

d) Cálculo del coeficiente de escurrimiento. Por tratarse de una zona rural los valores aplicables son los correspondientes a los dos últimos renglones de la Tabla No. 2.

Se considera la cuenca dividida en dos partes, en la misma porción, la parte baja, que representa el 45 % se usa para cultivo, por lo que el coeficiente aplicables es de 0.3, y la parte alta que representa el 55 % está forestada, por lo que el coeficiente es de 0.2. Se han tomado los valores medios del intervalo indicado en la Tabla, porque la fuente de donde se extrajo ésta, no proporciona mayor información que permita afinar los valores del coeficiente.

TIPO DE SUPERFICIE	AREA Km ²	PORCENTAJE DEL AREA TOTAL	COEFICIENTE	COEFICIENTE PESADO
CULTIVO	1.50	0.45	0.3	0.14
FORESTADA	2.50	0.55	0.2	0.11
SUMA	4.00	1.00		0.25

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.25.

Sustituyendo los valores de los parámetros ya determinados en la expresión (3.4)

$$Q_p = 0.278 \times 0.25 \times 66 \times 4.0$$

$$Q_p = 18.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

III.2e.- Método de Dickens.

En 1865 C.H. Dickens publicó un artículo titulado "Gasto de Avenidas de Ríos" en Documentos Profesionales sobre Ingeniería Hindú. La fórmula que él propuso, en unidades del sistema inglés, es:

$$Q = CA^{0.75} \dots\dots\dots (3.6)$$

Que es idéntica a la que 22 años más tarde propuso el profesor Talbot. La diferencia entre ambas fórmulas radica exclusivamente en los valores que dan los autores para el coeficiente C.

La fórmula (3.6), traducida al sistema métrico, resulta:

$$Q = 0.0139 CA^{0.75} \dots\dots\dots (3.7)$$

Dickens recomendó 5 valores para el coeficiente C, asociados con otras tantas regiones de la India, los cuales oscilaban desde 200 hasta 2,200.

En 1924 S.K.Gurtu propuso otros valores para C en función de las características topográficas de la cuenca, así como de la clase y uso del suelo. El intervalo que cubrían estos valores de C era de 200 a 2,000 y presumiblemente eran también aplicables solamente a la India.

En la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas se han usado otros valores de C, extraídos del "Manual para Ingenieros de Carreteras" de Harger y Bonney, los cuales se obtuvieron de experiencias en los Estados Unidos de América. Dichos valores de C toman en cuenta la topografía de la cuenca y la precipitación correspondiente a 24 horas de duración; se encuentran en la tabla que se incluye a continuación:

TABLA NO. 3 VALORES DEL COEFICIENTE C DE LA FORMULA DE DICKENS.

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DE LA CUENCA.	PARA PRECIPITACIONES DE 10 CM EN 24 HORAS	PARA PRECIPITACIONES DE 15 CM EN 24 HORAS
TERRENO PLANO	200	300
CON LOMERIO SUAVE	250	325
CON MUCHO LOMERIO	300	350

Ejemplo No. 5.- Obtener el gasto de proyecto para el mismo cruce del ejemplo No. 4.

La altura de precipitación máxima en 24 hrs. registrada en la ciudad de León, Gto., es de 10.01 cm, por lo que se usarán los valores de C de la segunda columna de la tabla No. 3.

Por lo que respecta a la topografía de la cuenca, se considerará dividida en dos áreas parciales.

TIPO DE SUPERFICIE	AREA Km ²	AREA PARCIAL AREA TOTAL	COEFICIENTE	COEFICIENTE PESADO
PLANA	1.50	0.45	200	90
CON MUCHO LOMERIO	2.50	0.55	300	165
SUMAS	4.00	1.00		255

El coeficiente pesado de escurrimiento es de 255. Sustitu-

yendo este valor y el del área en la ecuación (3.7) se obtiene:

$$Q = 0.0139 \times 255 \times (4)^{0.75} = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

III.2f.- Método de Sánchez Bribiesca.

La fórmula propuesta por el Ing. J.L. Sánchez Bribiesca para calcular el gasto máximo de una cuenca pequeña (hasta de 100 km²) es la siguiente:

$$Q = \frac{f_D f_W h_E A}{4500} \dots\dots\dots (3.8)$$

donde:

- Q = Gasto de diseño, en m³/seg
- f_D = Coeficiente de duración, adimensional.
- f_W = Coeficiente de precipitación, adimensional.
- h_E = Altura de precipitación en exceso, en metros.
- A = Área de la cuenca, en m²

La secuencia para obtener el gasto de diseño es la siguiente:

- 1o. Investigar la duración de las tormentas de la cuenca; si son rápidas e intensas se pensará en media hora o si son muy prolongadas, en 3 ó 4 horas; esto permitirá escoger el factor f_D según la figura III.4
- 2do. De acuerdo con la frecuencia de las tormentas y con la humedad de la zona se selecciona f_W, según tabla No. 4. Los dos factores mencionados definen el clima por lo cual, a la tabla original que consta de la tercera y primera columna solamente, se le agregó la columna central con la denominación equivalente

te del clima en términos de la clasificación adoptada por la DETENAL.

3o. Reconocer la cuenca, si no se ha calibrado previamente, para escoger el número de escurrimiento N cuando la cuenca tiene diferentes valores de N , se calcula el promedio pesado de ellos ver Tabla No. 5.

4o. Determinar el valor de h_1 o sea la máxima precipitación correspondiente a una hora de duración, registrada en la cuenca o en la estación más cercana a ella.

Sólamante en el caso de no encontrar ninguna información se considerará el valor obtenido de la figura III. 5.

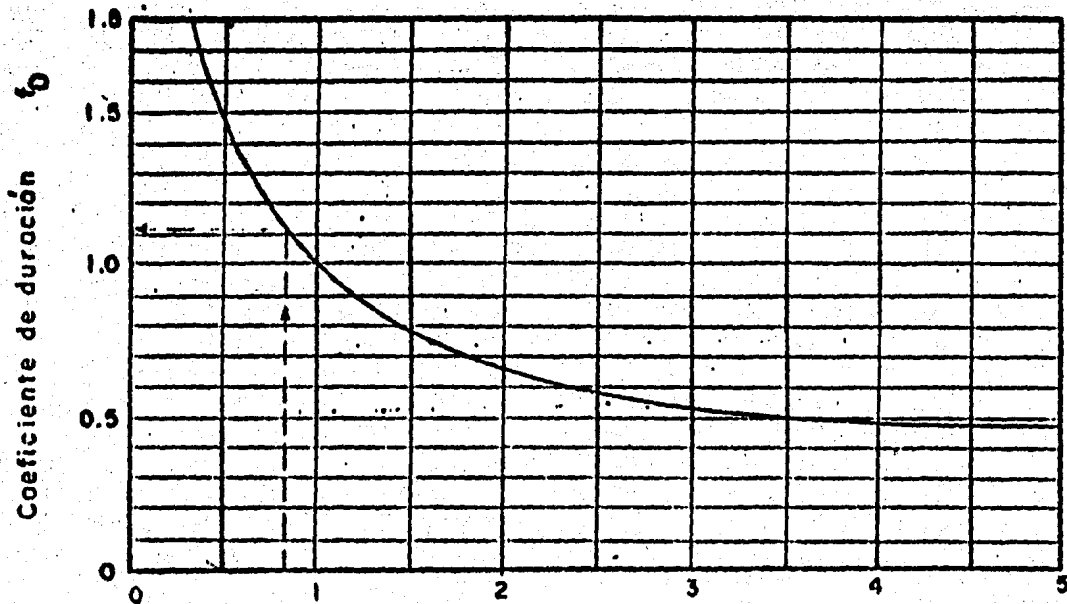
El valor de h_1 será más confiable cuanto más cercana este la cuenca a una de las 40 estaciones mostradas en la figura III.5 .

5o. Obtener el valor de h_E de la figura III.6, en función de h_1 y N .

6o. Medir el área de la cuenca sobre la carta topográfica o en las fotografías aéreas, donde previamente se ha delimitado.

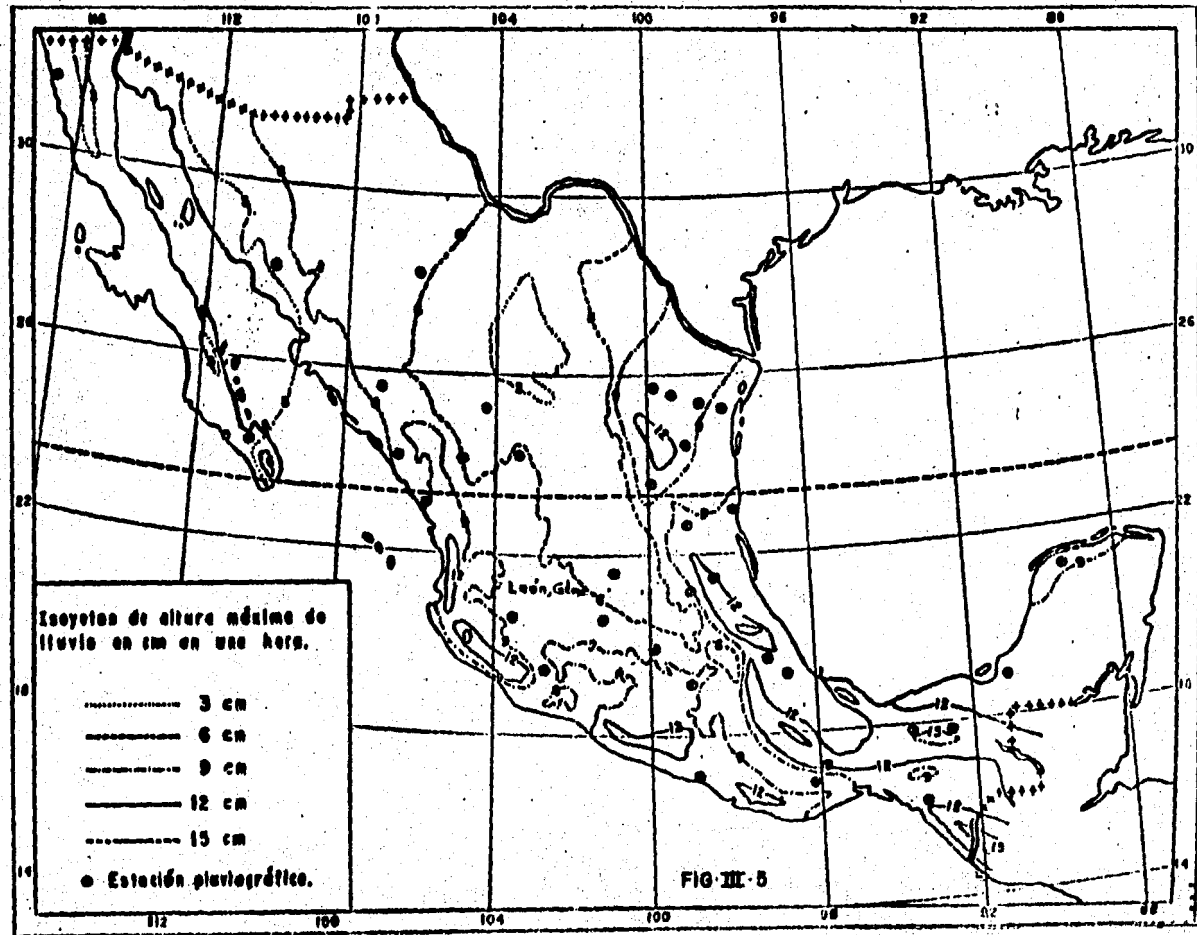
7o. Sustituir los valores de las literales en la fórmula (3.8) para encontrar el gasto de diseño.

8o. Por último debe comprobarse que el gasto determinado por este procedimiento no exceda el valor del gasto dado por la curva de la figura III.7, la cual es una envolvente de Creager de gastos máximos correspondientes a la República Mexicana.



Duración de la lluvia en horas

Figura III. 4 - Gráfica para obtener f_D



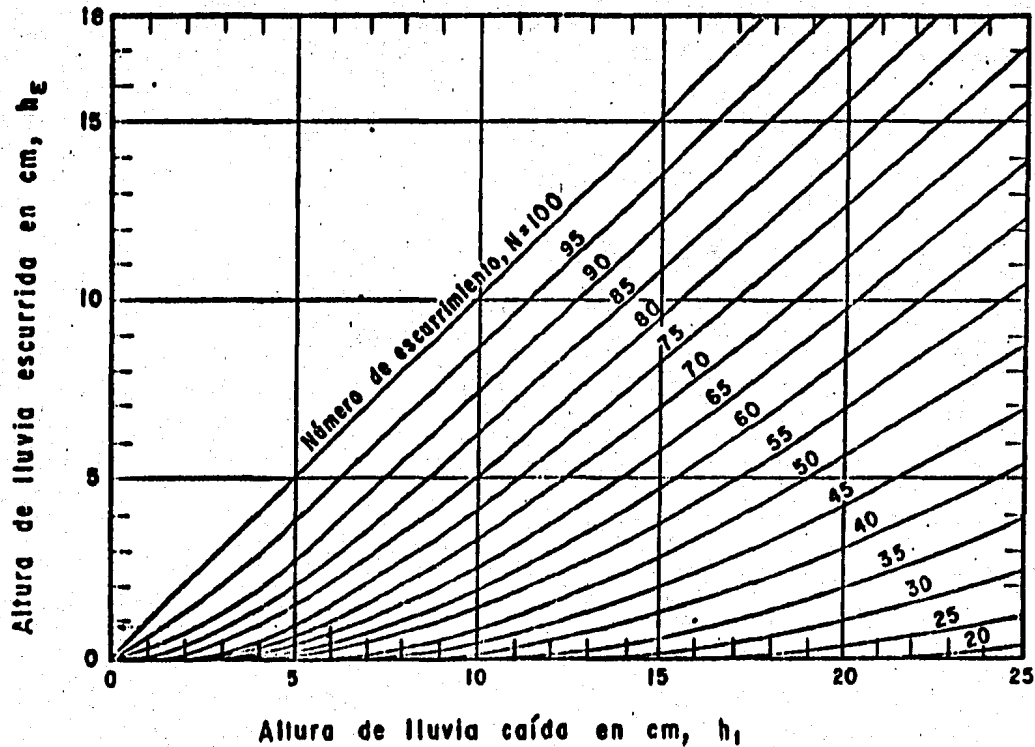


FIG. III-6

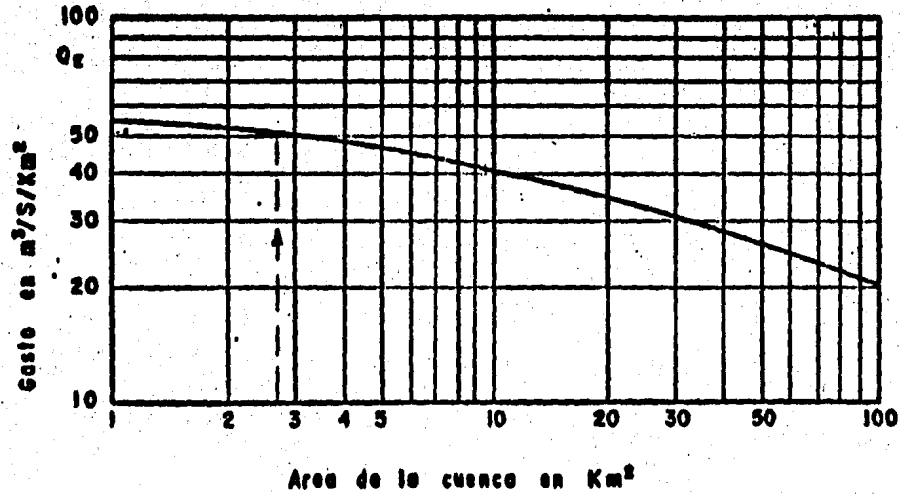


FIG. III. 7.-Envolvente de gastos máximos de la República Mexicana
(Curva de Creager)

TABLA No. 5 VALORES DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

C O B E R T U R A . .		S U E L O			
DESCRIPCION SEGUN AUTOR	DESCRIPCION S/DETENAL.		P e r m e a b i l i d a d		
	Fuente de informacion: Carta de Uso del Suelo.	Fuente de informacion de pendiente y drenaje: Carta Topografica; de Textura; Carta Edafologica.	Permeable (arenoso)	Medio	Poco permeable (arcilloso)
Ninguna	Desprovista de vegetación. Zonas urbanas e Industriales.	Cualquiera	80	87	94
Sembrado, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso agrícola	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	65	75	85
Sembrado, baja pendiente, ondulado. Mal drenaje.	Uso agrícola	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	60	70	80
Pastizal, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso pecuario	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	70	80	90
Pastizal, ondulado y mal drenaje.	Uso Pecuario	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	50	65	80
Matorral	Agrupaciones especiales de vegetación.		40	60	80
Monte, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso forestal	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	50	65	80
Monte con baja pendiente, ondulado y mal drenaje.	Uso forestal	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	35	55	75

TABLA No. 4 VALORES DEL COEFICIENTE DE PRECIPITACION f_w

CONDICION (SEGUN AUTOR)	FUENTE DE INFORMACION CARTAS DE CLIMAS	VALOR DE f_w
AGUACEROS AISLADOS EN ZONAS SECAS O DE PLUVIOSIDAD MEDIA.	CLIMAS SECOS Y SEMISECOS	1
AGUACEROS EN EPOCAS DE LLUVIAS EN ZONAS DE PLUVIOSIDAD MEDIA.	CLIMA SUBHUMEDO	1.5
AGUACEROS EN ZONAS MUY HUMEDAS DE FUERTE PLUVIOSIDAD Y DE TORMENTAS FRECUENTES.	CLIMA HUMEDO	2

Ejemplo No. 6. Obtener el gasto de proyecto con los mismos datos del ejemplo anterior.

10. El primer paso consiste en determinar el factor f_D en función de la duración de las tormentas de la cuenca, para lo cual el autor de este método proporciona un criterio subjetivo y muy vago. En vez de esto, propongo usar la duración correspondiente al tiempo de concentración obtenido con la fórmula (3.5), es decir:

$$T_C = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

en la cual:

$$\begin{aligned} L &= 3.0 \text{ km} \\ S &= 0.035 \end{aligned}$$

ambos parámetros obtenidos de la carta topográfica.

$$\text{de donde: } T_C = 0.0662 \frac{(3)^{0.77}}{(0.035)^{0.385}} = 0.56 \text{ hrs}$$

$$T_C = 33.6 \text{ min} = 34 \text{ minutos}$$

A continuación se entra a la gráfica de la figura III.4 con el valor de la duración igual a 34 minutos y se obtiene el de

$$f_D: \quad f_D = 1.3$$

2o. En la carta de climas aparecen los siguientes símbolos relativos al clima

$$B_{Slhw(w)(e)_g}$$

lo cual indica que se trata de un clima semiseco y semicálido.

A continuación se obtiene el valor de f_W de la tabla No. 4, - en la cual se ve que a los climas semisecos les corresponden un coeficiente de precipitación de 1:

$$f_W = 1$$

3o. El valor de N se obtiene con ayuda de las cartas de uso del - suelo y edafológicas de la DETENAL.

La parte baja de la cuenca, en la carta de uso del suelo tiene símbolos A_t , $A-ArA$ y $Ar(A-S_p)$ que corresponde al uso agrícola, y en la carta edafológica $\frac{Hh}{2a}$, indicando el "2" que se trata de un suelo con textura media y la "a" que es un terreno plano a ligeramente ondulado. Con esta información se escoge la $N = 70$ de la tabla No. 5

La parte media tiene una $N = 75$. Por último, la parte alta de la cuenta tiene los símbolos $M_g N_o$ que significa "Matorral - Subinerme" y "Nopalera", es decir asociaciones especiales de vegetación, y $\frac{Hh + HL}{2c}$, con lo cual se encuentra en la tabla No. 5 que $N = 60$

CON LOS VALORES ANTERIORES SE DETERMINA
EL PROMEDIO PESADO DE N

LOCALIZACION	AREA PARCIAL KM	AREA PARCIAL AREA TOTAL	VALOR DE N	PRODUCTO
(1)	(2)	(3)	(4)	(3) x (4)
PARTE BAJA	1.10	0.275	70	19.25
PARTE MEDIA	1.05	0.262	75	19.65
PARTE ALTA	1.85	0.463	60	27.78
SUMAS	4.00	1.00		66.68

Se redondea el valor de N a 67

- 4o. De la carta topográfica se obtienen las coordenadas geográficas de la cuenca:

Latitud.: $21^{\circ} 09'$ Norte
Longitud.: $101^{\circ} 38'$ W.G.

Con los cuales se puede identificar la cuenca en la figura III.5 y encontrar el valor de h_1 correspondiente, el cual en este caso es de $h_1 = 6$ cm/hr

- 5o. Con los valores ya determinados de N y h_1 se obtiene el valor de h_E de la figura III.6

$$h_E = 0.9 \text{ cm/hr}$$

- 6o. El área, en metros cuadrados, vale

$$A = 4.0 \times 10^6 \text{ m}^2$$

- 7o. Se sustituye los valores de las literales en la fórmula (3.8) para encontrar el valor de Q:

$$Q = \frac{1.3 \times 1.0 \times 0.009 \times 4 \times 10^6}{4.500} = 10.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Este método, como se puede observar, es relativamente sencillo de aplicar y tienen la ventaja de que permite tomar en cuenta factores fisiográficos y climatológicos que influyen importantemente en el escurrimiento resultante dentro de una cuenca.

III.2g.- Método de Chow

El método de Chow fue deducido basándose en el concepto de hidrograma unitario.

El desarrollo del método se presenta a continuación.

El gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto de un hidrograma unitario, o sea

$$Q_m = q_m P_e \dots\dots\dots (3.9)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm por d horas y un área drenada de $A \text{ km}^2$, el equilibrio del escurrimiento será igual a 2.79 A/d. La relación del gasto pico del hidrograma unitario q_m a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico, Z

$$Z = \frac{q_m d}{2.78 A} \dots\dots\dots (3.10)$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78 AZ}{d} \dots\dots\dots (3.11)$$

si se sustituye en la ecuación (3.9)

$$Q_m = \frac{2.78 A Z P_e}{d} \dots\dots\dots (3.12)$$

El factor $2.78 P_e/d$ puede remplazarse por el producto de dos factores: X y Y. X es el factor de escurrimiento expresado por

$$X = \frac{P_{eb}}{d} \dots\dots\dots (3.13)$$

El factor climático es Y. Considerado que $P_e/P_{eb} = P/P_b$, este factor se puede representar por

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} \dots\dots\dots (3.14)$$

Por lo tanto, la ecuación (3.12)

$$Q_m = A X Y Z \dots\dots\dots (3.15)$$

Factores que afectan al escurrimiento.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Unos que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste principalmente en el uso de la Tierra, condición de la superficie, tipo de suelo, y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurri - miento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la - pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por me - dio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento - directo está expresada en términos del hidrograma unitario.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida -

y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación (3.9):

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo, se tiene el número de escurrimiento, N . Este número N es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según afecten las características del material en el escurrimiento, en cuatro tipos:

Tipo A. (Escurrecimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Escurrecimiento máximo) Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla No. 6 se podrá conocer el valor de N . Para condiciones de escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria. Por ejemplo, en una cuenca, el 37.4 por ciento del área es impermeable y el área restante es potrero, tipo B, el número de escurrimiento pesado se calcula como sigue:

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO (N)

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas 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
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

TABLA No. 6

	NO. DE ESCURRIMIENTO	PRODUCTO
SUPERFICIE IMPERMEABLE	37,4 x 100 =	37.4
POTRERO, TIPO B	62.4 x .58 =	36.3
		<hr/> 73.7

El número de escurrimiento pesado es 73.3

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e , puede calcularse para un tirante de lluvia dada, P , a partir de la figura III.8 o bien por la ecuación.

$$P_e = \frac{(P - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \dots\dots\dots (3.16)$$

Determinación del factor de escurrimiento, X

Para calcular el valor de X, se requiere conocer la precipitación en exceso de la estación base, P_{eb} para conocerlo, se usa la ecuación (3.16). La estación base es donde se conoce la distribución de lluvia respecto al tiempo, o sea, donde se tiene un pluviógrafo.

Para determinar P_D , se deberá conocer las curvas intensidad de lluvia duración de la tormenta-período de retorno, o sea, se requiere de un análisis climático de los registros. Se puede calcular para cada período de retorno una gráfica que ligue el tiempo de la tormenta y al factor X con base en el número de escurrimiento N, haciendo el cálculo más directo.

Determinación del factor climático y

Este factor trata de tomar en cuenta, por una parte, la

forma como se distribuye el escurrimiento y por otra, el hecho de que el sitio donde se quiere valuar el gasto esta alejada la estación base. Sirve para transportar la tormenta.

El valor de Y está dado por la ecuación (3.14). La ligam^{te} entre la estación base y la zona en estudio se debe hacer tomando en cuenta las condiciones más desfavorables. Para tomar en cuenta la variación de P_b a P , o sea lo que llueve en la estación base a lo que llueve en la zona en estudio, Chow emplea un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con períodos de retorno de 50 años.

Determinación del factor de reducción del pico, Z

El factor Z , representado por la ecuación (3.10), es -- igual a la relación entre el gasto del pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d , y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p . Dicho tiempo t_p se define como un intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. Para un hidrograma unitario instantáneo este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró para su zona en estudio que el tiempo de retraso se

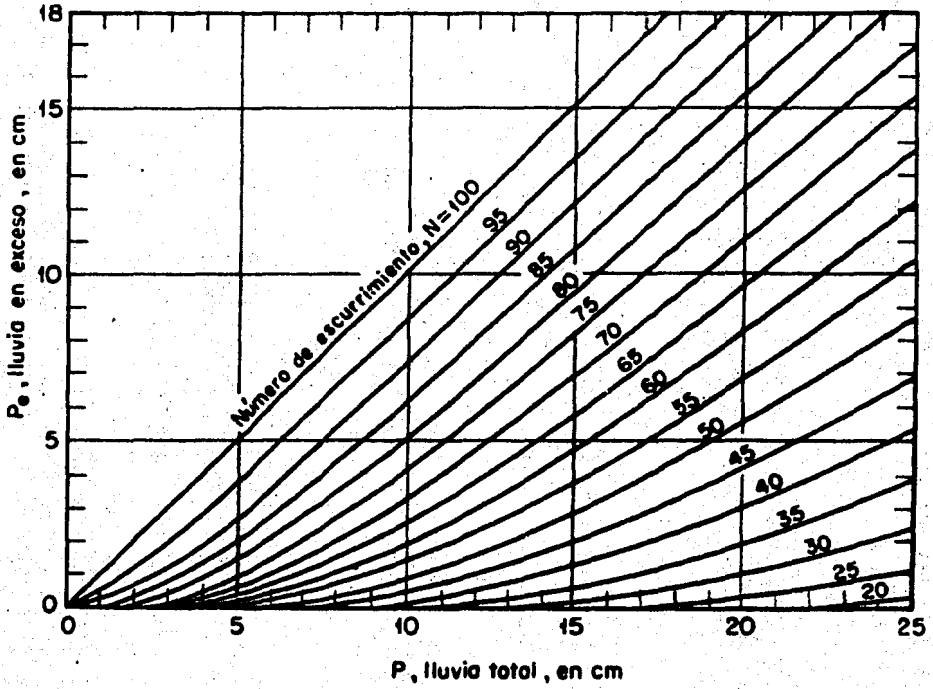


FIG. III-8 Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

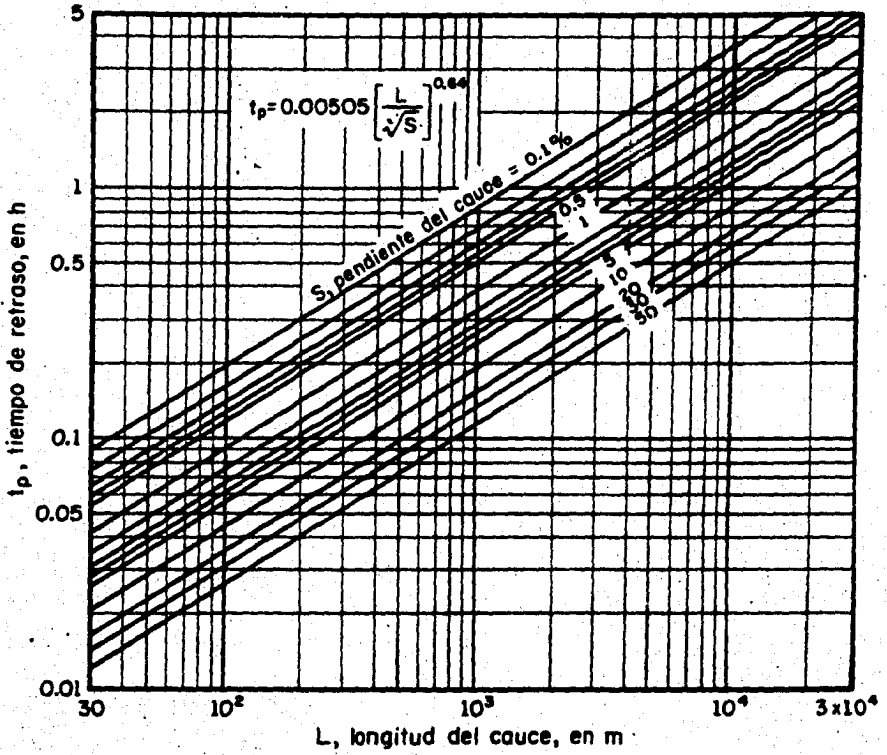


FIG. III-9 Determinación del tiempo de retraso

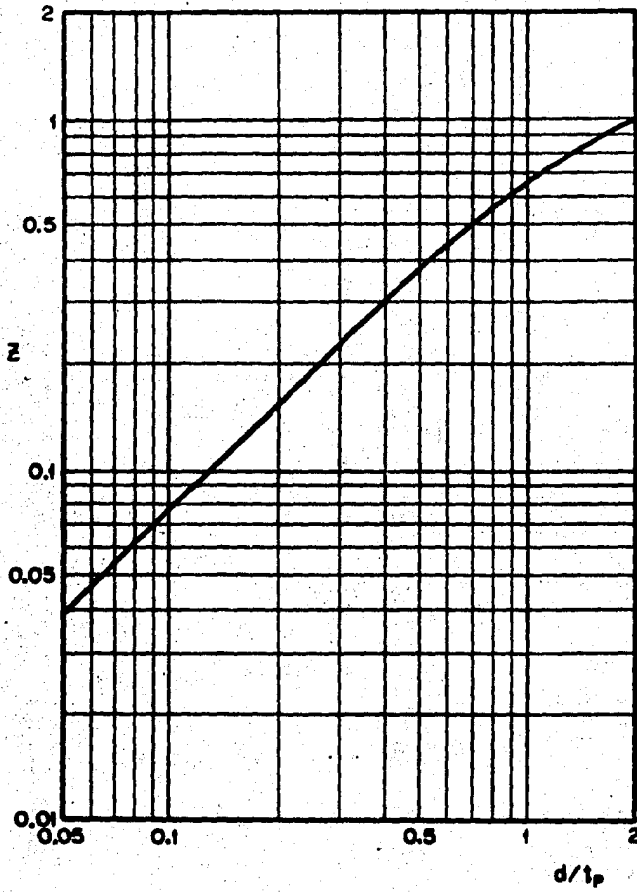


FIG-III-10 Relación entre Z y d/t_p

podía representar como

$$t_p = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \dots\dots\dots (3.17)$$

Lo cual aparece en la gráfica de la figura No. III.9

Conociendo el valor de t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z . La relación d/t_p , con Z obtenida por Chow, se muestra en la figura No. III.10

Procedimiento de cálculo.

Para aplicar el método de Chow se requieren los datos siguientes:

I. Datos fisiográficos

- a) Area de la cuenca por estudiar
- b) Longitud del cauce principal
- c) Pendiente media del cauce principal
- d) Tipos de suelo en la cuenca.

II. Datos climatológicos.

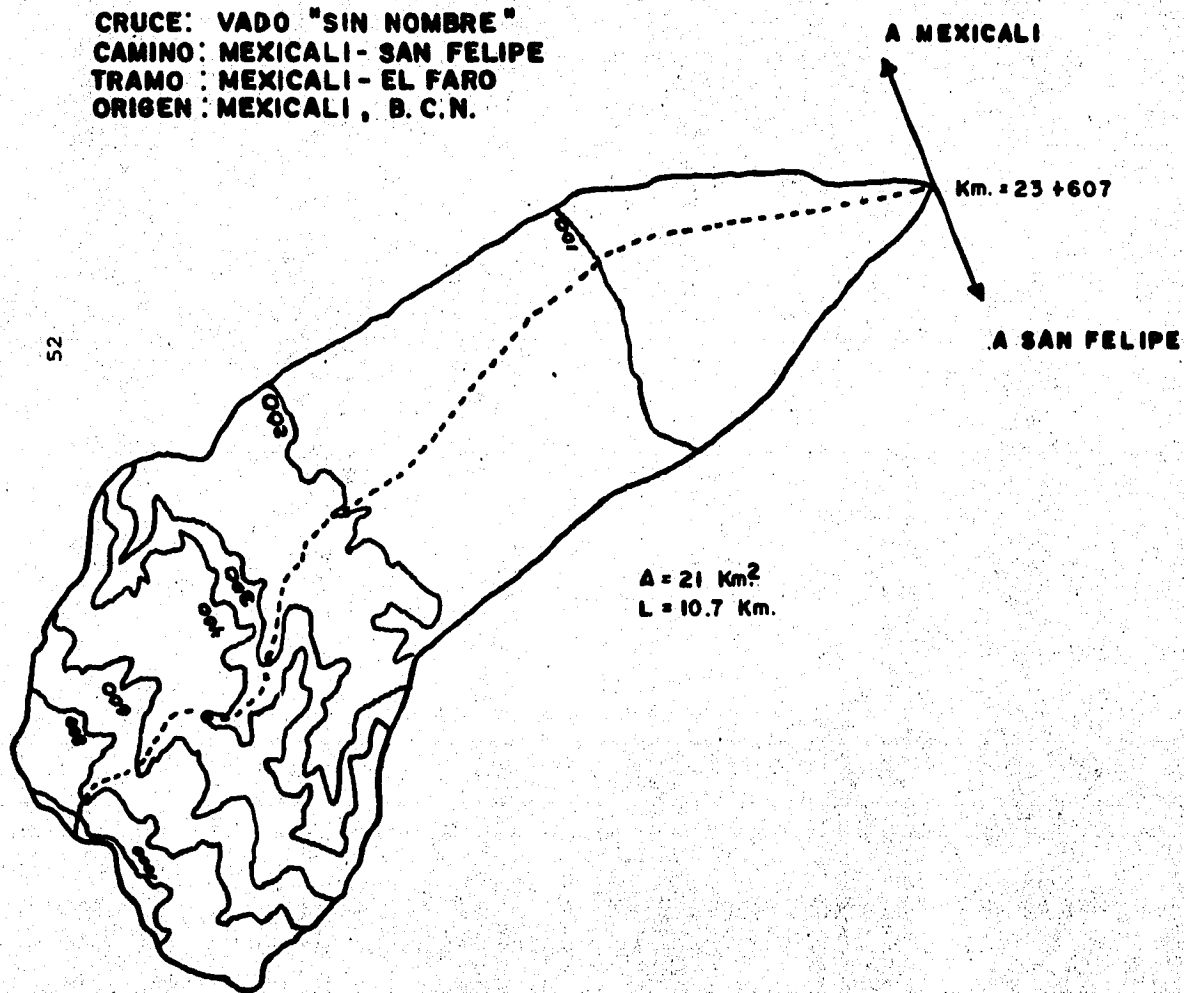
Curvas de intensidad-duración-período de retorno para la estación base de la zona en estudio.

Forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio.

Ejemplo No. 7 Obtener el gasto de proyecto por el método de Chow, con los siguientes datos:

- Area drenada: 21 km²
 Pendiente del cauce: 9.3 %
 Longitud del cauce: 10.7 km
 Precipitación media: 100 mm
 Escurrimiento N de Chow: 86

CRUCE: VADO "SIN NOMBRE"
CAMINO: MEXICALI - SAN FELIPE
TRAMO : MEXICALI - EL FARO
ORIGEN : MEXICALI , B. C. N.



52

52

***** CRUCE NUMERO 1 *****

GASTOS OBTENIDOS POR EL METODO DE CHOW

AREA ARENAL	21.0000	KM**2
PENDIENTE DEL CAUCE	5.3300	PORCIENTO
LONGITUD DEL CAUCE	10700.0000	METROS
DISTANCIA AL C.C.	4700.0000	METROS
PRECIPITACION MEDIA	100.0000	MILIMETROS
ESCURRIMIENTO N CHOW	86.0000	

TR	DURACION	INTENSIDAD	FACTOR	INTENSIDAD	LLUVIA	EXCESO	X	CLIMA	PICO	O/TP	REDUCE	CASO
ANOS	HORAS	LMS/HK	DE AREA	LMS/HK	CM	CM	CM**3/HK	Y	HORAS	***	Z	M**3/SEG
			PUNTALES	EN EL AREA								
*****												*****
25.	0.750	3.700	100.00	3.70	2.775	0.924	0.832	1.236	0.928	0.808	0.564	12.168
25.	1.000	3.100	100.00	3.10	3.100	0.500	0.500	1.236	0.928	1.078	0.702	14.634
25.	1.330	2.800	100.00	2.80	3.325	0.941	0.707	1.236	0.928	1.434	0.817	14.662
25.	1.670	2.200	100.00	2.20	3.074	1.161	0.693	1.236	0.928	1.800	0.935	16.892
25.	2.000	1.800	100.00	1.80	3.700	1.173	0.589	1.236	0.928	2.190	1.080	15.291
25.	2.350	1.740	100.00	1.74	3.915	1.320	0.547	1.236	0.928	2.425	1.000	15.255
25.	2.500	1.640	100.00	1.64	4.100	1.446	0.578	1.236	0.928	2.695	1.000	15.005
25.	2.750	1.550	100.00	1.55	4.282	1.554	0.567	1.236	0.928	2.965	1.000	14.710
25.	3.000	1.380	100.00	1.38	4.460	1.674	0.541	1.236	0.928	3.234	1.000	12.746
25.	3.250	1.300	100.00	1.30	4.225	1.833	0.472	1.236	0.928	3.503	1.000	12.237
*****												*****
50.	0.750	4.200	100.00	4.20	3.150	0.850	1.114	1.236	0.928	0.808	0.564	16.295
50.	1.000	3.500	100.00	3.50	3.500	1.050	1.050	1.236	0.928	1.078	0.702	17.114
50.	1.330	2.800	100.00	2.80	3.724	1.194	0.937	1.236	0.928	1.434	0.817	16.021
50.	1.670	2.400	100.00	2.40	4.008	1.383	0.828	1.236	0.928	1.800	0.935	18.101
50.	2.000	2.100	100.00	2.10	4.200	1.515	0.753	1.236	0.928	2.190	1.000	15.655
50.	2.250	1.900	100.00	1.90	4.275	1.663	0.697	1.236	0.928	2.425	1.000	14.930
50.	2.300	1.800	100.00	1.80	4.500	1.725	0.651	1.236	0.928	2.695	1.000	14.930
50.	2.750	1.700	100.00	1.70	4.675	1.855	0.674	1.236	0.928	2.965	1.000	17.051
50.	3.000	1.600	100.00	1.60	4.800	1.947	0.649	1.236	0.928	3.234	1.000	16.334
50.	3.250	1.550	100.00	1.50	4.875	2.003	0.616	1.236	0.928	3.503	1.000	15.334
*****												*****
100.	0.750	4.600	100.00	4.60	3.000	1.113	1.434	1.236	0.928	0.808	0.564	21.715
100.	1.000	4.000	100.00	4.00	3.000	1.370	1.370	1.236	0.928	1.078	0.702	20.970
100.	1.330	3.200	100.00	3.20	4.236	1.555	1.109	1.236	0.928	1.434	0.817	20.970
100.	1.670	2.700	100.00	2.70	4.733	1.734	1.033	1.236	0.928	1.800	0.935	20.970
100.	2.000	2.400	100.00	2.40	4.800	1.947	0.933	1.236	0.928	2.190	1.000	20.970
100.	2.250	2.300	100.00	2.30	5.175	2.244	0.891	1.236	0.928	2.425	1.000	20.970
100.	2.500	2.100	100.00	2.10	5.250	2.286	0.844	1.236	0.928	2.695	1.000	20.970
100.	2.750	1.920	100.00	1.92	5.280	2.309	0.810	1.236	0.928	2.965	1.000	20.970
100.	3.000	1.760	100.00	1.76	5.230	2.309	0.770	1.236	0.928	3.234	1.000	20.970
100.	3.250	1.640	100.00	1.64	5.330	2.347	0.722	1.236	0.928	3.503	1.000	19.741

III.3.- Métodos estadísticos.

Hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere - construir un puente existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para - aplicar algunos de los métodos estadísticos que se verán a continuación. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su vida útil y del período de retorno considerado.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el período promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido.

La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño ó, en otras palabras, el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de un criterio económico.

Para poder aplicar los métodos estadísticos se requiere - conocer los gastos máximos anuales

Cuanto más datos se tenga, mayor será la aproximación. Permi- tiendo conocer el gasto máximo para un período de retorno considera- do.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

Esto ha ocasionado diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Así, Gumbel y Nash consideran una repartición de valores extremos, con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Levedier considera una distribución del tipo III - de Pearson.

III.3a.- Método Gumbel.

Para calcular el gasto máximo para un período de retorno determinado se usa la ecuación

$$Q_{\max} = Q_m \frac{T_Q}{T_N} (Y_N - \log_e T_r) \dots \dots \dots (3.18)$$

siendo

$$T_Q^2 = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N-1} \dots \dots \dots (3.19)$$

donde

- Q_{\max} = Gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/seg .
- Q_m = $\frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$, gasto, en m^3/seg .
- Q_i = Gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg .
- N = Número de años de registro.
- T_Q = Desviación estandar de los gastos
- T_N, Y_N = Constantes función de N , (Tabla)
- T_r = Período de retorno.

Para calcular el intervalo de confianza, Q_{\max} sea, el rango dentro del cual puede variar Q_{\max} dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\beta = 1 - \frac{1}{T_r}$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula.

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \cdot C_m \cdot \frac{T_Q}{T_N \sqrt{N}} \dots \dots \dots (3.20)$$

donde

$\sqrt{N} \cdot C_m$ = Constante función de β

T_Q = Desviación estandar de los gastos.

T_N = Constante función de N

N = Número de años de registro

Si β es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 T_Q}{T_N} \dots \dots \dots (3.21)$$

En la zona de β comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de Transición, en donde ΔQ es proporcional al cálculo con las expresiones 3.20 y 3.21, dependiendo el valor de β .

El gasto máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al gasto máximo calculado por la ecuación (3.18).

III.3b.- Método de Nash. Considera que el valor del gasto para un determinado período de retorno se puede calcular de la ecuación.

$$Q_{\max} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \dots \dots \dots (3.22)$$

donde:

Q_{\max} : gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/seg

a, c: constantes función del registro de gastos máximos anuales

T_r : período de retorno

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente.

$$a = Q_m - CX_m \dots\dots\dots (3.23)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \dots\dots\dots (3.24)$$

siendo: $X_i = \log \log \frac{t}{T_r - 1} \dots\dots\dots (3.25)$

donde:

Q_m : $\sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3/seg

Q_i : Gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg

X_i : Constante para cada gasto Q registrado, función de su período de retorno correspondiente.

N : Número de cada año de registro.

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan éstos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden N_i ; al Q_i máximo le corresponderá el valor - uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del período de retorno para cada Q_i se calculará como:

$$T_r = \frac{N + 1}{N_i} \dots\dots\dots (3.26)$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de (3.26) en (3.25)

El rango dentro del cual puede variar el $Q_{\text{máx}}$ calculado por la ecuación (3.22), se obtiene de la siguiente manera:

$$Q = \pm 2 \frac{S_{qq}}{N^2 (N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} (S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}}) \dots (3.27)$$

siendo:

$$S_{xx} = N \sum C_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i)$$

De la ecuación (3.27) se ve que ΔQ solo varía con X , la cual se calcula de la ecuación (3.25) sustituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el Q_{max} . Todos los otros términos que intervienen en la ecuación (3.27) se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al gasto máximo obtenido en (3.22), más o menos el intervalo de confianza calculado según (3.27).

III.3c.- Método de Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q \dots (3.28)$$

en donde:

$$Q_{max} = Q_m (K C_v + 1) \dots (3.29)$$

$$\Delta Q = \frac{\pm A E_r Q_{max}}{\sqrt{N}} \dots (3.30)$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado:

Q_d : Gasto total de diseño, en m^3/seg .

Q_{max} : Gasto máximo probable obtenido para período de retorno determinado, m^3/seg .

ΔQ : Intervalo de confianza, en m^3/seg .

Q_m : El gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene como sigue

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \dots\dots\dots (3.31)$$

C_v = Coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v^2 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N} \dots\dots\dots (3.32)$$

Q_i : Gastos máximos anuales observados, en m^3/seg .

N : Años de observaciones.

K : Coeficiente que depende de la posibilidad P , expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y el coeficiente de asimetría C_s .

C_s : Coeficiente de asimetría, el cual se calcula como sigue:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \dots\dots\dots (3.33)$$

Por otra parte Lebediev recomienda tomar los valores siguientes:

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo.

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas.

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el obtenido por la ecuación (3.33) se escoge el mayor coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro.

Entre más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma de 0.7

E_r : coeficiente que depende de los valores de C_v , ecuación (3.32) y de la probabilidad P . Ejemplo:

OBTENER EL GASTO DE DISEÑO POR EL METODO DE GUMBEL PARA LOS SIGUIENTES DATOS DE LA ESTACION HIDROMETRICA "ATLACONULCO", LOCALIZADA SOBRE EL RIO LERMA

AÑOS	Q_{max} ANUALES	$Q_i^2 \times 10^{-4}$
1947	22.060	0.4866
1948	133.400	1.7700
1949	65.040	0.4230
1950	97.960	0.9596
1951	148.600	2.2082
1952	158.000	2.4964
1953	88.340	0.7803
1954	87.345	2.3372
1956	138.420	1.9160
1957	42.600	0.1814
1958	244.700	5.9878
1960	103.480	1.0708
1961	133.300	1.7768
1962	187.600	3.5193
1963	249.000	6.2001
1964	76.800	0.5898
1965	206.000	4.2436
1966	113.000	1.2769
1967	170.438	2.9049
1968	84.060	0.7066
1969	195.140	3.8079
1970	97.500	0.9506
1971	136.960	1.8758
1972	54.595	0.2980
1973	147.300	2.1697
1974	79.700	0.6352
1975	74.754	0.5588
1976	241.359	5.8254
1977	61.580	0.3792
1978	56.500	0.3192
1979	52.050	0.2709
1980	59.250	0.3510

n	Y_n	σ_n	n	Y_n	σ_n
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1709
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5469	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

β	$\sqrt{n \times \sigma_n^2}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.549
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

AÑOS DE OBSERVACION: 34

GASTOS MAXIMOS ANUALES: = 4081.271

$$Q_1^2 \times 10^{-4} : = 61.5174$$

$$\bar{Q} = \frac{4,081.27}{33.00} = 123.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q^2 = \frac{61.52 \times 10^{-4} - 33(123.6)^2}{32} = 59.00$$

$$T_N = 1.1226 \quad Y_N = 0.5388$$

$$Q_{\max} = \bar{Q} - \left[\frac{T_Q}{T_N} \bar{Y}_N + \log n \left(\frac{1}{T} \right) \right]$$

$$Q_{\max} = 123.67 - \frac{59.00}{1.1226} \left(0.5388 + L_n \frac{1}{50} \right)$$

$$Q_{\max} = 300 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{para } T_r = 50 \text{ años}$$

$$Q_{\max} = 337 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{para } T_r = 100 \text{ años}$$

$$\text{Como } \bar{p} = 1 - \frac{1}{T_r} > 0.90$$

$$Q = \frac{1.14 \times T_Q}{N} \quad Q = \frac{1.14 \times 59}{1.1226} = 60$$

$$\text{Para } = 50 \text{ años; } Q_{\max} + Q = 360 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } = 100 \text{ años; } Q_{\max} + Q = 397 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAPITULO IV.- TRABAJO DE CAMPO.

IV.1.- Recopilación de datos previos.

Previamente a la visita al sitio de cruce, debe contarse con la información necesaria disponible de la zona, teniendo la seguridad de que el cruce en estudio se ubique dentro de los límites

y además debe consultarse el boletín hidrológico correspondiente - con el propósito de conocer la información general relativa a la - corriente natural en estudio.

En el análisis de la cuenca de captación que contribuye - al escurrimiento del río hasta el cruce en estudio, se empleará la información proporcionada por la Dirección de Estudios del Terri - torio Nacional, y de la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

La información hidrológica será obtenida de los pluvióme - tros y pluviógrafos, que se encuentren instalados en las poblacio - nes cercanas al cruce de estudio.

Por supuesto, la disponibilidad de mayor cantidad de da - tos de registros de precipitación en cada cuenca en particular, - permitirá obtener más aproximación en la predicción de gastos que sirvan como condiciones de diseño.

VI.2.- Inspección al sitio de cruce del río en estudio.

Las mediciones y observaciones directas en el campo tendrán una precisión que dependen en gran parte de la veracidad y exacti - tud de los datos recolectados, de ahí la importancia de los datos de campo. Si se quisiera cuantificar la importancia que tiene el trabajo de campo y de gabinete seguramente se concluiría de que - ambos son igualmente importantes, pues no se llegaría a respues - tas acertadas con datos erróneos, lo mismo que sería incorrecto - procesar datos confiables con criterios equivocados.

En la inspección directa a la zona de la corriente natural en estudio, donde se localiza el sitio de cruce, el primer paso es ubicarlo en la carta topográfica correspondiente. Posteriormente se puede conocer su comportamiento hidráulico en la zona de cruce, investigando sus tirantes máximos en época de crecientes, tanto de la avenida máxima en el año en que ocurrió así como los anuales, que se obtienen observando en el cauce natural las huellas dejadas por el agua y se complementan con la información proporcionada por los habitantes más antiguos del lugar, datos que se anotan en el levantamiento topográfico del sitio de cruce.

Simultáneamente a la visita del sitio de cruce, debe realizarse un reconocimiento general de la zona, anotando las características topográficas, tipo y uso del suelo, clase de vegetación de la cuenca de captación de la corriente natural en estudio. Estos datos probablemente se observarán en la información topográfica y fisiográfica, pero es conveniente observarlos en el campo.

Con el propósito de verificar la presencia o ausencia de obras hidráulicas o alguna otra característica que pueda alterar el gasto de la corriente natural, también debe realizarse un recorrido aguas arriba y aguas abajo del sitio en estudio en una longitud que se considere conveniente.

La inspección realizada al sitio de cruce en estudio nos debe arrojar los siguientes datos:

- 1.- Ubicación del cruce en la carta topográfica.
- 2.- Localización, kilometraje, camino, origen.

- 3.- Ancho del cauce principal, longitud, pendiente aproximada.
- 4.- Tirante en época de crecientes.
- 5.- En que año se presentó la avenida máxima.
- 6.- Observar si existen obras hidráulicas cercanas al sitio en estudio.
- 7.- Observar si existen estaciones de aforo aguas arriba del cruce en estudio.
- 8.- Que tipo de suelo existe en la zona.
- 9.- Observar la magnitud del material de arrastre.
- 10.- Tipo de vegetación
- 11.- Observar si existen llanuras de inundación en el sitio de cruce.

IV.3.- Estudio topohidráulico para proyecto de puentes.

Este estudio deberá incluir un informe preliminar en el cual se den a conocer los datos generales de localización del puente, las características hidráulicas principales que puedan obtenerse de un análisis visual de la zona del cruce, tales como las dimensiones del tirante y la lámina de agua durante la observación así como su velocidad, afluentes y posibles remansos que puedan modificar el funcionamiento de la corriente, dando datos de las distancias a las desembocaduras, lagunas, esteros o la influencia de las mareas.

Se debe además clasificar los materiales de arrastre y sus dimensiones probables, señalar si el río lleva agua permanente o si es de carácter torrencial, si el cauce es estable o tiende a divagar, si la corriente socava o deposita en el lugar del cruce, y

cualquier dato a juicio del observador sea de alguna importancia para el proyecto del puente.

Además de este informe, deberá completarse el estudio con el levantamiento topográfico de la zona del cruce.

La primera fase para el estudio del proyecto de un puente, y de la magnitud del mismo que debe de hacer el ingeniero encargado de efectuarlo es la de hacer un recorrido, sino de la totalidad del área de la cuenca, sí de una zona en la que se pueda normar el criterio para conocer la magnitud de la obra que se tendrá que realizar.

Una vez hecho esto se procede a realizar un levantamiento topográfico de la zona del cruce el cual deberá de contener:

- a) Planta general.
- b) Planta detallada.
- c) Perfil de construcción.
- d) Perfil detallado.

a) Planta general.- Deberá cubrir una extensión de terreno tanto de aguas arriba como aguas abajo en la que el proyectista se dé cuenta del curso del río a ambos lados del cruce.

La escala depende de la extensión del terreno en la que se levanta topografía, recomendándose escalas de 1:500 o 1:200.

b) Planta detallada.- Es indispensable en todo estudio el dibujar una planta de detalle, tratando que la escala sea 1:200. Por otra parte en los cruces con cauces muy profundos y

que consecuentemente tienen la rasante muy alta, la extensión de las plantas de detalle debe ser tal que cubra una extensión de terreno suficiente ya que en algunas ocasiones los apoyos del puente se deben colocar muy afuera del cauce para obtener alturas económicas para esos apoyos.

c) Perfil de construcción.- Se debe nivelar una longitud de perfil que varía de acuerdo con las condiciones del terreno, al tratarse de un terreno montañoso, se justifica por lo menos 300 m de nivelación a cada margen del río o arroyo. Esto se hace con el fin de que en ese perfil se puedan hacer las recomendaciones necesarias en el caso de que la rasante se tenga que cambiar.

d) Perfil detallado.- En este plano básicamente podemos observar lo que es el cajón del cauce, esto quiere decir que detallamos la zona donde vamos a levantar nuestra obra.

Atendiendo a las características topohidráulicas del cruce, puede presentarse una serie de casos diferentes en la sección de la corriente que se pretenda cruzar. A este respecto, puede citarse lo siguiente:

a) Cauce con caja definida.

Es el caso que podría llamarse clásico en el problema de la solución de las estructuras de puentes. En este tipo de cauces no existe la incertidumbre de sus límites topográficos, es decir de su caja.

El estudio hidráulico de estos ríos y la elección del tipo de puente adecuado se simplifican notablemente al poder limitar

con cierta certeza el área hidráulica de la corriente. En todos los cauces con caja definida es recomendable localizar la estructura de tal manera que no se obstruya en forma notable la caja del río, atendiendo desde luego a la importancia del cruce y al tipo de obra que se decida utilizar. Esto es recomendable en base a que en muchos casos, la caja del río tiene una forma tal que funciona con características similares en todo su ancho, es decir admite el análisis un solo tramo hidráulico, por lo cual la obstrucción de una parte de él produce incrementos notables en la velocidad del agua y en los efectos derivados de ello.

Por supuesto que existen cauces con caja definida en los cuales la corriente debe analizarse considerando varios tramos hidráulicos en su funcionamiento; en estos casos deberá tenerse cuidado en su estudio con el fin de determinar cuanta área pueda obstruirse y definir así la longitud más económica del puente.

b) Cauce con caja y llanura de inundación.

En algunas ocasiones, el cauce del río en la zona de cruce adquiere características topográficas que hacen insuficiente la caja del río para drenar el gasto de la corriente. Sucede entonces que al presentarse las avenidas máximas, el agua se desborda de la caja e inunda una o las dos márgenes en áreas que pueden resultar más o menos grandes, de acuerdo con las características del terreno. Se tiene así el caso de un río con caja definida insuficiente y una o dos llanuras de inundación durante las grandes crecientes.

c) Cauce con varias cajas y llanuras de inundación.

Este caso corresponde a los ríos que bifurcan su corriente

te, llegando a reconocer varios cauces bien definidos y varias llanuras de inundación producidas por la insuficiencia hidráulica de dichos cauces.

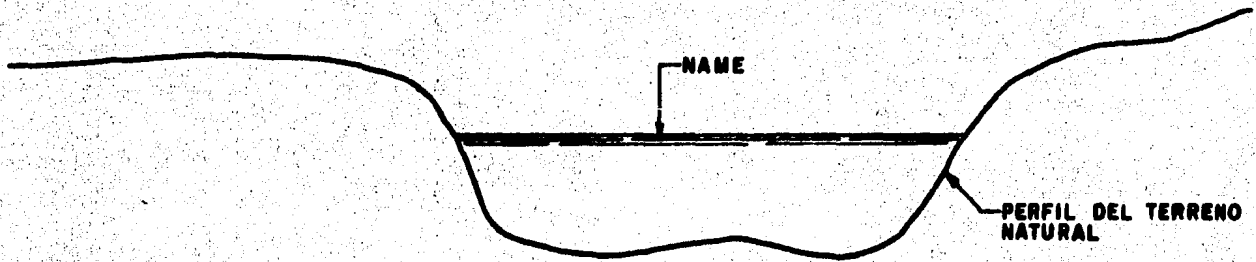
Estos corresponden a una multiplicidad del problema descrito en el inciso anterior y debe procederse en la misma forma en cuanto a la determinación del comportamiento de la corriente, definiendo los valores de los gastos drenados por cada una de las diferentes cajas reconocidas por el río y el correspondiente a las llanuras de inundación.

Para este tipo de cruces surge la posibilidad de solucionarlos construyendo una estructura de puente en cada uno de los cauces definidos, suficiente para drenar el gasto estimado para cada uno de ellos, previendo además la construcción de las obras auxiliares que pudieran resultar necesarias para el desfogue del agua almacenada en las llanuras de inundación.

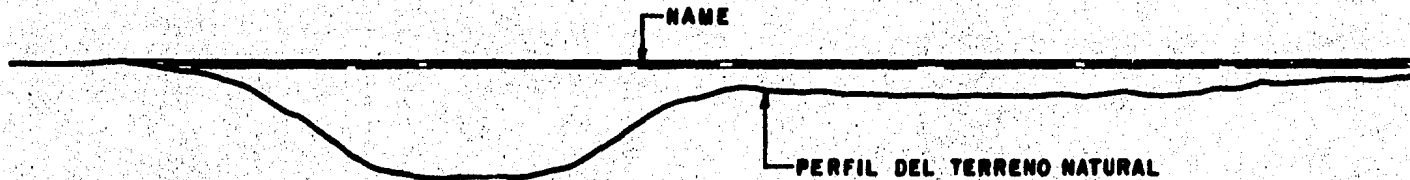
d) Cauce indefinido, sin cajas.

Existen ríos cuyo cauce, en zonas más o menos grandes, puede no estar definido, pudiendo ser incluso, de carácter divagante. En estos casos no es posible determinar una caja definida de la corriente, constituyendo esto un serio problema, tanto para el estudio hidráulico como para la elección de la sección del cruce definitivo.

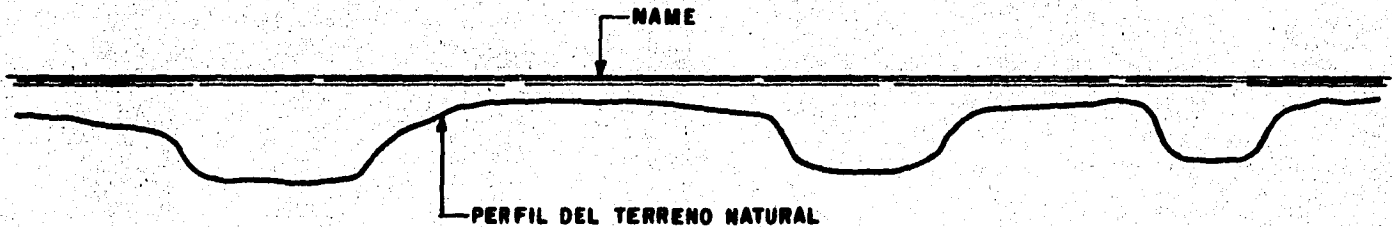
En situaciones como estas debe hacerse un cuidadoso trabajo de investigación tendiente a definir lo más preciso que resulte posible las características de la corriente en función de las pro-



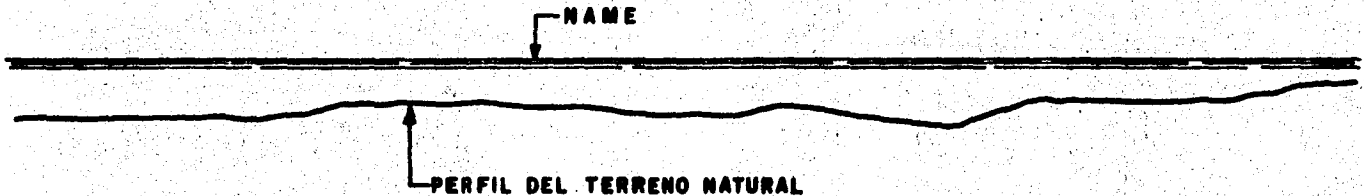
CAUCE CON CAJA DEFINIDA



CAUCE CON CAJA Y LLANURA DE INUNDACION



CAUCE CON VARIAS CAJAS Y LLANURAS DE INUNDACION



CAUCE INDEFINIDO SIN CAJA

piedades de los materiales del cauce y de las tendencias generales de drenaje en la zona del cruce.

Puede resultar que la escasa definición del río se deba al gran acarreo de material durante las grandes avenidas, el cual al depositarse puede constituir una capa de espesor tal que impida definirlo. Estos casos suelen presentarse en terrenos planos, con bajas velocidades del agua.

Para la solución de estos cruces, como se dijo en líneas anteriores, se requiere un estudio exhaustivo que defina las tendencias generales de drenaje en la zona, así como las características físicas de los materiales del terreno, con el fin de tomar las providencias que resulten necesarias para el control del agua del río.

VI.4.- Determinación del gasto de la corriente (método sección y pendiente).

El método de Sección y Pendiente para medir el gasto que escurre por una corriente, consiste en determinar la velocidad de la misma en crecientes máximas extraordinarias, aplicando distintas fórmulas, como la de Manning, Chezy, Kutter, etc; la más usada es la de Manning que es :

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

donde:

v = velocidad media de la corriente, en m/seg.

n = coeficiente de rugosidad de Manning

r = radio hidráulico de la sección transversal, en m.

S = pendiente hidráulica del río en crecientes máximas extraordinarias.

Después se calcula el gasto máximo usando la expresión:

$$Q = V \cdot A$$

donde:

Q = gasto de la corriente en crecienta máxima extraordinaria

V = mismo significado que para la expresión anterior.

A = área hidráulica de la sección Transversal.

Para la aplicación de este método se debe elegir un mínimo de tres secciones hidráulicas, de preferencia una aguas arriba, otra aguas abajo y la tercera en el sitio de cruce, todas ellas separadas a distancias convenientes (aproximadamente 200 o 300 m) y en un tramo recto del río. Desde luego que en la práctica, en gran número de ocasiones, no podrá contarse con un tramo recto y la separación de las secciones hidráulicas tendrá que hacerse eligiendo los lugares más convenientes para ello, dando como resultado que a veces sólo sea posible contar con dos secciones hidráulicas dignas de confianza o tal vez una sola. La aplicación del método de sección y pendiente en lugares con amplias zonas de desbordamiento, conduce a resultados erróneos apartados de la realidad.

Para la elección de los lugares convenientes de las secciones hidráulicas, deberán buscarse sitios donde el río se encuentre encajonado, sin zonas de desbordamiento o remanso, lo cual no-

tivará que en muchas ocasiones debe hacerse un estudio hidráulico bastante aguas arriba o abajo del cruce para comparar y corregir los datos que hallan arrojado las secciones cercanas al cruce que tendrán, para este caso, zonas amplias de desbordamiento. Por otra parte es necesario hacer estas últimas secciones (sobre todo la del cruce) para tener idea de la manera como se distribuye el gasto total en la zona de cruce y para que el proyectista esté en posibilidad de determinar el estrechamiento conveniente para la estructura.

Muchas veces es necesario aumentar el número de secciones hidráulicas debido a que los originales, previamente programadas, hayan dado datos no concordantes, o bien para la necesidad de obtener el gasto en algún lugar aguas arriba donde el río se encuentre bien definido. También será necesario efectuar secciones hidráulicas adicionales por la presencia de afluentes aguas arriba que puedan aportar un gasto de importancia.

Las zonas de desbordamiento o de remanso muy amplias, generalmente proporcionan datos incorrectos en relación al gasto calculado por el método de sección y pendiente, debido principalmente a su forma incierta de funcionar, con pendientes diferentes a la general del río.

Existe también el problema que presenta la determinación de los valores que adquiere el coeficiente de rugosidad "n" de Horton.

Este coeficiente depende del tirante de la corriente y rugosidad del terreno que forma el cauce, sus paredes o bordos,

también dependen de la vegetación que exista en dicho cauce.

Por lo anterior se ve que en la mayoría de las ocasiones; las secciones hidráulicas consideradas no tienen un solo coeficiente de rugosidad, sino por el contrario, deberán elegirse varios valores, tomando en consideración las características que lo hacen variar.

La correcta determinación de estos valores es una de las principales dificultades que presenta el método y puede conducir a serios errores en el cálculo del gasto.

Los valores de A , P y r , son funciones de la sección Transversal y de la altura del agua en un momento dado. Deberán tomarse los datos correspondientes al NAME. El valor de S deberá medirse en una longitud, para casos normales, de aproximadamente 800 m, 500 m aguas arriba y 300 m aguas abajo del sitio del cruce.

Como se comprende, uno de los puntos clave para la correcta aplicación del método es la certidumbre de los datos del NAME, los cuales deben obtenerse en el campo mediante la observación de las huellas dejadas por las crecientes máximas extraordinarias o por informes de las gentes del lugar.

CAPITULO V.- TIPOS DE OBRAS USADAS PARA DRENAR UN CAMINO.

V.1.- Vado.

Es la estructura que permite el paso de un río o arroyo cuando está seco o bien cuando lleva determinado caudal hasta de

terminado nivel. Longitudinalmente pueden ser a nivel o curvos, preferentemente parabólicos, pero siempre cuidando que no ocasionen trastornos al automovilista al pasar sobre ellos, es decir que no sean depresiones bruscas o con cambios que produzcan golpes.

Los vados generalmente se proyectan de mampostería, de losas de concreto, o bien de dentellones de mampostería o concreto, pueden ser también pavimentados.

Las condiciones de un buen vado son las siguientes.

- a) Se debe evitar la erosión y la socavación aguas arriba y aguas abajo.
- b) La superficie de rodamiento no se debe erosionar con el paso del agua.
- c) El agua no debe provocar regímenes turbulentos, remolinos etc., para lo cual debe facilitarse el escurrimiento.

V.2.- Tubos.

Las alcantarillas construídas con tubos prefabricados, se llaman tubulares. Los tubos pueden ser metálicos o de concreto. Las alcantarillas tubulares tienen la ventaja sobre cualquier otro tipo, de la rapidez de su construcción, pues inmediatamente después de tendido se puede construir el terraplén.

Las condiciones de una buena alcantarilla son las siguientes:

- a) Buena preparación de la plantilla donde va a colocarse el tubo, evitando que haya cama rígida, o que haya -

diferente resistencia del terreno, huecos, etc.

- b) Colocación siguiendo las especificaciones de los constructores.
- c) Articulaciones convenientes.
- d) Colocación del colchón por capas compactadas.
- e) Suficiente protección a la entrada y a la salida.
- f) Tener suficiente pendiente para evitar azolves (de 0.5 % mínimo, convenientemente 2 %)

V.3.- Alcantarillas

Una alcantarilla es un ducto que sirve para dar paso a las aguas pluviales que se acumulan en zonas del camino escurrimientos naturales y artificiales, cuando éstos no son de mayor cuantía o cuando el cauce tiene un claro máximo de 6.0 m.

Estas alcantarillas, pueden ser tubos circulares, losas, bóvedas, cajones, etc., y pueden estar constituidas de concreto, lámina, mampostería, en algunos casos de madera.

Losas.- Se llaman comunmente losas a las alcantarillas de concreto reforzado sobre muros de mampostería y se usan cuando por la magnitud del gasto no es posible usar una batería de tubos de diámetro necesario, o resultan excesivamente costosos o difíciles de transportar e instalar. También se recomiendan cuando se tienen a mano los materiales necesarios tales como:

- a) arena
- b) grava

c) piedra

f) mano de obra para la mampostería.

V.4.- Alcantarillas Celulares.

Se llaman alcantarillas celulares o de cajón a las estructuras de concreto armado que tienen varias celdas.

Este tipo se usa en caso de que el terreno tenga poca resistencia como en el caso de pantanos y cuando la altura del colchón es moderada y la extensión del cauce muy grande. Son costosas y lentas de construir.

V.5.- Puente Vado.

Se llama puente bajo o puente-vado a la estructura en forma de puente que sirva para dar el paso al gasto de aguas máximas ordinarias y que durante el período de aguas máximas extraordinarias permite que el agua brinque encima de ella.

Un puente-vado reunirá los siguientes requisitos:

- a) Altura y longitud tal que permita el paso del gasto de las avenidas ordinarias.
- b) Superestructura de espesor mínimo con objeto de que haya la menor obstrucción al agua.
- c) Procurar que la superestructura quede tan abajo de la superficie del agua, en las crecientes máximas extraordinarias, como sea necesaria para que los árboles pasen encima del puente sin dañarlo.

PUENTES

Un puente es un sistema estructural formado por un conjunto de partes combinadas en forma ordenada para realizar una función determinada. Este sistema estructural puente, es parte de un sistema más general como son las vías de comunicación (carreteras, líneas de ferrocarril, etc.). Es por ello que los puentes no deben analizarse en forma aislada, sino como parte integrante de la vía de comunicación.

Los puentes como cualquier otra estructura, deben cumplir su función a la que están destinados con un grado de seguridad razonable, deben presentar un comportamiento adecuado en condiciones normales de trabajo, la inversión inicial debe estar dentro de un rango económico apropiado, el costo de mantenimiento y conservación debe ser el mínimo y debe satisfacer ciertos requerimientos estéticos congruentes con el lugar de ubicación.

DEFINICION DEL "CRUCE"

En el desarrollo de este tema se usará con alguna frecuencia el término "cruce", el cual se usa también en la Dirección General de Carreteras Federales, de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para designar el punto de intersección de una vía terrestres, ya sea carretera o ferrocarril, con un cuerpo de agua, generalmente una corriente natural o artificial: río, arroyo o canal, aunque también puede ser una laguna o embudo.

DIFERENCIA ENTRE PUENTE Y ALCANTARILLA

Aún cuando las dos estructuras sirven para cruzar corrientes, existen algunas diferencias entre los puentes y las alcantarillas que veremos a continuación:

Se ha venido considerando como alcantarillas a las estructuras cuyo claro es menor o igual que 6.0 m y, por consiguiente, serán puentes las estructuras con claro mayor a dicho valor.

Además de esta diferencia en longitud, existe otra muy importante por lo que respecta al tratamiento que se le da a estas estructuras; en tanto que para el proyecto de los puentes se realizan estudios topográficos, hidráulicos y de suelos para cada puente en particular, para las alcantarillas estos estudios se reducen a un mínimo; el hidráulico se suprime, el topográfico se limita al levantamiento del eje de la obra y las recomendaciones de cimentación se dan con base en una exploración somera a lo largo del eje de la carretera que se efectúa para determinar las características de los materiales de los cortes.

ESTUDIOS PRELIMINARES.

Al proyectar y construir un puente es de importancia fundamental contar con toda la información necesaria, ya que de nada serviría el diseñar un puente con gran esmero y cuidado si se carece de la información completa que proporcione las características del lugar donde se va a localizar, o si ésta es escasa o errónea, pudiendo resultar al final de cuentas que el puente no es el

apropiado a las condiciones del lugar.

Además, la información preliminar es importante desde el punto de vista económico ya que, con una buena información podrá determinarse una elección adecuada, de la cual depende ampliamente la economía de la obra, por lo que puede decirse que la elección de este tipo es muy importante, pues se logra una mayor economía con una buena elección que con refinamiento de diseño.

Ahora bien, esta información se obtiene a través del reconocimiento y los estudios preliminares, los cuales se deben realizar con la amplitud y profundidad que requiera la importancia del puente y el costo del mismo.

Los estudios preliminares que deben llevarse a cabo dependen de las características del puente, del obstáculo que se va a salvar, del tipo de terreno, etc. A continuación se indican los estudios que realizan con más frecuencia y se comentan brevemente.

RECONOCIMIENTO PRELIMINAR

Este reconocimiento tiene por objeto determinar las condiciones generales de la zona y detectar los posibles cruces, observando las características particulares de cada uno de ellos.

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Debe estudiarse en el terreno, que la localización de los

accesos y del puente sea realmente la más ventajosa desde el punto de vista de alineamiento general del camino, así como de la relación entre el costo del puente y el de los tramos de la línea adyacentes a éste, ya que deberá tenerse en cuenta que no siempre la solución más económica es la más adecuada.

El estudio topográfico tiene por objeto conocer con detalle el conjunto de particularidades que presenta el terreno en su configuración superficial en la zona donde se localiza el cruce. Este estudio es básico y de gran utilidad, ya que apoyados en él es posible cuantificar los movimientos de tierra que provocará dicha topografía así como la altura de rasante, la localización de los apoyos y las excavaciones en los mismos.

Sirve además, en relación con el estudio hidráulico para tener idea del funcionamiento del río en la zona de cruce, ya que muestra si el río está encajonado o tiene llanuras de inundación, si tiene curvas o meandros antes y después del cruce, si es recomendable hacer alguna rectificación local del cauce, si se requiere alguna protección en los apoyos, en los terraplenes de acceso o en las márgenes, etc. El estudio topográfico queda contenido en los siguientes planos:

Croquis de localización.

Planta general.

Planta detallada.

Perfil de construcción.

Perfil detallado.

Informe de campo.

ESTUDIO HIDRAULICO

Habrá que tomar en el terreno todos aquellos datos indispensables para proyectar un puente congruente con las características hidráulicas de la corriente que se trata de cruzar, como son:

- Nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Nivel de aguas máximas ordinarias.
- Zonas que se inundan.
- Coefficiente de rugosidad del cauce.
- Diámetro de los cuerpos máximos arrastrados (por el fondo)
- Dimensiones de los cuerpos flotantes.
- Epoca de estiaje
- Posibilidad de socavación.

El estudio hidráulico proporciona todas las características hidráulicas de la corriente en la sección del cruce asociadas a una avenida extraordinaria detectada en el campo, ya sea por huellas encontradas en el cauce o por información de las personas del lugar, pero cuya frecuencia por lo general se desconoce.

ESTUDIO HIDROLOGICO.

Para subsanar el inconveniente que tiene el estudio topohidráulico relativo a la frecuencia de la avenida cuyos datos se recogen en el campo, se efectúa el estudio hidrológico con base a las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca correspondiente al cruce en estudio, el cual proporciona el gasto máximo asociado a un período de retorno determinado en función de

la vida útil de la obra y de la importancia de la misma, que se traduce en el grado de riesgo que se acepta corresponde que el puente sea excedido en su capacidad una vez en cierto número de años.

Hay que hacer hincapié en que los puentes no se proyectan para la avenida máxima maximorum que se pueda presentar en el sitio de cruce, ya que esto sería antieconómico porque resultarían puentes enormes que tal vez en toda su vida útil nunca trabajarían a toda su capacidad, sino que se proyectan para una avenida menor, aceptando correr un cierto riesgo calculado de que el puente resulte insuficiente alguna vez durante esa vida útil.

Por eso las fallas que en algunas ocasiones se producen en los puentes, no deben verse como fracasos derivados de proyectos o de estudios defectuosos, sino como casos previstos desde la etapa de la toma de decisiones, en los cuales se ha verificado la posibilidad de falla cuyo riesgo fué aceptado de antemano.

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los caminos, como en toda obra vial, el drenaje desempeña la función de retirar rápida y eficientemente el agua de lluvia que cae sobre los cauces de las corrientes naturales que cruzan dichos caminos.

Por lo anterior, en las vías terrestres el drenaje adquiere una importancia preponderante, requiriendo la atención del personal con mucho criterio y conocimientos.

El presente trabajo se puede considerar como una metodología para el cálculo de gastos máximos ocurridos sobre corrientes naturales, siempre y cuando se tengan las siguientes bases:

- 1).- La corriente natural tenga estaciones de aforo aguas arriba del cruce en estudio.
- 2).- Se tenga información de pluviógrafos o pluviómetros.

Dicho lo anterior uno de los problemas fundamentales que frecuentemente se presentan en un estudio hidrológico es la escasez de pluviógrafos existentes en el país, indispensables para la elaboración de las:

CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO.

En general, los factores que intervienen en un estudio hidrológico son muchos y variados, en los últimos años han sido ampliadas las contribuciones gracias a estudios más detallados y al uso de fórmulas matemáticas, así como el establecimiento de cuen -

cas experimentales en nuestro país, con el propósito de adaptar las fórmulas que actualmente se utilizan a las condiciones de nuestro país.

Para la elaboración adecuada del proyecto hidráulico de un puente, cuyos resultados se acerquen al funcionamiento real de la corriente, es necesario realizar un análisis preliminar que dé a conocer más o menos en forma completa las características generales del escurrimiento, lo cual nos dejará en posibilidad de poder efectuar una serie de investigaciones y de deducciones tendientes a determinar el gasto y la velocidad probable del agua durante las avenidas máximas en la zona del cruce.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS (315)
G. SOTELO A. - INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.
- 2.- INSTRUCTIVO PARA AFOROS DE CORRIENTE.- 5a. EDICION
S.A.H.O.P.
- 3.- MODELOS DE ANALISIS DE LAS CARACTERISTICAS DE LA PRECIPITACION Y DE LAS CONDICIONES DE LA CUENCA PARA OBTENER CRITERIOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CRUCE Y DRENAJE- EN CARRETERAS
INFORME GENERAL S.A.H.O.P.
- 4.- INSTRUCTIVO DE CLIMATOLOGIA.- S.A.H.O.P.
- 5.- MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS.- S.A.H.O.P.
- 6.- HIDROLOGIA, 1a. PARTE (D7)
R. SPRINGALL G. - INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.
- 7.- ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES (146)
R. SPRINGALL G. - INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.
- 8.- DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS (143)
R. SPRINGALL G. - INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.
- 9.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES
FAIR, GEYER - EDITORIAL LIMUSA.- 1974
- 10.- TORMENTAS Y AVENIDAS DE DISEÑO
DOMINGUEZ M. - INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.-1976